POLITECHNIKA GDAŃSKA

WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ I ŚRODOWISKA

Katedra Inżynierii Drogowej

ul. G. Narutowicza 11/12	Tel:	58 347 13 47
80-233 Gdańsk	Fax:	58 347 10 97

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

Opracowano na zlecenie:

Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad
ul. Żelazna 59
00–848 WARSZAWA

Opracowali:

prof. dr hab. inż. Józef Judycki – autor kierujący

dr inż. Marek Pszczoła

mgr inż. Mariusz Jaczewski

mgr inż. Łukasz Mejłun

mgr inż. Dawid Ryś

Kierownik Katedry Inżynierii Drogowej – prof. dr hab. inż. Józef Judycki

Gdańsk, listopad 2014

Spis treści

1. WPROWADZENIE 7

1.1. Podstawa opracowania 7
1.2. Cel opracowania 7
1.3. Zakres pracy 9
1.3.1. Studia literatury 9
1.3.2. Badania laboratoryjne 9
1.3.3. Analizy i obliczenia 10
1.3.4. Badania terenowe 11
1.3.5. Ocena spękań podbudów z AC WMS zimą 2012 r. 11
1.3.6. Podsumowanie i rekomendacje 11
1.4. Podziękowania 11

2. DANE OGÓLNE 15

2.1. Rys historyczny betonu asfaltowego o wysokim module sztywności 15
2.2. Doświadczenia francuskie 16
2.3. Doświadczenia brytyjskie 22
2.4. Doświadczenia polskie 23
2.4.1. Zeszyt IBDiM nr 63 (2002 r.) [2.19] 24
2.4.2. Zeszyt IBDiM nr 70 (2007 r.) [2.23] 25
2.4.3. Wymagania Techniczne WT-2 (2008 r.) [2.28] 27
2.4.4. Wymagania Techniczne WT-2 (2010 r.) [2.29] 28
2.4.5. Wymagania Techniczne WT-2 (2014 r.) [2.16] 30
2.5. Dotychczasowe doświadczenia stosowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w Polsce i na świecie 31
Literatura do rozdziału 2 34

3. BADANIA LABORATORYJNE 39

3.1. Zakres badań laboratoryjnych 39
3.2. Badane materiały 41
3.2.1. Wstęp 41
3.2.2. Mieszanki mineralno-asfaltowe 41
3.3. Badania cech reologicznych i wytrzymałościowych betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w niskich temperaturach 46
3.3.1. Badania zginania belek z betonu asfaltowego ze stałą prędkością deformacji w niskich temperaturach 46
3.3.2. Badania zginania belek z betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem w niskich temperaturach (test pełzania) 56
3.3.3. Badanie modułów sztywności i wytrzymałości w metodzie pośredniego rozciągania w niskich temperaturach 75
3.3.4. Badania laboratoryjne właściwości mechaniki pękania betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w niskich temperaturach 83
3.3.5. Badania laboratoryjne naprężeń termicznych oraz temperatury pęknięcia wywołanych podczas oziębiania w betonie asfaltowym konwencjonalnym i o wysokim module sztywności według metody TSRST (test naprężeń termicznych w utwierdzonej próbce) 96

3.4. Badania właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w wyższych temperaturach 107
3.4.1. Badanie odporności na koleinowanie betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności 107
3.4.2. Badanie pełzania statycznego 111
3.4.3. Badanie właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w wyższych temperaturach w warunkach obciążeń powtarzalnych 118
3.4.4. Badania laboratoryjne modułów sztywności w metodzie pośredniego rozciągania w wysokich temperaturach 140
3.5. Wnioski z badań laboratoryjnych dotyczące zachowania się betonu asfaltowego o wysokim module sztywności 142
3.5.1. Badania w niskich temperaturach 142
3.5.2. Badania w wysokich temperaturach 145
3.6. Literatura do rozdziału 3 146

4. ANALIZY I OBLICZENIA 151

4.1. Cel i zakres analiz i obliczeń 151
4.2. Ocena rodzaju funkcjonalnego asfaltów stosowanych do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS i betonów asfaltowych konwencjonalnych AC („Performance Grades") i ich przydatności w warunkach klimatycznych Polski według metody Superpave 152
4.2.1. Ocena rodzaju funkcjonalnego PG asfaltów stosowanych do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS oraz do betonów asfaltowych konwencjonalnych AC 152
4.2.2. Analiza warunków temperaturowych w Polsce 157
4.3. Analiza naprężeń termicznych w warstwach asfaltowych nawierzchni w okresie oziębiania w niskich temperaturach zimowych 170
4.3.1. Analiza temperatur nawierzchni asfaltowych w okresie zimowym w Polsce na podstawie danych z wybranych stacji meteorologicznych 170
4.3.2. Metody obliczania naprężeń termicznych w warstwach asfaltowych 180
4.3.3. Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej 180
4.3.4. Obliczenia naprężeń termicznych według metody quasi-sprężystej Hillsa i Briena 181
4.3.5. Obliczenia według metody opartej o teorię lepkosprężystości 190
4.3.6. Porównanie wyników metody Hillsa i Briena i metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości dla przypadku prędkości chłodzenia V_T=10°C/h (przypadek skrępowanego pręta) 202
4.3.7. Porównanie wyników obliczeń z wynikami badań naprężeń termicznych według metody TSRST 205
4.3.8. Ocena betonów asfaltowych o wysokim module sztywności na podstawie wyników obliczeń naprężeń termicznych 208
4.4. Ocena modułów sztywności i czasów relaksacji betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności 209
4.5. Analiza lepkosprężysta konstrukcji nawierzchni z warstwami z betonu asfaltowego konwencjonalnego i o wysokim module sztywności w warunkach wyższych temperatur letnich 212
4.5.1. Cel analizy 212
4.5.2. Zakres analiz 212
4.5.3. Metoda analizy i opis programu VEROAD 213
4.5.4. Konstrukcje nawierzchni przyjęte do analizy 217
4.5.5. Maksymalne temperatury nawierzchni asfaltowych w okresie letnim 218
4.5.6. Rozkłady temperatur przyjęte do obliczeń 230
4.5.7. Parametry materiałowe warstw konstrukcyjnych 234
4.5.8. Określenie sposobu obciążenia nawierzchni 235
4.5.9. Wyniki obliczeń 235
4.5.10. Wnioski z przeprowadzanych obliczeń i analiz 240

Literatura do rozdziału 4 ..... *240*

5. BADANIA TERENOWE 245

5.1. Zakres badań terenowych 245
5.2. Informacje o odcinkach dróg wytypowanych do badań terenowych 246
5.3. Wizualna ocena stanu technicznego dróg z zastosowanymi mieszankami AC WMS i z konwencjonalnymi mieszankami AC 250
5.3.1. Metodyka oceny wizualnej 250
5.3.2. Wyniki przeprowadzonej oceny wizualnej 252
5.3.3. Analiza statystyczna liczby spękań niskotemperaturowych na drogach z mieszankami AC WMS i z konwencjonalnymi mieszankami AC w oparciu o wynik obserwacji z 2014 roku 264
5.4. Moduły sztywności AC WMS obliczone na podstawie badań FWD 270
5.4.1. Pomiary ugięć 270
5.4.2. Ocena współpracy pęknięcia 272
5.4.3. Moduł powierzchniowy badanych nawierzchni 273
5.4.4. Moduły warstw asfaltowych, podbudowy i ulepszonego podłoża gruntowego 274
5.4.5. Ocena ugięć nawierzchni i obliczonych modułów sztywności AC WMS 277
5.5. Podsumowanie badań terenowych 278

6. SPĘKANIA PODBUDÓW Z AC WMS ZIMĄ 2012 R. W POLSCE 281

6.1. Cel i zakres badań 281
6.2. Projekt konstrukcji nawierzchni i podstawowe wymagania w odniesieniu do AC WMS 282
6.3. Badania terenowe 283
6.3.1. Inwentaryzacja niskotemperaturowych spękań poprzecznych 284
6.3.2. Ocena wizualna jednorodności powierzchni z AC WMS 287
6.3.3. Odwierty i odkrywki 289
6.3.4. Podsumowanie badań terenowych 290
6.4. Badania laboratoryjne 291
6.5. Analiza przyczyn powstania spękań nawierzchni 293
6.5.1. Analiza temperatur powietrza i nawierzchni 293
6.5.2. Ocena Performance Grade (PG) zastosowanego asfaltu i wymaganej temperatury krytycznej dla rejonu budowanej autostrady A1 295
6.5.3. Związek pomiędzy jednorodnością warstw AC WMS a ilością spękań niskotemperaturowych 296
6.5.4. Obliczenia naprężeń termicznych w warstwach AC WMS i porównawczo w warstwach AC 298
6.6. Wnioski 300

7. PODSUMOWANIE I REKOMENDACJE 305

1. Wprowadzenie

Autor rozdziału 1: Prof. dr hab. inż. Józef Judycki

1.1. Podstawa opracowania

Niniejszy raport stanowi sprawozdanie z prac badawczych wykonanych w Katedrze Inżynierii Drogowej Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie, w ramach umowy Nr 3096/2011 z dnia 18.11.2011 r.

1.2. Cel opracowania

W latach 1995-2005 na wielu polskich drogach wystąpiły liczne i głębokie koleiny, które utrudniały ruch samochodowy. Odpowiedzią na wystąpienie problemu kolein były remonty nawierzchni, zmiany specyfikacji na mieszanki mineralno-asfaltowe, poprawa metod badań i projektowania mieszanek, a także wprowadzenie do stosowania twardszych asfaltów. Poprzednio do nawierzchni w Polsce stosowano powszechnie asfalty o penetracji 70, które zastąpiono asfaltami 50/70 do warstw ścieralnych i 35/50 do warstw wiążących i do podbudów. Zaczęto także powszechnie stosować asfalty modyfikowane do warstw ścieralnych. Obawy o deformacje nawierzchni asfaltowych spowodowały, że przy budowie dróg o największym obciążeniu ruchem od 2002 roku stopniowo zaczęto wprowadzać do podbudów i warstw wiążących betony asfaltowe o wysokim module sztywności oznaczane jako AC WMS. Intensyfikacja zastosowań AC WMS w Polsce nastąpiła w latach 2008 – 2010, kiedy zostały one użyte na prawie wszystkich nowobudowanych autostradach, drogach ekspresowych i drogach krajowych.

Beton asfaltowy o wysokim module sztywności powstał w latach 80 XX wieku we Francji i nazywany jest tam w skrócie AC-EME, od francuskiej nazwy „Enrobé a Module Éleve”. AC-EME jest we Francji jedną ze standardowych mieszanek mineralno-asfaltowych. Mieszanki typu AC-EME mają podstawową zaletę w postaci dużej odporności na koleinowanie w okresie gorącego lata. Z tego powodu intensywne prace badawcze nad przystosowaniem tych mieszanek do warunków lokalnych były prowadzone w wielu krajach świata.

Wśród polskich specjalistów od początku stosowania AC WMS trwały dyskusje, czy decyzja o wprowadzeniu w Polsce betonów asfaltowych o wysokim module sztywności jest uzasadniona. Wyrażane były obawy, że w podbudowach z AC WMS z twardymi asfaltami, o penetracji rzędu 20/30, wystąpią spękania niskotemperaturowe i odbiją się one w warstwach ścieralnych. Beton asfaltowy o wysokim module sztywności powstał i stosowany jest we Francji. We Francji klimat jest jednak bardziej łagodny i w okresie zimy występują tam temperatury dużo wyższe niż w Polsce.

W lutym 2012 roku, gdy temperatura powietrza w dzień spadła w wielu regionach Polski do około -10°C, a w nocy do około -20°C i utrzymywała się na takim poziomie przez około dwa tygodnie wystąpiło bardzo dużo spękań poprzecznych na nowo wybudowanych podbudowach i warstwach wiążących autostrad, w których zastosowano AC WMS. Popękały nowe warstwy AC WMS wbudowane latem i jesienią w roku 2011, które pozostawiono bez przykrycia warstwami ścieralnymi z SMA na zimę. Problem licznych spękań poprzecznych nowych warstw asfaltowych zaskoczył oraz zbulwersował środowisko drogowców i został bardzo mocno nagłośniony przez media. Spękania niskotemperaturowe nowych warstw asfaltowych wykonywanych z konwencjonalnych materiałów nigdy przedtem nie wystąpiły zimą na tak dużą skalę. Ponadto autostrady budowano przy ogromnych wydatkach finansowych, a specyfikacje techniczne stawiały wobec nich bardzo wysokie wymagania.

Lokalizacja Polski warunkuje większy wpływ klimatu kontynentalnego, charakteryzującego się w znacznej części kraju stosunkowo niskimi temperaturami zimą i dość wysokimi temperaturami latem. Istotne jest więc rozważenie dwóch aspektów: odporności nawierzchni asfaltowych na spękania niskotemperaturowe zimą i odporności na powstawanie kolein latem, co stanowiło cel tej pracy.

Celem niniejszej pracy było:

a) Przeprowadzenie badań nad możliwością powstawania spękań niskotemperaturowych w okresie zimowym w nawierzchniach drogowych z warstwami betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS.
b) Przeprowadzenie badań wpływu zastosowania warstw z betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS na zmniejszenie deformacji trwałych powstających w wyższych temperaturach letnich w nawierzchniach asfaltowych.

Pierwszy z tych celów jest podstawowy w rozważanym przypadku. Jemu też poświęcono najwięcej badań, analiz i obserwacji.

Jeżeli chodzi o cel drugi to korzystny wpływ AC WMS na zapobieganie powstawaniu kolein jest oczywisty. Ale pytanie jakie postawiono w niniejszych badaniach jest ważne praktycznie. Zapytano bowiem jak duże są różnice w zachowaniu się nawierzchni z betonu asfaltowego konwencjonalnego i o wysokim module sztywności pod obciążeniem przez ruch w warunkach wyższych temperatur dodatnich latem. Czy rzeczywiście konieczne jest stosowanie betonu asfaltowego o wysokim module sztywności, aby zapobiec koleinom? Pytanie to jest ważne, biorąc pod uwagę zwiększone ryzyko spękań niskotemperaturowych przy stosowaniu AC WMS.

1.3. Zakres pracy

Prace badawcze trwały trzy lata, od listopada 2011 r. do listopada 2014 r., i objęły:

a) studia literatury,
b) badania laboratoryjne,
c) analizy i obliczenia,
d) badania terenowe,
e) ocenę spękań podbudów z AC WMS zimą 2012 r,
f) wnioski.

1.3.1. Studia literatury

Studia literatury objęły wytyczne techniczne polskie i zagraniczne dotyczące AC WMS, w tym głównie francuskie, artykuły w prasie technicznej polskiej i zagranicznej dotyczące mieszanek AC WMS, problemu spękań niskotemperaturowych i powstawania deformacji trwałych. Istotnym elementem studiów były zarówno aspekty praktyczne, jak i teoretyczne dotyczące badanych zagadnień. Studia literatury przedstawiono częściowo w rozdziale 2, ale także we wszystkich kolejnych rozdziałach, jakich te studia dotyczyły.

1.3.2. Badania laboratoryjne

Badania laboratoryjne były bardzo obszerne i trwały trzy lata. Zgodnie z celem pracy można je podzielić na dwie grupy zagadnień:

a) badania odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na spękania niskotemperaturowe,
b) badania odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe.

W każdym przypadku badano dla porównania betony asfaltowe konwencjonalne AC i betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS. Badano nie tylko wpływ rodzaju mieszanki (AC i AC WMS), ale także wpływ typu zastosowanego lepiszcza asfaltowego (asfaltów drogowych zwykłych, modyfikowanych i wielorodzajowych). Różnicowano także rodzaje asfaltów, od asfaltów bardziej miękkich 50/70 do asfaltów twardych 20/30.

Jeżeli chodzi o spękania niskotemperaturowe to nie ma obecnie w świecie w tym zakresie jednolitej, zunifikowanej i powszechnie uznanej metody badawczej. W związku z tym w niniejszej pracy stosowano różnorodne metody badań mieszanek w niskich temperaturach:

a) Dwa typy badań nienormowych były oparte na metodzie opracowanej wcześniej oryginalnie na Politechnice Gdańskiej. Jest to metoda badania belek z betonu asfaltowego poddanych obciążeniom stałym lub obciążeniom wolnozmiennym. Badania przy obciążeniach wolnozmiennych pozwalały na określenie cech wytrzymałościowych i modułu w niskich temperaturach. Badania przy obciążeniach stałych pozwalały przy zastosowaniu teorii lepkosprężystości określać podstawowe cechy reologiczne mieszanek w

niskich temperaturach. Cechy reologiczne zostały wykorzystane do obliczania naprężeń termicznych w nawierzchniach.

b) Oprócz zginania belek stosowano badania normowe przy obciążeniach powtarzalnych w warunkach pośredniego rozciągania. Jest to znana metoda badań w aparacie Nottingham Asphalt Tester (NAT), pozwalająca na ocenę normową modułów sztywności.
c) Po raz pierwszy w Polsce do oceny odporności na spękania niskotemperaturowe zastosowano nienormową metodę mechaniki spękań. Jej zastosowanie miało charakter badań wstępnych, ale bardzo dobrze zróżnicowało badane materiały. Metoda mechaniki spękań dała obiecujące rezultaty wskazujące na konieczność rozwijania w Polsce tej metody badań.
d) Wszystkie podstawowe mieszanki przebadano według normowego badania w aparacie Thermal Stress Restrained Specimen Test (TSRST), czyli w teście badania naprężeń termicznych w skrępowanej próbce wykonanej z mieszanki mineralno-asfaltowej, w celu wyznaczenia temperatury pęknięcia przy oziębianiu ze stałą prędkością 10°C/h.

Jeżeli chodzi o wysokie temperatury i odporność na deformacje trwałe to przeprowadzono następujące badania mieszanek mineralno-asfaltowych:

a) Badania normowe koleinowania w koleinomierzu.
b) Badania nienormowe właściwości lepkosprężystych przy pełzaniu próbek cylindrycznych w warunkach stałych obciążeń przy ściskaniu prostym.
c) Badania nienormowe właściwości lepkosprężystych przy obciążeniach krótkotrwałych, powtarzalnych próbek cylindrycznych przy ściskaniu prostym.

Wyniki tych ostatnich badań zostały wykorzystane do analizy konstrukcji nawierzchni z warstwami AC i AC WMS według teorii wielowarstwowej półprzestrzeni lepkosprężystej z wykorzystaniem programu komputerowego VEROAD.

1.3.3. Analizy i obliczenia

Na początku przeprowadzono analizę warunków klimatycznych w Polsce, aby ocenić czy twarde asfalty stosowane do AC WMS mogą być zaakceptowane według metody SUPERPAVE.

Następnie wykonano obliczenia naprężeń termicznych powstających podczas oziębiania warstw asfaltowych zimą, w zależności od tego jaki materiał został użyty do wykonania warstwy (AC lub AC WMS) i jaki był rodzaj lepiszcza asfaltowego. Obliczenie naprężeń termicznych w niskich temperaturach ma znaczenie podstawowe przy analizie spękań niskotemperaturowych. Zastosowano w tym względzie dwie metody, pseudo-sprężystą i lepkosprężystą. Metoda lepkosprężysta, znana głownie w USA, została zastosowana po raz pierwszy w Polsce. Jest bardzo skomplikowana i wymagała wielkiego nakładu pracy przy jej wdrożeniu i bardzo obszernych badań laboratoryjnych cech lepkosprężystych. Do obu metod wykorzystano wyniki badań laboratoryjnych. Obliczone naprężenia porównano ze

zmierzonymi w teście TSRST (test badania naprężeń termicznych w skrępowanej próbce wykonanej z mieszanki mineralno-asfaltowej).
Kolejnym elementem była analiza lepkosprężysta konstrukcji nawierzchni, do której wykorzystano wyniki badań cech lepkosprężystych. Celem tej analizy było określenie trwałych deformacji konstrukcji nawierzchni w okresie letnim, w zależności od tego jaki materiał zostanie użyty (AC lub AC WMS).

1.3.4. Badania terenowe

Badania terenowe polegały na ocenie ilości spękań niskotemperaturowych i deformacji trwałych, jakie powstały w nawierzchniach wykonanych przy użyciu betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS oraz betonu asfaltowego konwencjonalnego AC. Obserwacje przeprowadzono w latach 2012, 2013 i 2014 na wielu drogach w Polsce, w różnych rejonach klimatycznych i w różnym wieku, praktycznie na większości odcinków, gdzie wbudowano beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS i na sąsiednich odcinkach porównawczych, wykonanych z betonu asfaltowego konwencjonalnego AC. Uwzględniono takie czynniki jak rodzaj mieszanki w warstwie wiążącej i podbudowie (AC WMS i AC), typ asfaltu (zwykły i modyfikowany), rodzaj asfaltu pod względem twardości i wiek nawierzchni. Przeprowadzono analizę statystyczną wyników obserwacji. Ponadto określono sztywność warstw asfaltowych konwencjonalnych i AC WMS według metody FWD. Dokonano oceny współpracy na spękaniach nawierzchni na podstawie ugięć nawierzchni.

1.3.5. Ocena spękań podbudów z AC WMS zimą 2012 r.

Przedstawiono krótki opis spękań jakie wystąpiły w podbudowach z AC WMS w lutym 2012 roku na nowowybudowanych autostradach w Polsce, gdy temperatura powietrza w dzień spadła w wielu regionach Polski do około -10°C, a w nocy do około -20°C i utrzymywała się na takim poziomie przez około dwa tygodnie. Popękały wtedy nowe warstwy AC WMS wbudowane latem i jesienią w roku 2011, które pozostawiono bez przykrycia warstwami ścieralnymi z SMA na zimę. Przedstawiono wyniki badań i ocenę przyczyn tych spękań.

1.3.6. Podsumowanie i rekomendacje

Na zakończenie pracy przedstawiono podsumowanie badań i rekomendacje praktyczne dla Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad.

1.4. Podziękowania

Autorami niniejszych badań byli pracownicy Katedry Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej: prof. Józef Judycki – kierownik zespołu badawczego, dr inż. Marek Pszczoła, mgr inż. Mariusz Jaczewski, mgr inż. Łukasz Mejłun i mgr inż. Dawid Ryś.

W większości prac laboratoryjnych uczestniczyli laboranci z Laboratorium Drogowego przy Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej. Niektóre

badania laboratoryjne wykonali także studenci w ramach prac dyplomowych magisterskich: mgr inż. Anna Kuczko, mgr inż. Bartosz Ossowski, mgr inż. Maciej Stachowicz. W organizacji badań laboratoryjnych uczestniczył dr inż. Bohdan Dołżycki – w ówczesnym czasie Kierownik Laboratorium Drogowego.

W opracowaniu niektórych rozdziałów, w ostatniej fazie pracy uczestniczyli inni pracownicy Katedry, poza głównymi autorami raportu. Dr inż. Piotr Jaskuła opracował podrozdział 5.4. „Moduły sztywności AC WMS obliczone na podstawie badań FWD". Mgr inż. Cezary Szydłowski jest współautorem rozdziału 3.3.4. „Badania laboratoryjne właściwości mechaniki pękania betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w niskich temperaturach".

Rozdział 6 „Spękania podbudów z AC WMS zimą 2012 r. w Polsce" jest nieco zmodyfikowanym tłumaczeniem na język polski artykułu p.t. „Investigation of low-temperature cracking in newly constructed high modulus asphalt concrete base course of a motorway pavement" przygotowanego przez zespół w składzie Józef Judycki, Piotr Jaskuła, Bohdan Dołżycki, Marek Pszczoła, Mariusz Jaczewski, Dawid Ryś, Marcin Stienss na konferencję European Asphalt Pavement Association w Sztokholmie w 2015 r. Jest to wynik prac badawczych wymienionego zespołu autorów. Tłumaczenia i opracowania redakcyjnego dokonał dr inż. Marcin Stienns.

W analizie statystycznej podanej w podrozdziale 5.3.3. „Analiza statystyczna liczby spękań niskotemperaturowych na drogach z mieszankami AC WMS i z konwencjonalnymi mieszankami AC w oparciu o wyniki obserwacji z 2014 roku" uczestniczyli doktoranci z Wydziału Fizyki i Matematyki Stosowanej Politechniki Gdańskiej mgr inż. Michał Maj i mgr inż. Mariusz Liksza.

Poszczególne rozdziały niniejszego raportu przeczytali i nanieśli cenne uwagi następujący pracownicy Katedry Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej: dr inż. Piotr Jaskuła, dr inż. Bohdan Dołżycki, dr inż. Marcin Stienns i mgr inż. Cezary Szydłowski.

Badania spękań niskotemperaturowych w aparacie TSRST (test naprężeń termicznych w skrępowanej próbce) przeprowadzono w Karlsruher Institut für Technologie w Karlsruhe w Niemczech na zlecenie Politechniki Gdańskiej.

Autorzy tego raportu dziękują wszystkim wyżej wymienionym za pomoc w powstaniu tego opracowania.

Badania terenowe nośności FWD nawierzchni z warstwami konwencjonalnego betonu asfaltowego AC i betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS wykonało Laboratorium Drogowe przy Oddziale GDDKiA w Białymstoku, dzięki życzliwej współpracy Pana Dyrektora Adama Glinickiego, za co autorzy raportu są bardzo wdzięczni.

Szczególne podziękowania kierujemy do Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad za zlecenie i finansowanie badań w ramach niniejszej pracy. Bez wkładu i zaangażowanie GDDKiA raport ten by nie powstał. Jesteśmy szczególnie wdzięczni GDDKiA za pomoc, ponieważ w wyniku przeprowadzonych badań nie tylko powstał niniejszy raport, ale także zgromadzono większość materiałów do dwóch rozpraw doktorskich: mgr inż. Mariusza Jaczewskiego i mgr inż. Łukasza Mejłuna otwartych na Politechnice Gdańskiej.

2. Dane ogólne

Autorzy rozdziału 2: mgr inż. Mariusz Jaczewski, dr inż. Piotr Jaskuła.

2.1. Rys historyczny betonu asfaltowego o wysokim module sztywności

Mieszanki mineralno-asfaltowe o wysokim module sztywności do warstw podbudowy znane jako *Enrobé à Module Élevé* (EME) zostały po raz pierwszy zastosowane na początku lat 80-tych ubiegłego stulecia we Francji [2.5], pod nazwą GBTHP ("Grave Bitume a Tres Hautes Performances"). Wysoki moduł sztywności tych mieszanek pozwalał na redukcję grubości warstwy podbudowy od 20 do 30% w porównaniu do klasycznych mieszanek stosowanych we Francji.

Mieszanki EME projektowane są przy pomocy specjalistycznych badań laboratoryjnych, tzw. badań funkcjonalnych (eksploatacyjnych), pomijając metodę Marshalla. Dobre właściwości rozkładu obciążeń uzyskano dzięki zastosowaniu twardych asfaltów o niskiej penetracji w zakresie 10 do 35 j. pen. oraz odpowiednio dobranej mieszance mineralnej. Aby osiągnąć wysoką stabilność i właściwe zagęszczenie mieszanki tego typu konieczne było zastosowanie bardzo ciężkich walców ogumionych o masie do 45 ton.

Początkowe zastosowania mieszanek EME ograniczały się do remontowanych oraz wzmacnianych konstrukcji nawierzchni. Rozwój mieszanek z wykorzystaniem asfaltów twardych został przyśpieszony przez kryzys paliwowy z lat 80-tych ubiegłego wieku. Celem była możliwość wykorzystania materiałów o gorszych parametrach (twarde asfalty oraz kruszywa lokalne) do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystywanych do budowy nowych dróg. Mieszanki takie musiały spełniać identyczne kryteria jak dotychczas stosowane typowe betony asfaltowe.

Pierwszym poradnikiem projektowym dopuszczającym użycie mieszanek mineralno-asfaltowych o wysokim module sztywności był "SCETAUROUTE's Manual of Pavement Design for Motorways" wydany w roku 1994 [2.6]. Mieszanka EME stosowana była jako podbudowa w dwóch typach nawierzchni: jako podbudowa zasadnicza na podbudowie pomocniczej z kruszywa niezwiązanego oraz jako podbudowa dwuwarstwowa (zasadnicza oraz pomocnicza). Obecnie obowiązujący francuski katalog typowych konstrukcji nawierzchni z 1998 roku [2.4] dopuszcza stosowanie mieszanek o wysokim module sztywności EME jako podbudowę dwuwarstwową (zasadniczą oraz pomocniczą). Warstwa wierzchnia nawierzchni (jedno lub najczęściej dwuwarstwowa) dobierana jest według oddzielnej procedury. Według obecnego francuskiego katalogu typowych konstrukcji nawierzchni, konstrukcje z podbudowami z EME mają warstwy asfaltowe od 18 do 30% cieńsze od układów z warstwami z konwencjonalnego betonu asfaltowego

W przypadku zastosowania do podbudowy EME, jako warstwy wierzchnie (pakiet jednej lub dwóch warstw) stosuje się głównie bardzo cienkie warstwy ścieralne, znane we Francji oraz w Polsce pod nazwą BBTM (fr. „*Béton Bitumineux Tres Mince*"), warstwy drenażowe BBDr, a w przypadku występowania dolnej warstwy stosuje się gruboziarnisty beton asfaltowy BBSG (fr. *Beton Bitumineux Semi-Grenu*) lub nieciągły beton asfaltowy BBM. Górne warstwy mają na celu zapewnienie odpowiednich właściwości antypoślizgowych projektowanych konstrukcji nawierzchni.

Projektowanie betonów asfaltowych o wysokim module sztywności we Francji do czasów harmonizacji europejskich norm przedmiotowych opierało się o krajową normę NF P 98-140 [2.32], której ostatnia aktualizacja została przeprowadzona w roku 1999. Obecnie projektowanie opiera się o załącznik krajowy do europejskiej normy NF EN 13108-1 [2.31].

W Polsce pierwsze wzmianki o betonach asfaltowych o wysokim module sztywności pojawiły się w artykułach Majewskiego [2.12], [2.13], będących tłumaczeniem artykułu Tireta i Caroffa. Artykuł ten przedstawiał wyniki badań sekcji na torze doświadczalnym, na których zastosowano różne konstrukcje nawierzchni, w tym jedną wykorzystującą beton asfaltowy o wysokim module sztywności. Do chwili zakończenia prac nad niniejszym programem badawczym w Polsce pojawiło się sześć kolejnych wytycznych przedstawiających sposób projektowania betonów typu AC-WMS: Zeszyt IBDiM nr 63 z roku 2002 [2.19], Zeszyt IBDiM nr 70 z roku 2007 [2.23] i i wcześniej jego projekt z roku 2006 [2.22] oraz wymagania techniczne WT-2 z lat 2008 [2.28] i 2010 [2.29]. W chwili obecnej przedstawiono najnowszą wersję wymagań technicznych WT-2 z roku 2014 [2.16], która została wprowadzona do powszechnego użytku w październiku 2014 r.

Wspomniane francuskie, polskie, a także brytyjskie przepisy dotyczące betonów asfaltowych o wysokim module sztywności zostaną szczegółowo przedstawione w dalszej części rozdziału.

2.2. Doświadczenia francuskie

Projektowanie betonów asfaltowych we Francji opiera się o pięć poziomów badań właściwości mieszanek. Pierwsze trzy poziomy dotyczą projektowania empirycznego, dalsze dwa poziomy dotyczą projektowania funkcjonalnego:

- dobór uziarnienia oraz zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej (poziom 0),
- zawartość wolnych przestrzeni w mieszance zagęszczonej w prasie żyratorowej oraz odporność na działanie wody w teście Durieza (poziom 1),
- odporność na deformacje trwałe wykonywana w dużym koleinomierzu (poziom 2),
- badanie modułu sztywności w schemacie dwupunktowego zginania próbek trapezowych (poziom 3),

- odporność na zmęczenie w schemacie dwupunktowego zginania próbek trapezowych (poziom 4).

Ze względu na długi czas badań oraz ich spory koszt, ostatnie dwa poziomy (badania funkcjonalne) są obowiązkowe dla wybranych mieszanek, w tym AC-EME do warstwy podbudowy. W przypadku pozostałych typów mieszanek badania te są jedynie zalecane.

W trakcie uzyskiwania doświadczeń w stosowaniu mieszanek AC EME we Francji wyodrębniono dwa typy mieszanek o wysokim module sztywności do warstw podbudowy tzw. mieszanki EME1 i EME2. Różnica między nimi polegała na zastosowaniu większej ilości asfaltu w mieszance EME2, uzyskując oprócz wysokiej odporności na deformacje, także wysoką trwałość zmęczeniową.

Norma NF P 98-140 [2.32]

Norma NF P 98-140 wprowadziła do użycia trzy klasy uziarnienia mieszanek o wysokim module sztywności: EME 0/10, EME 0/14 oraz EME 0/20 oraz dwie klasy wymagań funkcjonalnych: EME1 i EME2. Norma podawała szczegółowe wymagania dotyczące kruszyw dopuszczonych do stosowania w mieszankach o wysokim module sztywności. Nie podawała jednak żadnych informacji dotyczących rodzaju stosowanego lepiszcza asfaltowego. Zawartość asfaltu została podana jako wskaźnik wypełnienia K (fr. „*Module de richesse*", ang. „*Richness modulus*"), który jest wielkością zależną od grubości błonki asfaltowej otaczającej ziarna kruszywa. Minimalne wartości wskaźnika wypełnienia K w zależności od klasy funkcjonalnej mieszanki przedstawiono w tablicy 2.1.

Tablica 2.1. Minimalne wartości wskaźnika wypełnienia według [2.32]

Klasa mieszanki o wysokim module sztywności	EME klasy 1	EME klasy 2
K	2,5	3,4

Minimalną zawartość asfaltu w mieszance wyznacza się na podstawie wskaźnika wypełnienia K według wzoru podanego w [2.7]:

$$TL_{ext} = K \times \alpha \sqrt[5]{\Sigma} \tag{2.1}$$

gdzie:

$$100\Sigma = 0{,}25G + 2{,}3S + 12s + 150f \tag{2.2}$$

TL_{ext} – minimalna zawartość asfaltu,
K – wskaźnik wypełnienia, wg tablicy 2.1,
G – zawartość ziarn kruszywa > 6,3mm,
S – zawartość ziarn kruszywa 0,250mm ÷ 6,3 mm,
s – zawartość ziarn kruszywa 0,063mm ÷ 0,250mm,
f – zawartość ziarn kruszywa < 0,063mm,

α – współczynnik korekcyjny związany z gęstością mieszanki mineralnej,

$$\alpha = \frac{2{,}65}{\rho_G} \tag{2.3}$$

gdzie:

ρ_G – gęstość mieszanki mineralnej [g/cm^3].

Wymagania które musi spełniać zaprojektowana mieszanka mineralno-asfaltowa o wysokim module sztywności podano w tablicy 2.2.

Wyznaczenie wolnych przestrzeni w próbkach do badań koleinowania oraz w próbkach przygotowanych do badań modułu zespolonego, modułu sztywności w rozciąganiu jednoosiowym oraz odporności na zmęczenie można wykonać metodą promieni gamma (NF P 98-250-5). W przypadku braku możliwości zastosowania tej metody, zawartość wolnych przestrzeni należy wyznaczyć w sposób objętościowy.

Tablica 2.2. Właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych o wysokim module sztywności według [2.32]

Właściwości mieszanek EME	EME 1	EME 2
Zawartość wolnych przestrzeni [%], zagęszczenie w prasie żyratorowej (NF P 98-252), - przy 80 żyracjach dla EME 0/10 - przy 100 żyracjach dla EME 0/14 - przy 120 żyracjach dla EME 0/20	≤10	≤6
Test Durieza przy 18°C (NF P 98-251-1)	≥ 0,70	≥ 0,75
Badanie koleinowania (NF P 98-253-1) Głębokość koleiny, podana jako procentowy stosunek głębokości koleiny do grubości próbki płytowej równej 10 cm. Wynik określony po 30 000 cyklach obciążenia w temperaturze 60°C:	≤ 7,5	≤ 7,5
Badanie modułu zespolonego (NF P 98-260-2) Moduł zespolony [MPa], +15°C, 10Hz:	≥ 14 000	≥14 000
Badanie modułu sztywności w teście jednoosiowego rozciągania (NF P 98-260-1) [MPa], +15°C, czas obciążenia 0,02 s:	≥ 14 000	≥ 14 000
Badanie odporności na zmęczenie (NF P 98-261-1) Odkształcenie przy 10^6 cyklach, +10°C, 25 Hz:	≥100	≥130

Normy obowiązujące we Francji z serii NF EN 13108-1 [2.31]

Podane są dwa sposoby określania wymagań: sposób empiryczny z dodatkowymi badaniami o charakterze funkcjonalnym oraz sposób wyłącznie funkcjonalny. Wymagania dotyczące właściwości jakie muszą spełniać mieszanki o wysokim module sztywności we francuskiej normie podano w załączniku krajowym. W stosunku do normy NF P 98-140 (omówionej wcześniej) nastąpiły niewielkie zamiany. W przypadku badań: oznaczenia wolnych przestrzeni, odporności na deformacje trwałe, modułu sztywności oraz odporności na zmęczenie dostosowano procedurę badań do normy europejskiej. W przypadku odporności na działanie wody, zamieniono test Durieza na badanie w schemacie pośredniego rozciągania,

stosowane powszechnie w Europie. Kolejnym odstępstwem od poprzedniej normy jest usunięcie wymagań dotyczących kruszyw. Wymagania wg NF-EN13108-1 dotyczące mieszanek o wysokim module sztywności przedstawiono w tablicy 2.3.

Wytyczne projektowania LPC Bituminous Mixtures Design Guide [2.7]
W odróżnieniu od norm przedmiotowym, w poradniku przedstawiono informacje praktyczne dotyczące projektowania recept zarówno mieszanek tradycyjnych, jak i mieszanek o wysokim module sztywności.

Wytyczne [2.11] jako lepiszcza do mieszanek o wysokim module sztywności zalecają twarde asfalty 10/20 oraz 15/25, o penetracji rzędu 10-25 j.pen. oraz temperaturze mięknienia w zakresie od 62°C do 80°C. W wyjątkowych sytuacjach dopuszcza się do stosowania asfalty bardziej miękkie 20/30 lub 35/50, o ile zostaną zmodyfikowane dodatkiem asfaltu naturalnego lub polietylenu. Dodatki mają na celu zwiększenie sztywności i jednocześnie odporności na zmęczenie. Dopuszczalne są także dodatki włókien do asfaltu.

Wymagania dotyczące typowych asfaltów twardych zostały doprecyzowane we francuskim załączniku krajowym do normy NF EN 13924:

- asfalt 10/20 powinien posiadać temperaturę mięknienia T_{PiK} rzędu 60-76°C,
- asfalt 15/25 powinien posiadać temperaturę mięknienia T_{PiK} rzędu 55-71°C.

Tablica 2.3. Wymagania odnośnie właściwości mieszanek typu EME1/EME2 wg [2.31]

		Właściwości ogólne								Właściwości funkcjonalne	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	17	18
Podpunkt normy		4.2	5.2.1			5.2.2	5.2.4	5.2.6 tabela 7	5.2.10	5.4.2	5.4.4
Francuskie oznaczenie mieszanki	Europejskie oznaczenie mieszanki	Lepiszcze	Recepta (kompozycja mieszanki w tym zawartość lepiszcza)	Sita	D [mm]	Zawartość wolnych przestrzeni V_{max} (%) (metoda zagęszczania żyratorowego)	Odporność na działanie wody ITSR	Odporność na deformacje trwałe [duży koleinomierz] Zawartość wolnych przestrzeni w próbce Vi – Vs (metoda zagęszczenia żyratotowego: wg NF EN 13108-20 aneks 3)	Temperatura mieszanki	Moduł sztywności minimalnie (MPa); 2PB-TR Zawartość wolnych przestrzeni w próbce Vi – Vs (metoda zagęszczenia żyratotowego: wg NF EN 13108-20 aneks 3)	Odporność na zmęczenie (μdef); 2PB-TR Zawartość wolnych przestrzeni w próbce Vi – Vs (metoda zagęszczenia żyratotowego: wg NF EN 13108-20 aneks 3)
EME 1 0/10	EB 10 podbudowa	Typ (przy asfaltach modyfikowanych) zadeklarować klasę	Zadeklarować	Seria podstawowa + seria 2	10 mm	$V_{max\ 10}$ (80 żyracji)	$ITSR_{70}$ (≥70%)	$P_{7,5}$ (≤7,5% - 60°C przy 30 000 cyklach) V_i=7% - V_s=10%	W zależności od lepiszcza	$S_{min14000}$ (≥14 000 MPa w 15°C, 10Hz lub 0,02s) V_i = 7% - V_s=10%	$\varepsilon_{6\text{-}100}$ (≥100.10^{-6} w 10°C, 25Hz) V_i = 7% - V_s=10%
EME 1 0/14	EB 14 podbudowa	Typ (przy asfaltach modyfikowanych) zadeklarować klasę			14 mm	$V_{max\ 10}$ (100 żyracji)	$ITSR_{70}$ (≥70%)	$P_{7,5}$ (≤7,5% - 60°C przy 30 000 cyklach) V_i=7% - V_s=10%	W zależności od lepiszcza	$S_{min14000}$ (≥14 000 MPa w 15°C, 10Hz lub 0,02s) V_i = 7% - V_s=10%	$\varepsilon_{6\text{-}100}$ (≥100.10^{-6} w 10°C, 25Hz) V_i = 7% - V_s=10%
EME 1 0/20	EB 20 podbudowa	Typ (przy asfaltach modyfikowanych) zadeklarować klasę			20 mm	$V_{max\ 10}$ (120 żyracji)	$ITSR_{70}$ (≥70%)	$P_{7,5}$ (≤7,5% - 60°C przy 30 000 cyklach) V_i=7% - V_s=10%	W zależności od lepiszcza	$S_{min14000}$ (≥14 000 MPa w 15°C, 10Hz lub 0,02s) V_i = 7% - V_s=10%	$\varepsilon_{6\text{-}100}$ (≥100.10^{-6} w 10°C, 25Hz) V_i = 7% - V_s=10%
EME 2 0/10	EB 10 podbudowa	Typ (przy asfaltach modyfikowanych) zadeklarować klasę			10 mm	$V_{max\ 6}$ (80 żyracji)	$ITSR_{70}$ (≥70%)	$P_{7,5}$ (≤7,5% - 60°C przy 30 000 cyklach) V_i=3% - V_s=6%	W zależności od lepiszcza	$S_{min14000}$ (≥14 000 MPa w 15°C, 10Hz lub 0,02s) V_i = 3% - V_s=6%	$\varepsilon_{6\text{-}130}$ (≥130.10^{-6} w 10°C, 25Hz) V_i = 3% - V_s=6%
EME 2 0/14	EB 14 podbudowa	Typ (przy asfaltach modyfikowanych) zadeklarować klasę			14 mm	$V_{max\ 6}$ (100 żyracji)	$ITSR_{70}$ (≥70%)	$P_{7,5}$ (≤7,5% - 60°C przy 30 000 cyklach) V_i=3% - V_s=6%	W zależności od lepiszcza	$S_{min14000}$ (≥14 000 MPa w 15°C, 10Hz lub 0,02s) V_i = 3% - V_s=6%	$\varepsilon_{6\text{-}130}$ (≥130.10^{-6} w 10°C, 25Hz) V_i = 3% - V_s=6%
EME 2 0/20	EB 20 podbudowa	Typ (przy asfaltach modyfikowanych) zadeklarować klasę			20 mm	$V_{max\ 6}$ (120 żyracji)	$ITSR_{70}$ (≥70%)	$P_{7,5}$ (≤7,5% - 60°C przy 30 000 cyklach) V_i=3% - V_s=6%	W zależności od lepiszcza	$S_{min14000}$ (≥14 000 MPa w 15°C, 10Hz lub 0,02s) V_i = 3% - V_s=6%	$\varepsilon_{6\text{-}130}$ (≥130.10^{-6} w 10°C, 25Hz) V_i = 3% - V_s=6%

V – zawartość wolnych przestrzeni, $P_{7,5}$ – proporcjonalne głębokość koleiny, S_{min} – moduł sztywności, $\varepsilon_{6\text{-}100}$ – minimalne odkształcenie po 1 milionie cykli obciążenia, ITSR – wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu w badaniu odporności na działanie wody.

W poradniku podano także, przeliczone z wskaźnika wypełnienia K, minimalne zawartości asfaltów w zależności od klasy mieszanki EME oraz typowej gęstości kruszywa. Dane te przedstawiono w tablicy 2.4

Tablica 2.4. Typowe minimalne zawartości asfaltu obliczone na podstawie wskaźnika wypełnienia K wg [2.7]

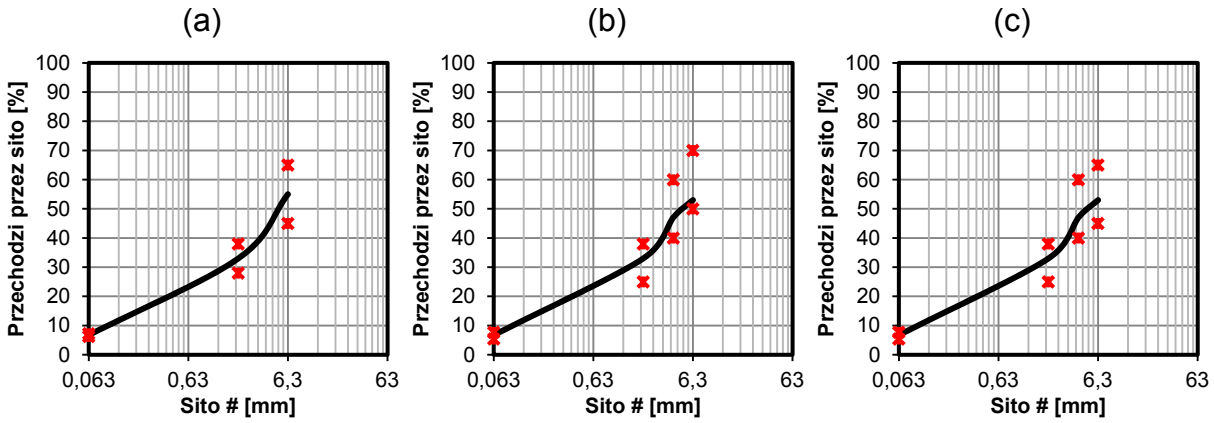
	AC EME1		AC EME2	
Wymiar maksymalnego ziarna D [mm]	10 lub 14	20	10 lub 14	20
Zawartość asfaltu B_{min} przy ρ=2,65 g/cm^3	4,0	4,0	5,4	5,3
Zawartość asfaltu B_{min} przy ρ=2,75 g/cm^3	3,9	3,9	5,2	5,1
Typowa wartość wskaźnika wypełnienia K	2,5		3,4	
Zawartość minimalna asfaltu ze wzlędu na projektowanie funkcjonalne [%]	3,0		3,0	

Wymagania dotyczące poszczególnych rodzajów kruszyw do warstwy w konstrukcji nawierzchni przedstawiono w tablicy 2.5.

Tablica 2.5. Wymagania dla kruszywa stosowanego w mieszankach mineralno-asfaltowych o wysokim module sztywności [2.7]

Rodzaj kruszywa/ zastosowanie	Badania	Wymagania materiałowe
Dolna warstwa podbudowy	Rozdrobnienie Odporność na ścieranie	LA_{40} $M_{DE}35$
Górna warstwa podbudowy	Rozdrobnienie, Odporność na ścieranie	LA_{30} $M_{DE}25$
Kruszywo grube	Kategoria uziarnienia, Zawartość części drobnych	$G_C85/20$; $G_{25/15}$ FI_{25} f_2
Kruszywo drobne lub o uziarnieniu ciągłym	Kategoria uziarnienia, Wskaźnik błękitu metylowego	G_F85, $G_{TC}10$, G_A85 MB_F10
Wypełniacz	Sztywność wyznaczona poprzez PiK, Wolne przestrzenie w suchym zagęszczonym wypełniaczu	$\Delta_{R\&B}8/16$ $V_{28/38}$

W zakresie krzywej uziarnienia kruszywa poradnik podaje wymagania dotyczące jedynie sit o wymiarze 0,063, 2, 4 oraz 6,3 mm. Dodatkowo krzywa uziarnienia powinna mieć charakter ciągły, z dopuszczalnymi nieciągłościami w zakresie frakcji 4/6 lub 6/10. Uznaje się, że nieciągłości w zakresie tych frakcji nie mają znacznego wpływu na właściwości materiału. Zalecenia dla krzywych uziarnienia mieszanek 0/10, 0/14 oraz 0/20 przedstawiono na rysunku 2.1.

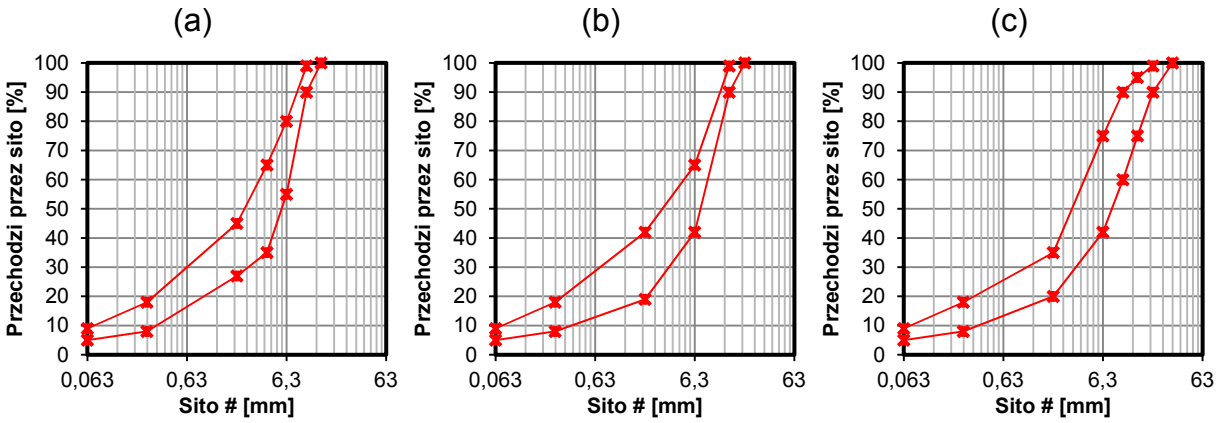


Rysunek 2.1. Zalecenia dla krzywych uziarnienia dla mieszanek EME 0/10 (a), EME 0/14 (b) oraz EME 0/20 (c) wg [2.7]

2.3. Doświadczenia brytyjskie

Jak podaje Elliot [2.9] pierwsze próby brytyjskie z zastosowaniem betonów asfaltowych o wysokim module sztywności nastąpiły w roku 1994. Opierając się na doświadczeniach francuskich wprowadzono twarde asfalty do stosowanych w Wielkiej Brytanii mieszanek typu makadamowego DBM (ang. „*dense bitumen macadam*") oraz HDM (ang. „*heavy duty macadam*"). Wynikiem było uzyskanie mieszanek HMB15 (ang. „*high modulus base*") o szkielecie macadamowym i zawartości lepiszcza na poziomie około 4%. W roku 1997 [2.17] wykonano wiele odcinków doświadczalnych z zastosowaniem mieszanek typu HMB15, które w początkowym okresie eksploatacji potwierdziły pozytywne cechy zastosowania twardych asfaltów. Po 4 latach dokonano oceny wybudowanych odcinków i stwierdzono, że właściwości nawierzchni z zastosowaniem mieszanek HMB15 znacząco się pogorszyły. Nastąpił duży spadek modułu sztywności mieszanek HMB15, a na samych nawierzchniach wystąpiły liczne uszkodzenia. W raporcie badawczym z roku 2005 [2.18] jako przyczynę zniszczeń podano m.in. zbyt grube uziarnienie mieszanek, zbyt małą zawartość asfaltu oraz zbyt dużą zawartość wolnych przestrzeni. Ostatecznie do stosowania w Wielkiej Brytanii wprowadzono francuską mieszankę EME2 z identycznymi wymaganiami jak we Francji. Szczegółowe wymagania podano w brytyjskich specyfikacjach MCHW1 serii 0900 [2.14] oraz MCHW2 serii NG 0900 [2.15]. W porównaniu do metodyki francuskiej doprecyzowano w nich znacząco wymagania dotyczące stosowanych lepiszczy asfaltowych.

W raporcie z 2005 roku [2.18] przedstawiono zalecane krzywe graniczne uziarnienia (rysunek 2.2). Same wymagania dotyczące mieszanek pozostawiono bez zmian.



Rysunek 2.2. Krzywe graniczne uziarnienia betonów asfaltowych o wysokim module sztywności stosowane w Wielkiej Brytanii: EME 0/10 (a), EME 0/14 (b) oraz EME 0/20 (c) wg [2.18]

W brytyjskiej metodzie projektowania konstrukcji nawierzchni mieszanki o wysokim module sztywności typu EME2 mogą być stosowane w warstwie wiążącej i podbudowie. Jednakże w przypadku zastosowania mieszanek EME2 konieczne jest również zapewnienie wysokiej nośności ulepszonego podłoża, tj. jego modułu na poziomie 200 lub 400 MPa (3 lub 4 klasa podłoża według brytyjskiej metodyki). Warunkowo możliwe jest zaprojektowanie ulepszonego podłoża na poziomie klasy 2 (moduł >100 MPa), przy zapewnieniu podczas budowy nośności większej od 120 MPa [2.8].

Według metody projektowej obowiązującej w Wielkiej Brytanii dzięki zastosowaniu mieszanki typu EME2 w warstwie podbudowy i wiążącej możliwa jest redukcja całkowitej grubości warstw asfaltowych o około 20% [2.8].

2.4. Doświadczenia polskie

W Polsce w latach 90-tych głównym problemem drogownictwa stały się deformacje trwałe nawierzchni asfaltowych. Jedną z metod przeciwdziałania deformacji nawierzchni było zaadaptowanie z Francji i wprowadzenie do stosowania w Polsce betonów asfaltowych o wysokim module sztywności. Do chwili obecnej, w warunkach polskich pojawiło się sześć oficjalnie wydanych zaleceń dotyczących projektowania mieszanek o wysokim module sztywności. Obecnie stosowana jest trzecia z kolei wersja wytycznych technicznych WT-2 (2014) [2.16] dotyczących projektowania mieszanek dopuszczonych do użytkowania na polskich drogach. W każdym z kolejnych przepisów wprowadzono dość duże zmiany w projektowaniu betonów asfaltowych o wysokim module sztywności. Zmieniały się zarówno dopuszczone do stosowania materiały wejściowe, krzywe graniczne uziarnienia, jak i same badania, które należy wykonywać podczas projektowania.

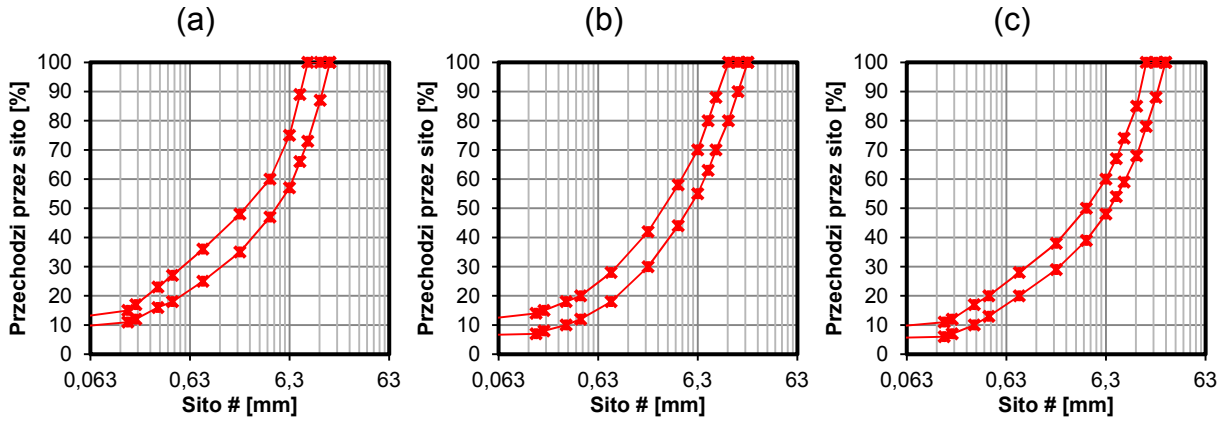
2.4.1. Zeszyt IBDiM nr 63 (2002 r.) [2.19]

Pierwsze zalecenia do projektowania AC WMS pojawiły się w roku 2002 i zostały opracowane przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie. Mieszanki zaprojektowane w oparciu o te wytyczne były bardzo bliskie mieszankom produkowanym we Francji.

Jako lepiszcze dopuszczono do stosowania:

- asfalty wielorodzajowe (wg. Aprobaty Technicznej),
- polimeroasfalty DE30 lub DP30 (wg. TWT-PAD-97),
- inne asfalty specjalne (wg. Aprobaty Technicznej).

Kruszywo wykorzystywane do produkcji mieszanek powinno być wysokiej jakości kruszywem łamanym. Dopuszczone zostało także stosowanie kruszyw z żużla stalowniczego lub pomiedziowego. Krzywe graniczne przedstawiono na rysunku 2.3.



Rysunek 2.3. Krzywe graniczne uziarnienia betonów asfaltowych o wysokim module sztywności według Zeszytu IBDiM nr 63: BA WMS 0/12,8 (a), BA WMS 0/16 (b) oraz BA WMS 0/20 (c) wg [2.19]

Wymagania, które powinny spełniać mieszanki BA WMS, zostały zaczerpnięte z wymagań francuskich. Zostały do nich wprowadzone jednak spore zmiany, ze względu na stosowane materiały oraz wpływy klimatyczne. Największą zmianą była zmiana schematów badań (np. badanie zmęczenia ze schematu dwupunktowego zginania na czteropunktowy) i pozostawienie wymagań funkcjonalnych dot. ε_6. Wymagania dla BA WMS podano w tablicy 2.6.

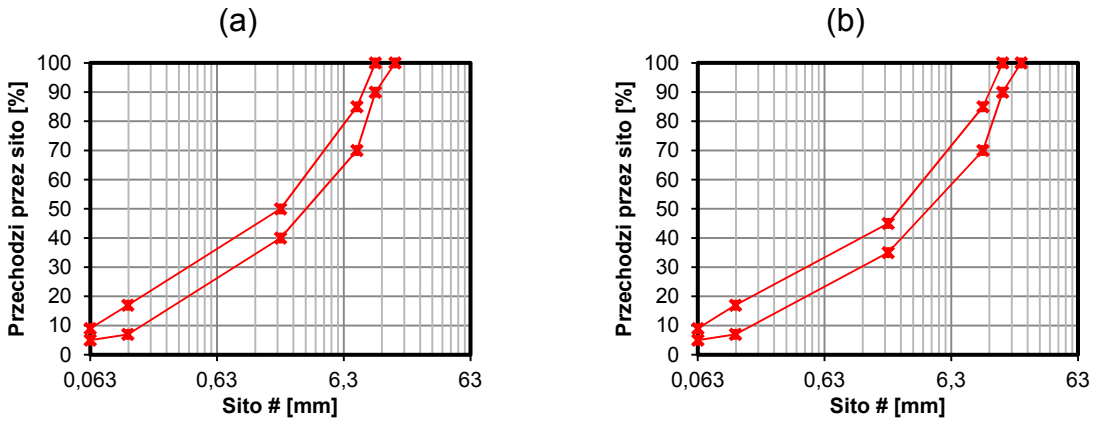
Tablica 2.6. Wymagania dla BA WMS dla warstwy wiążącej i warstwy podbudowy wg [2.19]

Właściwość	Metoda Badania	Jednostki	BA WMS w/wiążąca	BA WMS w/podbudowy
Zawartość wolnej przestrzeni w próbkach Marshalla zagęszczanych 75 uderzeniami na stronę	PN-S-96025:2000	% (v/v)	3 - 5	3 - 5
Zawartość wolnej przestrzeni w zagęszczonej warstwie [%]	PN-S-96025:2000	% (v/v)	≤ 6	≤ 6
Odporność na koleinowanie w 60°C po 30 000 cyklach	Duży koleinomierz (LCPC)	%	≤ 5	≤ 8
Moduł sztywności pełzania pod obciążeniem statycznym w 40°C	Według Zeszytu 48 seria „I", IBDIM	MPa	≥ 20	≥ 22
Moduł zespolony w 10°C, 10Hz	Belka 4-punktowo zginana	MPa	≥ 12000	≥ 14000
Odporność na zmęczenie: odkształcenie ε_6 po 10^6 cyklach obciążeń w 10°C, 10Hz	Belka 4-punktowo zginana	-	≥ 100 10^{-6}	≥ 130 10^{-6}

ε_6- minimalne odkształcenie po 1 milionie cykli obciążenia

2.4.2. Zeszyt IBDiM nr 70 (2007 r.) [2.23]

Wprowadzenie do stosowania wytycznych z 2007 roku zbiegło się z wprowadzaniem w Polsce zharmonizowanych norm europejskich. Stąd też w przypadku części wymagań (np. dla kruszywa czy krzywych granicznych uziarnienia) w Zeszycie IBDiM nr 70występują podwójne standardy: według starych norm polskich oraz według nowych norm europejskich. W przypadku lepiszczy asfaltowych, do dotychczas stosowanych asfaltów wielorodzajowych oraz modyfikowanych, dopuszczono asfalt twardy 20/30, który we Francji jest dopuszczony do stosowania wyłącznie po odpowiedniej modyfikacji. W dopuszczonych do stosowania kruszywach nie wprowadzono większych zmian. Duże zmiany nastąpiły natomiast w stosunku do wymagań jakie musi spełnić mieszanka mineralna, jak i mieszanka mineralno-asfaltowa o wysokim module sztywności. Zeszyt nr 70 dopuszczał projektowanie krzywych uziarnienia na dwa sposoby. W przypadku stosowania kruszywa spełniającego wymagania starych norm polskich, do projektowania przyjmowano krzywe w oparciu o normę PN-S-96025:2000. Natomiast dla charakterystyki stosowanych kruszyw opartej o normy europejskie należało wykorzystać krzywe podane w zeszycie. Graniczne krzywe uziarnienia zgodne z normami europejskimi i występujące w Zeszycie nr 70 przedstawiono na rysunku 2.4.



Rysunek 2.4. Krzywe graniczne uziarnienia betonów asfaltowych o wysokim module sztywności według Zeszytu IBDiM nr 70: BA WMS 0/11 (a) oraz BA WMS 0/16 (b) wg [2.23]

Wymagana zawartość asfaltu w mieszance 0/11 mieściła się w zakresie od 5,0 do 6,5%, a w mieszance 0/16 w zakresie od 4,8 do 6,2%.

W przypadku właściwości, które musi spełniać beton asfaltowy o wysokim module sztywności w Polsce znacząco ograniczono w stosunku do mieszanek francuskich zawartość wolnych przestrzeni. Pozostałe badania zostały dostosowane do najczęściej wykonywanych w Polsce. Wymagania według Zeszytu IBDiM nr 70 zostały przedstawione w tablicy 2.7

Tablica 2.7. Wymagane właściwości betonu asfaltowego o wysokim module sztywności BA WMS do warstwy wiążącej lub podbudowy oraz wymagania dla wbudowanej warstwy, wg. [2.23]

Właściwość	Metoda Badania	Wymaganie
Zawartość wolnych przestrzeni w próbkach laboratoryjnych (próbki Marshalla zagęszczane 75 uderzeń/stronę), % v/v	Zeszyt „l"-64, Arkusz 09	1,0 - 4,0
Zawartość wolnych przestrzeni w zagęszczonej mieszance mineralnej, % v/v	PN-EN 12697-5:2005 PN-EN 12697-6:2005 PN-EN 12697-8:2005	12 - 18
Wypełnienie wolnych przestrzeni w próbkach laboratoryjnych, %	Zeszyt „l"-64, Arkusz 10	74 - 90
Odporność na koleinowanie[1)] Warunki badania: temperatura 60°C, 30 000 cykli, próbka laboratoryjna o grubości 10 cm, względna głębokość koleiny, %	PN-EN 12697-22:2006 Duży aparat	≤ 5
Zespolony moduł sztywności[1)] Warunki badania: temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz, MPa	PN-EN 12697-26:2006 metoda 4PB-PR	≥ 14000
Moduł sztywności (próbki Marshalla zagęszczane 75 uderzeń/stronę) Warunki badania: temperatura 10°C, MPa	PN- EN 12697-26:2006 metoda IT-CY	Rejestrować wynik[4)]
Odporność na zmęczenie[1), 2)] Warunki badania: temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz, odkształcenie ε_6, 10^{-6} m/m	PN-EN 12697-26:2006 metoda 4PB-PR	≥ 130
Wodoodporność: wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITSR)[1), 3)], %	PN-EN 12697-12:2006	≥ 80
Grubość warstwy technologicznej, cm BAWMS11 BAWMS12,8 BAWMS16 BAWMS20		 6,0-10,0 6,0-12,0 8,0-14,0 8,0-14,0
Wskaźnik zagęszczenia warstwy, %	Zeszyt „l"-64, Arkusz 08	≥ 98
Zawartość wolnych przestrzeni w warstwie, % v/v	Zeszyt „l:-64, Arkusz 09	1,0 - 5,0

Uwagi:

[1)] Badanie zalecane tylko na etapie projektowania składu mieszanki i próby technologicznej.

[2)] Odkształcenie, przy którym trwałość zmęczeniowa (liczba obciążeń, po której zespolony moduł sztywności zmniejszy się do 50% wartości początkowej) wynosi 1 milion cykli, pod obciążeniem cyklicznym sinusoidalnym w temperaturze 10°C, z częstotliwością obciążenia 10 Hz, minimalna liczba próbek wynosi 6 dla jednego odkształcenia.

[3)] Próbki Marshalla zagęszczane 25 uderzeń/stronę.

[4)] Tylko sprawdzenie, wynik należy zanotować, będzie on stanowił wynik odniesienia dla badania podczas kontroli produkcyjnej.

2.4.3. Wymagania Techniczne WT-2 (2008 r.) [2.28]

Były to pierwsze polskie wytyczne całkowicie dostosowane do zharmonizowanej normalizacji europejskiej. Dlatego też zmiany, które wprowadzono w tych wytycznych wiązały się głównie z nowymi normami. Zrezygnowano z projektowania mieszanek w oparciu o stare normy polskie, natomiast projektowanie według norm europejskich zostało lekko zmienione. Wszystkie materiały dotyczące AC WMS, w tym m.in. nowe twarde asfalty (o penetracji 10/15, 15/25) opierały swoją klasyfikację na normach

typu PN-EN. Zalecane krzywe graniczne uziarnienia pozostały niezmienione w stosunku do Zeszytu 70 IBDiM. Zmiany nastąpiły w niektórych wymaganiach: zmieniono przedział zalecanych wolnych przestrzeni w próbce, z 1 – 4% na 2 – 4% oraz zmieniono całkowicie metodę badania i wymagania dotyczące odporności na deformacje trwałe. Wymagania według WT-2 2008 przedstawiono w tablicy 2.8.

Tablica 2.8. Wymagane właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej betonu asfaltowego o wysokim module sztywności do warstwy podbudowy lub wiążącej, KR3-6 według [2.28]

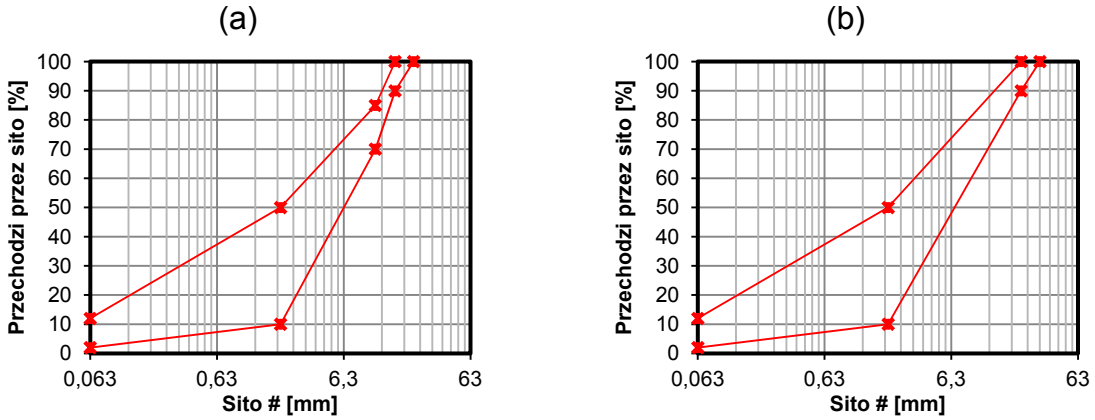
Właściwość	Warunki zagęszczenia wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki	
			AC WMS 11	AC WMS 16
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.3, ubijanie, 2 × 75 uderzeń	PN-EN 12697-8, p. 4	$V_{min2,0}$ V_{max4}	$V_{min2,0}$ V_{max4}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 25 uderzeń	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie w 40°C z jednym cyklem zamrażania, badanie w 15°C	$ITSR_{80}$	$ITSR_{80}$
Odporność na deformacje trwałe	C.1.20, wałowanie, P98-P100	PN-EN 12697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60°C, 10000 cykli	$WTS_{AIR0,10}$ $PRD_{AIR3,0}$	$WTS_{AIR0,10}$ $PRD_{AIR3,0}$
Sztywność	C.1.20, wałowanie, P98-P100	PN-EN 12697-26, 4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz	$S_{min14000}$	$S_{min14000}$
Odporność na zmęczenie, kategoria nie niższa niż	C.1.20, wałowanie, P98-P100	PN-EN 12697-24, 4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz	ε_{6-130}	ε_{6-130}

2.4.4. Wymagania Techniczne WT-2 (2010 r.) [2.29]

Wymagania te powstały po weryfikacji wytycznych z roku 2008 i po raz kolejny wprowadziły duże zmiany dotyczące stosowanych materiałów oraz wymagań stawianych projektowanym mieszankom:

- ograniczono znacząco stosowanie asfaltów twardych zwykłych (został wyłącznie asfalt 20/30) oraz wprowadzono do stosowania więcej asfaltów modyfikowanych o penetracji 30 j.pen.,
- zwiększono maksymalne uziarnienie mieszanki mineralnej,
- rozszerzono znacząco krzywe graniczne uziarnienia,
- złagodzono wymagania dotyczące odporności na deformacje trwałe(ze względu na problemy z uzyskaniem bardzo wysokich wymagań podanych w WT-2 2008),
- wprowadzono dwie klasy sztywności mieszanek AC WMS różniące się o bardzo małą wartość.

Krzywe graniczne uziarnienia przedstawiono na rysunku 2.5, wymagania dla mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w tablicy 2.9.



Rysunek 2.5. Krzywe graniczne uziarnienia betonów asfaltowych o wysokim module sztywności według WT-2 2010: AC WMS 0/16 (a) oraz AC WMS 0/22 (b) wg [2.29]

Wymagana zawartość asfaltu w mieszance 0/16 i 0/22 wynosiła minimum 4,8%.

Tablica 2.9. Wymagane właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej betonu asfaltowego o wysokim module sztywności do warstwy podbudowy lub wiążącej, KR3-6, według [2.29]

Właściwość	Warunki zagęszczenia wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki	
			AC WMS 16	AC WMS 22
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.3, ubijanie, 2 × 75 uderzeń	PN-EN 12697-8, p. 4	$V_{min2,0}$ V_{max4}	$V_{min2,0}$ V_{max4}
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 25 uderzeń	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie w 40°C z jednym cyklem zamrażania, badanie w 15°C, badanie w 25°C	$ITSR_{80}$	$ITSR_{80}$
Odporność na deformacje trwałe	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60°C, 10000 cykli	$WTS_{AIR0,15}$ $PRD_{AIRDeklarowane}$	$WTS_{AIR0,15}$ $PRD_{AIRDeklarowane}$
Sztywność klasa 1	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-26, 4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz	$S_{min14000}$	$S_{min14000}$
Sztywność klasa 2	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-26, 4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz	$S_{min16000}$	$S_{min16000}$
Odporność na zmęczenie, kategoria nie niższa niż	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-24, 4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz	ε_{6-130}	ε_{6-130}

2.4.5. Wymagania Techniczne WT-2 (2014 r.) [2.16]

Kolejną polską aktualizację wymagań dotyczących projektowania mieszanek mineralno-asfaltowych wprowadzono w roku 2014. Po doświadczeniach m.in. mroźnych zim w latach 2011 oraz 2012 do zaleceń w zakresie AC-WMS wprowadzono dużo kolejnych zmian:

- stosowanie asfaltów twardych o penetracji 20/30 ograniczono do wyłącznie cieplejszych regionów kraju (ok 40% obszaru kraju; między innymi Wielkopolska i Pomorze Zachodnie); na pozostałych rejonach zalecono stosowanie asfaltów modyfikowanych lub wielorodzajowych,
- zmieniono nieznacznie krzywe graniczne uziarnienia,
- powrócono do niektórych wymagań francuskich (wskaźnik wypełnienia K, możliwość stosowania dużego koleinomierza do oceny odporności na deformacje),
- usunięto podział na dwie klasy sztywności,
- wprowadzono sztywność maksymalną do 17 000 MPa i minimalną od 11 000 MPa w przypadku warstwy podbudowy i od 14 000 MPa w przypadku warstwy wiążącej,
- wprowadzono badanie odporności na spękania niskotemperaturowe dla warstwy wiążącej metodą TSRST (ang. *Thermal Stress Restrained Specimen Test*), tymczasowo bez podania kryterium,
- wprowadzono procedurę starzenia krótkoterminowego mieszanek badanych w laboratorium w przypadku badań: odporności na deformacje trwałe, sztywności oraz odporności na zmęczenie.

Wymagania stawiane mieszankom AC-WMS według WT-2 2014 [2.16] przedstawiono w tablicy 2.10.

Tablica 2.10. Wymagane właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej betonu asfaltowego o wysokim module sztywności do warstwy podbudowy lub wiążącej, KR3-7, według [2.16]

Właściwość	Warunki zagęszczenia wg PN-EN 13108-20	Metoda i warunki badania	Wymiar mieszanki	
			AC WMS 16	AC WMS 22
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.3, ubijanie, 2 × 75 uderzeń	PN-EN 12697-8, p. 4	$V_{min2,0}$ $V_{max4,0}$	$V_{min2,0}$ $V_{max4,0}$
Odporność na działanie wody	C.1.1, ubijanie, 2 × 25 uderzeń	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie w 40°C z jednym cyklem zamrażania, badanie w 15°C, badanie w 25°C	$ITSR_{80}$	$ITSR_{80}$
Odporność na deformacje trwałe	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20, D.1.6, 60°C, 10000 cykli	$WTS_{AIR\ 0,15}$ $PRD_{AIR\ 5,0}$	$WTS_{AIR\ 0,15}$ $PRD_{AIR\ 5,0}$
Odporność na deformacje trwałe	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-22, duży aparat, 60°C, 30000 cykli, grubość płyty 100 mm	$P_{7,5}$	$P_{7,5}$
Sztywność	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-26, 4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz	w-wa wiążąca $S_{min14000}$ $S_{max17000}$ w-wa podb. $S_{min11000}$ $S_{max17000}$	w-wa wiążąca $S_{min14000}$ $S_{max17000}$ w-wa podb. $S_{min11000}$ $S_{max17000}$
Odporność na zmęczenie, kategoria nie niższa niż	C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}	PN-EN 12697-24, 4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10Hz	$\varepsilon_{6\text{-}130}$	$\varepsilon_{6\text{-}130}$

2.5. Dotychczasowe doświadczenia stosowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w Polsce i na świecie

W Polsce największy wkład w rozwój badań i wytycznych w zakresie AC WMS wniósł zespół prof. Dariusza Sybilskiego. Obecnie tematyką tą zajmuje się kilka zespołów badawczych, głównie zespół prof. Sybilskiego z Instytutu Badawczego Dróg i Mostów w Warszawie (od 1997/98 r.), a także zespół dyr. Bogdana Bogdańskiego z poznańskiego oddziału GDDKiA (od 1999 r.), wdrażając technologię AC WMS w praktyce oraz inne zespoły z politechnik i instytucji badawczych, takich jak: Instytut Badawczy TPA i z firm wykonawczych, np. Eurovia.

Po 2008 roku problemem betonów asfaltowych o wysokim module sztywności zainteresował się zespół prof. Józefa Judyckiego z Politechniki Gdańskiej, głównie w zakresie spękań niskotemperaturowych.

Instytut Badawczy Dróg i Mostów (IBDiM) zaadaptował i wprowadził technologię betonów asfaltowych o wysokim module sztywności do Polski [2.20], [2.21] oraz zaproponował wymagania dla mieszanek typu AC WMS dla nowych krajów Unii Europejskiej (program europejski SPENS) [2.1], [2.2], [2.3]. IBDiM wykazał także możliwość zastosowania kruszyw lokalnych o obniżonych wymaganiach do mieszanek WMS [2.25], [2.26]. Wyniki te jednak nie zostały wykorzystane w obecnie obowiązujących wytycznych technicznych dotyczących kruszyw do mieszanek mineralno-asfaltowych WT-1 [2.27]. Mieszanki typu AC WMS zostały z powodzeniem zastosowane w szybkich remontach nawierzchni drogowych na ulicach Warszawy [2.24] i do chwili obecnej zostało ich wybudowanych kilkaset kilometrów. W roku 2014 Instytut przedstawił wyniki badań mieszanek AC WMS z zastosowaniem asfaltów modyfikowanych gumą [2.30].

Dyr. Bogdański był liderem w pierwszych wdrożeniach betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w Polsce. Pierwsze odcinki z AC WMS wybudowano w woj. wielkopolskim. Budowy te prowadzone były w oparciu o oryginalne wytyczne francuskie, ponieważ w owym czasie nie istniały polskie przepisy regulujące stosowanie mieszanek o wysokim module sztywności. Doświadczenia w regionie wielkopolskim były następnie przenoszone na teren kraju.

Zespół z Politechniki Gdańskiej zajmował się głównie właściwościami niskotemperaturowymi mieszanek typu AC WMS. W przeprowadzonych w latach 2011–2014 na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad badaniach laboratoryjnych i terenowych analizowano wpływ zastosowania różnych rodzajów asfaltów (zwykły, modyfikowany, multigrade) w betonie asfaltowym o wysokim module sztywności na ryzyko powstawania spękań niskotemperaturowych nawierzchni w porównaniu do tradycyjnie stosowanych mieszanek asfaltowych – klasycznych betonów asfaltowych. Wyniki tych badań są przedmiotem niniejszego opracowania.

Na Politechnice Gdańskiej analizowano także przyczyny powstania spękań poprzecznych na budowanych odcinkach autostrad w województwie kujawsko-pomorskim, łódzkim oraz małopolskim. Obok zastosowanego twardego asfaltu 20/30 jako jedną z przyczyn niskotemperaturowych spękań nawierzchni zespół podał niejednorodność oraz jakość wykonania wbudowywanej mieszanki AC WMS [2.10], [2.11].

Pozostałe polskie publikacje, dotyczące AC WMS poświęcone były zagadnieniom projektowania oraz badań zmęczeniowych. Kostrzewa [2.34] poddał w wątpliwość możliwość stosowania kryteriów Instytutu Asfaltowego do projektowania

mechanistycznego nawierzchni drogowych z zastosowaniem AC WMS, sugerując wykorzystywanie kryteriów francuskich. Wasilewska i wsp. [2.35] wykazali natomiast zwiększenie trwałości betonów asfaltowych o wysokim module sztywności poprzez zastosowanie asfaltów modyfikowanych polimerem SBS lub miałem gumowym w stosunku do tradycyjnych asfaltów zwykłych 20/30.

Bardzo dobre wyniki zachowania się mieszanek EME we Francji zachęciły wiele krajów europejskich i pozaeuropejskich do zastosowania tej technologii we własnych lokalnych warunkach. Prace laboratoryjne oraz badania na torach doświadczalnych z wykorzystaniem mieszanek EME1 i EME2 wykonano między innymi w Szwajcarii [2.36], [2.37], Stanach Zjednoczonych [2.38], Chinach [2.39], Korei Południowej [2.40], Republice Południowej Afryki [2.41] oraz Brazylii [2.42]. W każdym z tych przypadków wyniki uzyskiwane w wysokich temperaturach pozwalały na redukcję grubości warstw konstrukcyjnych o około 20-30%.

W Belgii wykonano odcinek doświadczalny na autostradzie E19 (Bruksela–Antwerpia). W nawierzchnię wbudowano siedem rodzajów mieszanek EME2 zaprojektowanych w oparciu o wytyczne francuskie. Zastosowano cztery rodzaje asfaltów o penetracji rzędu od 15 do 30 j.pen. oraz dwa typy uziarnienia: grysowy oraz piaskowy. Dodatkowo zbadano także wpływ dodatku destruktu asfaltowego na zachowanie się mieszanek o wysokim module sztywności. W wynikach przedstawionych w 2008 roku [2.43], [2.44] pokazano zmniejszenie deformacji trwałych na poszczególnych sekcjach od 1,5 do 3 razy w stosunku do mieszanki referencyjnej. Kraje przedstawione powyżej, przyjęły do projektowania mieszanek typu AC WMS normy francuskie.

Szwajcarskie wyniki badań zmęczeniowych z zastosowaniem badań w pełnej skali pozwalają stwierdzić, że istnieje uzasadniona możliwość 30% redukcji grubości warstwy podbudowy przy zastosowaniu mieszanki mineralno-asfaltowej typu EME2 w porównaniu do klasycznej mieszanki [2.37]. Na podstawie tych samych badań stwierdzono, że nie ma możliwości redukcji warstwy podbudowy przy zastosowaniu mieszanki typu EME1.

Adaptację wzorowaną na polskich wytycznych z 2010 roku przyjęła do badań Litwa [2.45], badając wpływ zastosowania kruszyw lokalnych do mieszanek o wysokim module sztywności. Największe odstępstwa od pierwotnych norm francuskich zastosowano w Danii [2.46], w której zaproponowano zupełnie nową mieszankę GAB II wykonywaną z zastosowaniem asfaltu 20/30. Mieszanka o uziarnieniu do 32 mm i składająca się w 65% z piasku nie spełniała wymagań postawionych modułowi sztywności, odporności na zmęczenie i odporności na deformacje trwałe. Pozwoliła jednak osiągnąć prawie dwukrotnie wyższe wartości modułów sztywności niż w typowo stosowanych mieszankach.

W Niemczech w Północnej Bawarii rozpoczęto wdrażanie odmiennej koncepcji mieszanki mineralno-asfaltowej o wysokiej trwałości zmęczeniowej i wysokiej odporności na deformacje trwałe do warstw wiążących. Wprowadza się eksperymentalnie nową warstwę wiążącą typu SMA [2.47] o grubości 7,5 – 8 cm pod klasyczną warstwę ścieralną z SMA na drogi najbardziej obciążone (autostrady). Do warstwy wiążącej typu SMA stosuje się kruszywo najwyższej jakości jak do SMA, lecz bez wymagania odporności na polerowanie, asfalt tylko modyfikowany polimerem 10/40-65 w ilości minimalnej 6,2%, osiągając zawartość wolnych przestrzeni w przedziale 3 - 3,5%.

Literatura do rozdziału 2

[2.1] Bańkowski W., Laboratory and field implementation of high modulus asphalt concrete, SPENS Final Seminar, Ljubljana, Slovenija, 27-28 August 2009

[2.2] Bańkowski W., Gajewski M., Badania przyśpieszone w skali rzeczywistej innowacyjnych nawierzchni drogowych, Drogi i Mosty nr 2, 2002, s. 89 - 121

[2.3] Bańkowski W., Tusar M., Wiman L.G., Sybilski D., Gajewski M., Horodecka R., Maliszewski M., Mirski K., Laboratory and field implementation of high modulus asphalt concrete. Requirements for HMAC mix design and pavement design, Sustainable Pavements for European New Members States, European Commision DG Research, Sixth Framework Programme, SPENS (dostępny na stronie internetowej : http://spens.fehrl.org)

[2.4] *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves*, Edition 1998, SETRA, LCPC

[2.5] Corté J.-F., Development and Uses of Hard-Grade Asphalt and of High-Modulus Asphalt Mixes in France, Transportation Research Circular, Number 503, December 2001

[2.6] Corte J.F. i in., *Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussee*, LCPC, Francja, 1994

[2.7] Delorme J.-L., de la Roche C,. Wendling L., *LPC Bituminous Mixtures Design Guide*, The RST Working Group “Design of Bituminous Mixtures” LCPC, December 2007

[2.8] Design Manual for Road and Bridges, DMRB Volume 7 - Pavement Design and Maintenance, Section 2 - Pavement Design and Construction, Part 3, HD 26/06, Pavement Design, February 2006

[2.9] Elliott R., *Implementing High Modulus Asphalt Technology In the UK*, Scott Wilson, 2008

[2.10] Judycki J., Jaskuła P., Dołżycki B., Pszczoła M., Jaczewski M., Ryś D., „Przyczyny spękań poprzecznych podbudowy asfaltowej o wysokim module sztywności na autostradzie A1, Odcinek 1, Czerniewice – Odolion, Odcinek 2, Odolion – Brzezie, Gdańsk, kwiecień 2012

[2.11] Judycki J., Jaskuła P., Dołżycki B., Pszczoła M., Jaczewski M., Ryś D., „Przyczyny spękań poprzecznych podbudowy asfaltowej o wysokim module

sztywności na autostradzie A1, Odcinek 3, Brzezie – Kowal, Gdańsk, kwiecień 2012
[2.12] Majewski B. "Badania zmęczeniowe mieszanek mineralno-bitumicznych na torze próbnym LCPC i w laboratoriach", Nowości zagranicznej techniki drogowej, cz. 1, nr 122, 1995
[2.13] Majewski B. "Badania zmęczeniowe mieszanek mineralno-bitumicznych na torze próbnym LCPC i w laboratoriach", Nowości zagranicznej techniki drogowej, cz. 2, nr 123, 1995
[2.14] *Manual of Contract Documents for Highway Works*, MCHW volume 1 – Specifications for Highway Works, series 0900 – Road Pavements – Bituminous Bound Materials
[2.15] *Manual of Contract Documents for Highway Works*, MCHW volume 2 – Notes for Guidance on the Specification For Highway Works, series NG 0900 – Road Pavements – Bituminous Bound Materials
[2.16] Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, WT-2 2014 Mieszanki mineralno-asfaltowe, Wymagania Techniczne, część 1, GDDKiA, z dnia 25.09.2014 r, Warszawa 2013 (opublikowane na https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/z/zarzadzenia-generalnego-dyrektor_13901/zalacznik%20do%20zarz%2047.pdf)
[2.17] Nunn M.E., Smith T., *Road Trials of high modulus base for heavily trafficked roads*, TRL Project Report PR231,1997
[2.18] Sanders P.J., Nunn M., *The application of Enrobe a Module Eleve in flexible pavements*, TRL Report TRL636,2005
[2.19] Sybilski D., Zasady wykonywania nawierzchni asfaltowej o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie (ZW-WMS 2002), IBDiM, Seria „I" zeszyt 63, Warszawa 2002
[2.20] Sybilski D., Bańkowski W., Beton asfaltowy o wysokim module w Polsce, Drogownictwo 7-8/2011
[2.21] Sybilski D., Bańkowski W., Prace badawcze laboratoryjne i w pełnej skali nad zastosowaniem betonu asfaltowego o wysokim module sztywności w nawierzchni drogowej, Drogi i Mosty, nr 1-2, 2011r
[2.22] Sybilski D, Bańkowski W., Mularzuk R., Zasady wykonywania nawierzchni asfaltowej o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie (ZW-WMS 2006), IBDiM, Seria „I" zeszyt 70, wydanie II uzupełnione, Warszawa 2006 (opublikowany na stronie http://gddkia.gov.pl/pl/a/3435/prace-naukowo-badawcze-zrealizowane-w-latach-2000-2009)
[2.23] Sybilski D., Bańkowski W., Mularzuk R., Zasady wykonywania nawierzchni asfaltowej o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie (ZW-WMS 2007), IBDiM, Seria „I" zeszyt 70, wydanie II uzupełnione, Warszawa 2007
[2.24] Sybilski D., Jezierska D., Maliszewski M., Szybka naprawa nawierzchni ulic Warszawy, Drogownictwo 2/2007
[2.25] Sybilski D., Mularzuk R., Bańkowski W., Maliszewska D., Maliszewski M., Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS z kruszywami lokalnymi, Drogi i Mosty, nr 4, 2007

[2.26] Sybilski D., Mularzuk R., Bańkowski W., Maliszewska D., Maliszewski M., Stosowanie kruszyw lokalnych i sztucznych w betonie asfaltowym o wysokim module sztywności, Polskie Drogi 9/2007
[2.27] Sybilski D. i in., Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach krajowych, WT-1 2010, Wymagania Techniczne, Warszawa, 2010
[2.28] Sybilski D. i in., Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych, IBDiM, WT-2 Nawierzchnie asfaltowe rekomendowane przez Ministra Infrastruktury, Warszawa 2008
[2.29] Sybilski D. i in., Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, IBDiM, WT-2 2010 Mieszanki mineralno-asfaltowe rekomendowane przez Ministra Infrastruktury, Warszawa 2010, (opublikowany na stronie http://www.gddkia.gov.pl/pl/1118/dokumenty-techniczne)
[2.31] NF EN 13108-1 fevrier 2007 *Melanges bitumineux. Specifications des materiaux. Partie 1 Enrobes bitumineux,*
[2.32] NF P 98-140 novembre 1999 *Enrobes hydrocarbones. Couches d'assises - enrobes a module eleve (EME). Definition - Classification - Caracteristiques - Fabrication - Mise en oeuvre,*
[2.33] PN-S-96025:2000 Drogi samochodowe i lotniskowe. Nawierzchnie asfaltowe. Wymagania.
[2.34] Kostrzewa A., Trwałość nawierzchni asfaltowych z betonem asfaltowym o wysokim module sztywności, Drogownictwo nr 4, 2011, s. 132-134
[2.35] Wasilewska M, Plewa A., Gardziejczyk W., Wybrane problemy konstruowania nawierzchni drogowych, Civil and Environmental Engineering, 2 (2011), s. 183 – 189
[2.36] Perret J., Ould-Henia M., Dumont A.-G., *High modulus pavement design using accelerated loading testing (ALT*), 3rd Euroasphalt & Eurobitume Congress Vienna 2004, Vienna, 2004
[2.37] Perret J., Dumont A.-G., Turtschy J.-C., *Assessment of resistance to rutting of high modulus bituminous mixtures using full-scale accelerated loading tests*, 3rd Euroasphalt & Eurobitume Congress Vienna 2004, Vienna, 2004
[2.38] Wielinski J. C., Huber G. A., Evaluation of French High Modulus Asphalt (EME) in Pavement Structural Design (MEPDG), Asphalt Paving Technology 2011, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, vol 80 (2011), p. 697 – 718
[2.39] Yu J., Comparison of Hot-Mix Asphalt Technology among French, US and China, International Workshop on Energy and Environment in the Development of Sustainable Asphalt Pavements, China, 2010
[2.40] Lee H.J., Lee H.J., Park H.M., *Performance Evaluation of High Modulus Asphalt Mixtures for Long Life Asphalt Pavements*, Construction and Building Materials 21, 2007
[2.41] Denneman E., Introducing High Modulus Asphalt (HiMA), JD Roberts Award, CSIR Pretoria, 27 September 2011

[2.42] Rhode L. et al., Using APT and laboratory testing to evaluate the performance of high modulus asphalt concrete for base courses in Brasil, APT '08. Third International Conference, Madrid, Spain, 2008
[2.43] De Backer C., Glorie L., Reynaert R., *Test Section in High-Modulus Asphalt: A Comparative Experiment with Ten Variants*, Euroasphalt & Eurobitume Congress 2008 - Destination Copenhagen, Copenhagen, 2008
[2.44] De Visscher J., Vansteenkiste S., Vanelstraete A., *Test Section in High-Modulus Asphalt: Mix Design and Laboratory Performance Testing*, Euroasphalt & Eurobitume Congress 2008 - Destination Copenhagen, Copenhagen, 2008
[2.45] Vaitkus A., Vorobjovas V., Use of local aggregates in high modulus asphalt concrete layers, Gradevinar, no. 4, vol. 65 (2013), p. 353 – 360
[2.46] Carbonneau X. et al., High Modulus GAB II: *A Danish Experiment*, Euroasphalt & Eurobitume Congress 2008 - Destination Copenhagen, Copenhagen, 2008
[2.47] Gärtner K., Długotrwałość nawierzchni asfaltowych, prezentacja z Seminarium eSeMA w Zakopanem 2012

3. Badania laboratoryjne

3.1. Zakres badań laboratoryjnych

Autor podrozdziału 3.1: Prof. dr hab. inż. Józef Judycki

Celem badań laboratoryjnych było dokonanie oceny odporności badanych materiałów na spękania niskotemperaturowe w okresie zimy i na deformacje trwałe w okresie lata. Niektóre wyniki badań były także wykorzystywane do analiz obliczeniowych w dwóch obszarach:

a) do wyznaczania wielkości naprężeń termicznych powstających w warstwach asfaltowych nawierzchni podczas oziębiania w okresie zimy oraz
b) do określania wielkości przemieszczeń całkowitych i trwałych, odkształceń i naprężeń w wyższych temperaturach letnich w konstrukcji nawierzchni traktowanej jako wielowarstwowa półprzestrzeń lepkosprężysta.

W każdym przypadku badano betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS oraz dla porównania betony asfaltowe konwencjonalne AC. Badano nie tylko wpływ rodzaju mieszanki (konwencjonalny AC i AC WMS), ale także wpływ typu zastosowanego lepiszcza asfaltowego (asfaltów drogowych zwykłych, modyfikowanych i wielorodzajowych). Różnicowano także rodzaje asfaltów, od asfaltów bardziej miękkich 50/70 do asfaltów twardych 20/30.

Zakres badań laboratoryjnych był następujący:

a) Badania zginania belek z betonu asfaltowego ze stałą prędkością deformacji w niskich temperaturach w celu określenia oceny wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, odkształceń granicznych i modułów sprężystości. Była to oryginalna metoda nienormowa opracowana wcześniej na Politechnice Gdańskiej.
b) Badania zginania belek z betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem w niskich temperaturach w celu określenia parametrów reologicznych badanych mieszanek mineralno-asfaltowych, takich jak: parametry reologiczne modelu Burgersa, krzywe przewodnie modułów sztywności i współczynniki przesunięcia. Była to oryginalna metoda nienormowa opracowana wcześniej na Politechnice Gdańskiej.
c) Badania modułów sztywności przy powtarzalnych obciążeniach w metodzie pośredniego rozciągania według znormalizowanej metody, w aparacie Nottingham Asphalt Tester. Dodatkowo badano wytrzymałość na pośrednie rozciąganie. Badania przeprowadzono w różnych temperaturach.
d) Badania parametrów mechaniki pękania betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w niskich temperaturach, w trakcie których określono parametry charakteryzujące odporność różnych typów betonów asfaltowych (AC i AC WMS) na pękanie. Stosowano metodę

nienormową opracowaną na Politechnice Gdańskiej w oparciu o studia literatury.

e) Badania naprężeń termicznych wywołanych podczas oziębiania w betonie asfaltowym konwencjonalnym i o wysokim module sztywności według metody TSRST (test naprężeń termicznych w próbce skrępowanej), które określały temperaturę pęknięcia niskotemperaturowego i naprężenie rozciągające w momencie pęknięcia. Stosowano metodę znormalizowaną.
f) Badania właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych w warunkach ściskania pod stałym obciążeniem w wyższych temperaturach (test pełzania). Jest to metoda nienormowa, którą opracowano w tej pracy badawczej na Politechnice Gdańskiej. Wynikiem tej metody są parametry reologiczne modelu Burgersa określane z krzywych pełzania.
g) Badania właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokich modułach sztywności w wyższych temperaturach w warunkach obciążeń powtarzalnych. Jest to metoda nienormowa wykorzystująca aparat AMPT/SPT produkcji IPC Global. Wynikiem tej metody są moduły zespolone i kąty przesunięcia fazowego oraz krzywe przewodnie modułów zespolonych. Na podstawie wyników z tej metody możliwe też jest wyznaczenie parametrów reologicznych modelu Burgersa.

Niniejszy rozdział przedstawia opis badanych materiałów i po kolei opis metod badawczych, uzyskane wyniki i wnioski.

3.2. Badane materiały

Autor podrozdziału: mgr inż. Mariusz Jaczewski

3.2.1. Wstęp

Badania laboratoryjne wykonywane były w kilku etapach przez okres 4 lat. Z tego powodu mogą występować pewne różnice w materiałach wykorzystywanych do poszczególnych badań. Dotyczy to szczególnie materiałów porównawczych, które były wybierane z rzeczywistych zastosowań.

Podstawowymi materiałami wykorzystywanymi w badaniach laboratoryjnych były betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS16 z następującymi asfaltami: zwykłym 20/30, modyfikowanym 25/55-60 oraz wielorodzajowym 20/30. Jako materiały porównawcze badano konwencjonalne betony asfaltowe: AC 16W do warstwy wiążącej oraz AC 22P do warstwy podbudowy. Mieszanki te zostały zaprojektowane w oparciu o normę PN-EN 13108-1 oraz wymagania zawarte w obowiązujących Wymaganiach Technicznych WT-2 z roku 2010.

Dodatkowo, na potrzeby analiz obliczeniowych konstrukcji nawierzchni, badano cechy reologiczne oraz podstawowe właściwości mieszanki SMA. Wyniki badań laboratoryjnych mieszanki SMA zostały zaczerpnięte z odrębnego opracowania.

3.2.2. Mieszanki mineralno-asfaltowe

3.2.2.1. Stosowane kruszywa

Do wykonania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności oraz konwencjonalnych betonów asfaltowych do warstwy wiążącej i podbudowy wykorzystano kruszywo gnejsowe i piasek łamany firmy Yeoman (kamieniołom Halsvik). Jako wypełniacz do mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystano mączkę wapienną Lafarge (zakład produkcyjny Mowap).

Do wykonania mieszanki SMA wykorzystano: kruszywo grube o uziarnieniu 5/8 (kamieniołom Jelsa), kruszywo grube o uziarnieniu 2/5 (kamieniołom Halsvik), kruszywo drobne o uziarnieniu 0/2 (kamieniołom Halsvik) oraz wypełniacz wapienny dostarczony przez firmę Lafarge. W tablicach 3.1 i 3.2 przedstawiono uziarnienie materiałów odpowiednio do betonów asfaltowych oraz do mieszanki SMA.

Tablica 3.1. Uziarnienie materiałów wykorzystywanych do betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium

Właściwości		Rodzaj i producent kruszywa						
		Kruszywo grube 16/22	Kruszywo grube 11/16	Kruszywo grube 8/11	Kruszywo grube 5/8	Kruszywo grube 2/5	Kruszywo drobne 0/2	Mączka wapienna
		Halsvik Yeoman	Halsvik Yeoman	Halsvik Yeoman	Halsvik Yeoman	Halsvik Yeoman	Halsvik Yeoman	Wapienno Lafarge
Przechodzi przez sito # [mm], %	32	100						
	22,4	90,6	100					
	16	17,3	90,0	100	100			
	11,2	1,4	26,2	89,9	99,9			
	8	1,0	4,5	23,6	89,8	100		
	5,6	1,0	2,1	3,3	27,6	92,6	100	
	2	1,0	1,5	1,5	4,0	10,0	89,9	100
	0,125	0,8	1,2	1,2	1,9	1,0	6,2	96,8
	0,063	0,6	0,9	0,9	1,3	0,6	2,7	85,1
Rodzaj skały		gnejs	gnejs	gnejs	gnejs	gnejs	gnejs	wapień

Tablica 3.2. Uziarnienie materiałów wykorzystywanych do mieszanki SMA wykonanej w laboratorium

Właściwości		Rodzaj i producent kruszywa			
		Kruszywo grube 5/8	Kruszywo grube 2/5	Kruszywo drobne 0/2	Mączka wapienna
		Jelsa Mibau	Halsvik Yeoman	Halsvik Yeoman	Wapienno Lafarge
Przechodzi przez sito # [mm], %	11,2	100	100	100	100
	8	90,6	100	100	100
	5,6	7,9	87,7	100	100
	2	0,9	13,6	93,6	100
	0,125	0,8	1,9	10,6	96,8
	0,063	0,7	1,3	3,8	85,1
Rodzaj skały		granodioryt	gnejs	gnejs	wapień

3.2.2.2. Stosowane asfalty

W badaniach laboratoryjnych wykorzystano:

- trzy asfalty drogowe o penetracjach: 20/30, 35/50, 50/70,
- dwa asfalty modyfikowane: 25/55-60 i 45/80-55,
- jeden asfalt wielorodzajowy o penetracji 20/30.

Asfalty drogowe oraz asfalty modyfikowane zostały wyprodukowane przez Lotos Asfalt sp. z o.o. z siedzibą w Gdańsku. Asfalt wielorodzajowy został wyprodukowany przez Orlen Asfalt sp. z o.o. z siedzibą w Płocku.

Podstawowe cechy wykorzystywanych asfaltów przed i po starzeniu TFOT przedstawiono w tablicy 3.3.

Tablica 3.3. Wyniki badań podstawowych cech asfaltów

Właściwości:	Rodzaj i producent asfaltów					
	20/30	35/50	50/70	25/55-60	45/80-55	20/30 wielorodzajowy
	Lotos	Lotos	Lotos	Lotos	Lotos	Orlen
Właściwości asfaltu przed starzeniem TFOT						
Penetracja w 25°C, 0,1 mm, wg PN-EN 1426	23	48	67	28	43	24
Temp. mięknienia PiK, °C wg PN-EN 1427	58	53	48	62	60	68
Lepkość dynamiczna, Pa·s, wg PN-EN 12596 w temp:						
• 60°C	3063	659,3	238,7	nb	nb	nb
• 90°C	48,57	15,93	7,413	66,62	35,32	137,0
• 135°C	1,317	0,635	0,406	1,616	1,225	2,008
• 160°C	0,364	nb	nb	0,452	0,373	0,478
Właściwości asfaltu po starzeniu TFOT						
Penetracja w 25°C, 0,1 mm, wg PN-EN 1426, po TFOT	21	45	63	26	nb	24
Temp. mięknienia PiK, °C wg PN-EN 1427, po TFOT	64	57	51	68	nb	72

nb – nie badano

3.2.2.3. Dodatki

Do mieszanek mineralno-asfaltowych nie stosowano środków poprawiających adhezję asfaltu do kruszywa, by nie wpływały one na wyniki badań.

Jako dodatek stabilizujący do mieszanki SMA zastosowano włókna celulozowe Arbocel firmy J.Rettenmaier & Sohne, typ ZZ 8/1.

3.2.2.4. Zaprojektowane mieszanki mineralno-asfaltowe

Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 został zaprojektowany w oparciu o normę PN-EN 13108-1 i polskie Wymagania Techniczne WT-2 z roku 2010 [3.41].

Jako mieszankę bazową zaprojektowano beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem drogowym 20/30. W przypadku pozostałych badanych betonów asfaltowych o wysokim module sztywności, aby zmniejszyć liczbę czynników mogących wpływać na wyniki badań laboratoryjnych, zdecydowano się wykorzystać zaprojektowaną wcześniej mieszankę mineralną oraz przyjąć jednakową zawartość asfaltu bez względu na jego rodzaj.

Konwencjonalne betony asfaltowe: AC 16 W do warstwy wiążącej oraz AC 22 P do warstwy podbudowy zaprojektowano według normy PN-EN 13108-1. Warstwę mastyksu grysowego SMA 8 zaprojektowano według normy PN-EN 13108-5.

Wybrane parametry poszczególnych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w tablicy 4.5. Wykorzystywane mieszanki mineralno-asfaltowe spełniały wszystkie kryteria podane w Wymaganiach Technicznych WT2-2010. Jedynym wyjątkiem była mieszanka porównawcza AC 16W z asfaltem 50/70, która nie spełniła wymagania odporności na deformacje trwałe, co było do przewidzenia z uwagi na zastosowany asfalt.

Tablica 3.4. Parametry mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystywanych w badaniach laboratoryjnych

Cecha	Mieszanka mineralno-asfaltowa Rodzaj zastosowanego w mieszance asfaltu							
	Mieszanki wykonane w Laboratorium Badań Drogowych Katedry Inżynierii Drogowej							
	AC 16W (b) 35/50	AC 16W (a) 35/50	AC 16W 50/70	AC 22P 35/50	SMA8 40/80-55	AC WMS16 20/30	AC WMS16 25/55-60	AC WMS16 20/30 multigrade
Uziarnienie wg PN-EN 13108-1 (przechodzi przez sito # [mm], %)								
31,5	100	100	100	100,0	100	100	100	100
22,4	100	100	100	97,8	100	100	100	100
16	99,7	97,3	97,3	72,0	100	97,8	97,8	97,8
11,2	84,1	78,0	78,0	61,1	100	81,7	81,7	81,7
8	65,2	57,7	57,7	51,9	94,2	62,5	62,5	62,5
5	41,0	44,5	44,5	41,8	41,2	49,4	49,4	49,4
2	28,6	27,4	27,4	30,1	25,6	32,0	32,0	32,0
0,125	6,4	7,1	7,1	7,6	11,9	9,2	9,2	9,2
0,063	4,8	5,5	5,5	5,3	9,7	7,3	7,3	7,3
Zawartość asfaltu %, m/m	4,6	4,6	4,6	4,0	7,0	5,0	5,0	5,0
Zawartość wolnych przestrzeni, wg. PN-EN 12697-8, %	6,6	4,3	4,2	4,8	2,3	3,6	3,5	3,5
Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej, %	17,1	15,2	15,1	14,4	20,0	15,5	15,4	15,4
Zawartość wolnych przestrzeni wypełnionych lepiszczem, %	61,7	71,8	72,4	66,5	82,2	76,9	77,3	77,3
Odporność na deformacje trwałe, wg PN-EN 12697-22,								
WTS_{Air}	0,18	0,10	0,25	0,07	0,04	0,07	0,07	0,04
PRD_{Air}	9,5	6,9	10,8	5,8	4,4	4,8	5,3	4,0

nb – nie badano
b/d – brak danych

3.3. Badania cech reologicznych i wytrzymałościowych betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w niskich temperaturach

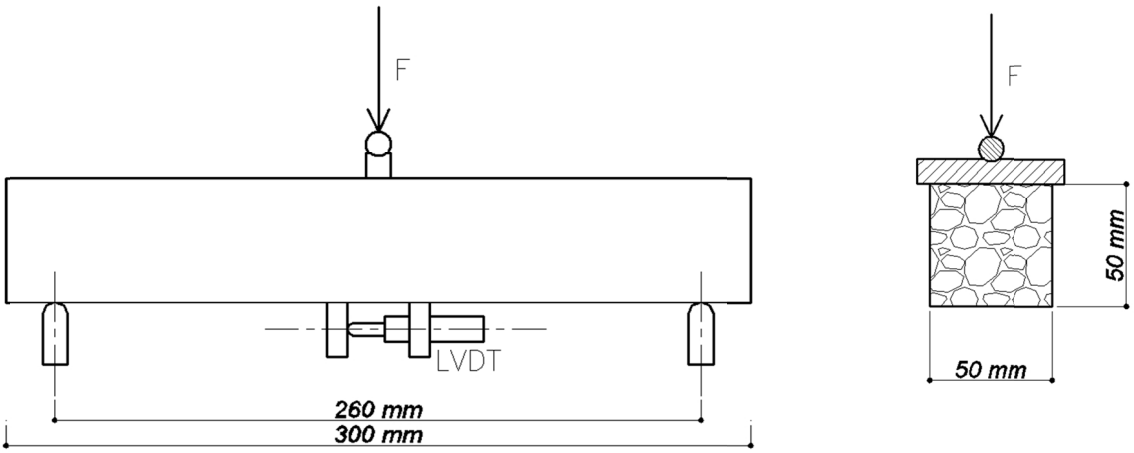
3.3.1. Badania zginania belek z betonu asfaltowego ze stałą prędkością deformacji w niskich temperaturach

Autorzy podrozdziału 3.3.1: mgr inż. Mariusz Jaczewski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki

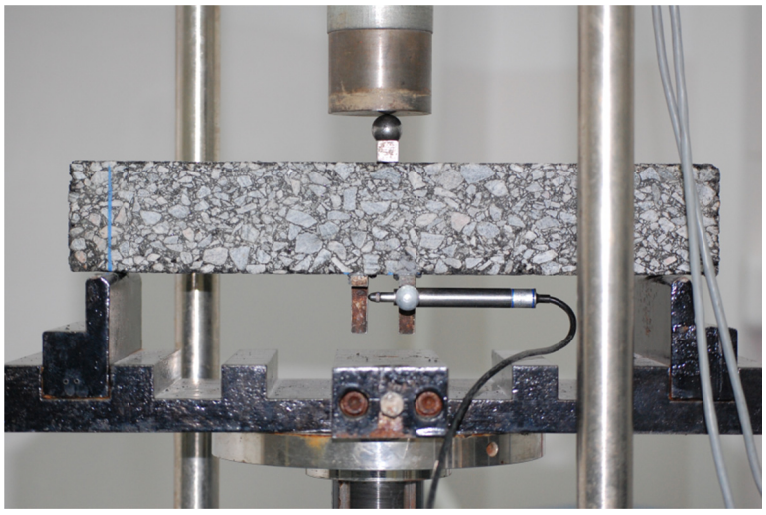
3.3.1.1. Metodyka badania belek z betonu asfaltowego ze stałą prędkością deformacji

Badanie zginania ze stałą prędkością deformacji zostało opracowane na Politechnice Gdańskiej w 1976 roku przez Judyckiego [3.3] oraz zmodyfikowane w 2001 roku przez Judyckiego, Pszczołę i Jaskułę [3.2]. Metoda polega na obciążeniu próbki belkowej (w schemacie belki wolnopodpartej) w środku rozpiętości siłą powodującą stały wzrost ugięcia próbki w czasie.

Do próbek belkowych przyklejane są według szablonu stalowe płaskowniki służące do zamocowania czujnika LVDT mierzącego odkształcenie belki podczas badania. Bezpośrednio przed badaniem próbki kondycjonowano w komorze termicznej w temperaturze badania przez okres 24 godzin. Skondycjonowaną próbkę umieszczano na specjalnie przygotowanej formie o rozstawie podpór wynoszącym 260 mm. Na próbce umieszczano w środku rozpiętości płaskownik stalowy poprzez który przekazywano siłę. Badanie zginania wykonuje się przy przesuwie tłoka z prędkością wynoszącą 1,25 mm/minutę. Wartościami mierzonymi w badaniu są: przemieszczenie poziome na spodzie belki (mierzone przy pomocy jednego czujnika LVDT) oraz siła przykładana do próbki belkowej (mierzona przy pomocy dwóch czujników w prasie). Badanie kończy się w momencie zniszczenia próbki belkowej lub spadku naprężenia przyłożonego do próbki. Wynikiem jest odkształcenie spodu próbki przy zniszczeniu, wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu oraz moduł sztywności, o ile pęknięcie nastąpiło w bazie pomiarowej. Schemat badania oraz zamontowaną próbkę przedstawiono na rysunku 3.1. Ugięcie próbki podczas badania przedstawiono na rysunku 3.2.

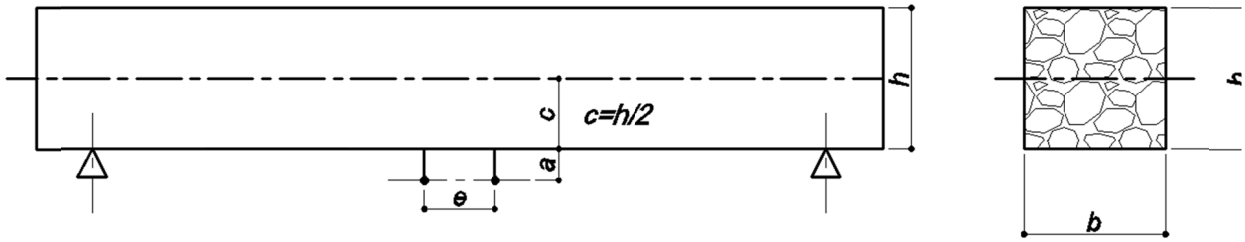


(a)

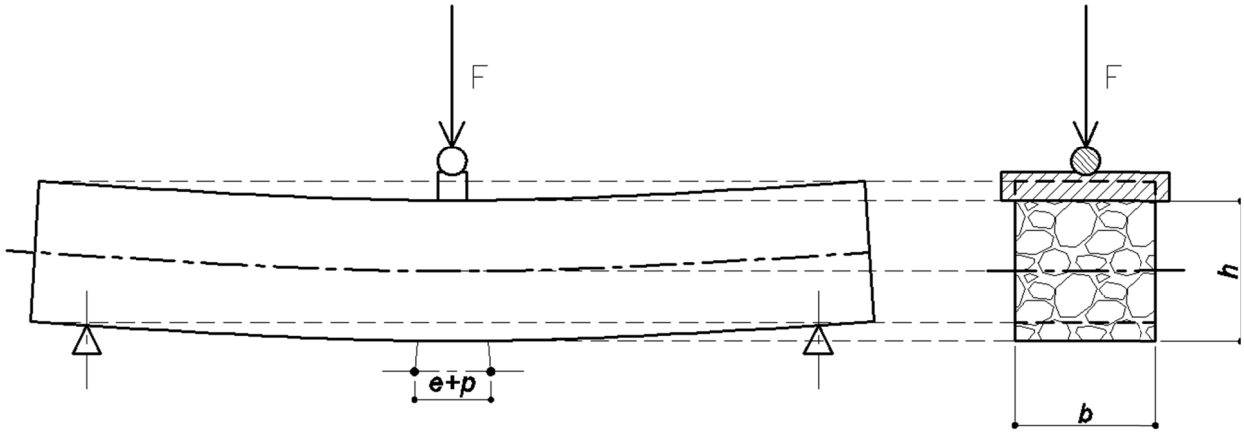


(b)

Rysunek 3.1. Badanie zginania ze stałą prędkością deformacji: (a) schemat badania (b) zamocowana próbka



(a)



(b)

Rysunek 3.2. Schemat ugięcia próbki belkowej podczas badania: (a) przed przyłożeniem obciążenia (b) w trakcie przykładania obciążenia

Odkształcenie rozciągające na spodzie próbki belkowej obliczane jest na podstawie odczytów z czujnika LVDT za pomocą zależności:

$$\varepsilon = \frac{p}{e} \cdot \frac{c}{c+a} \tag{3.1}$$

gdzie:

ε – odkształcenie graniczne w chwili zniszczenia próbki lub osiągnięcia maksymalnej wartości naprężenia,

p – przemieszczenie czujnika LVDT przy sile F, mm,

e – długość bazy pomiarowej, mm,

c – odległość od osi próbki do spodu próbki, mm,

a – odległość od spodu próbki do osi czujnika LVDT, mm.

W celu określenia odkształcenia granicznego należy we wzorze (3.1) jako wartość przemieszczenia p przyjąć wartość odczytaną z czujnika LVDT przy wystąpieniu maksymalnej siły F_{max}.

Wartość naprężenia rozciągającego na spodzie próbki w środku jej rozpiętości wyznacza się według wzoru:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3Fl}{2bh^2} \tag{3.2}$$

gdzie:

σ – naprężenie występujące na spodzie próbki belkowej w przekroju na środku jej rozpiętości, MPa,

M – moment zginający w przekroju w środku rozpiętości próbki belkowej, kNm,

$$M = \frac{Fl}{4} \tag{3.3}$$

W – moment bezwładności przekroju, m^3,

$$W = \frac{bh^2}{6} \tag{3.4}$$

F – siła mierzona w dowolnej chwili podczas obciążania próbki, kN,
l – rozpiętość próbki pomiędzy podporami; wartość stała wynosząca 260 mm,
b – szerokość próbki w przekroju w środku rozpiętości, mm,
h – wysokość próbki w przekroju w środku rozpiętości, mm.

Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu wyznacza się podstawiając do wzoru (3.2) wartość siły F, odczytaną w chwili zniszczenia próbki lub maksymalną wartość siły, jeśli próbka nie uległa zniszczeniu i zanotowano spadek siły zginającej.

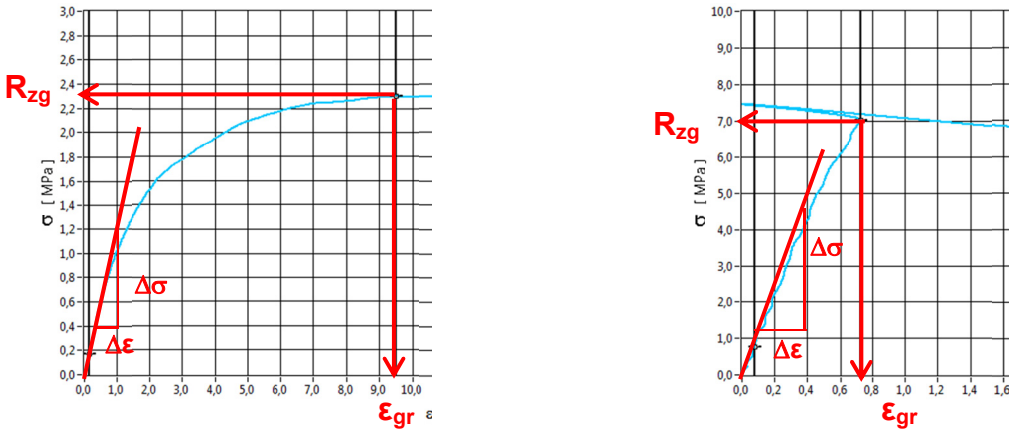
Moduł sztywności przy zginaniu określa się w oparciu o wykresy zależności naprężenia od odkształcenia jako styczną do krzywej obciążenia według zależności:

$$S = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \tag{3.5}$$

gdzie:
S - moduł sztywności przy zginaniu, MPa
$\Delta\sigma$ - przyrost naprężenia,
$\Delta\varepsilon$ - przyrost odkształcenia.

Interpretacja wyników

Na rysunku 3.3 przedstawiono typowe wyniki badania zginania ze stałym przemieszczeniem w temperaturach ujemnych oraz dodatnich wraz ze sposobem odczytu parametrów. Obliczenia odkształcenia na spodzie belki oraz naprężenia występującego w badaniu wykonywane są automatycznie przez program pomiarowy.



Rysunek 3.3. Typowe wyniki z badania zginania ze stałą prędkością deformacji:
(a) w dodatnich temperaturach – spadek siły zginającej
(b) w ujemnych temperaturach – zniszczenie próbki

Badanie zginania ze stałą prędkością deformacji pozwala różnicować pomiędzy sobą badane mieszanki ze względu na odporność na spękania niskotemperaturowe. Wyższą odporność na spękania niskotemperaturowe posiadają mieszanki, które charakteryzują się:

- Większą odkształcalnością, czyli wyższymi uzyskanymi wartościami odkształcenia granicznego, $\varepsilon_{gr} = \max (\varepsilon_{gr})_i$.
- Wyższymi uzyskanymi wartościami wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, $R_{zg} = \max (R_{zg})_i$.
- Niższymi wartościami modułu sztywności przy zginaniu, $E = \min (E)_i$.

Badanie było wykonywane w temperaturach: -30°C, -20°C, -10°C i 0°C, by uzyskać charakterystykę wytrzymałościową w niskich temperaturach.

3.3.1.2. Badane materiały w metodzie zginania ze stałą prędkością deformacji

W opisanej metodzie przebadano trzy betony asfaltowe o wysokim module sztywności: z asfaltem zwykłym 20/30, asfaltem modyfikowanym 25/55-60 oraz asfaltem wielorodzajowym 20/30 MG oraz trzy betony konwencjonalne: beton asfaltowy do podbudowy AC 22P z asfaltem zwykłym 35/50 oraz beton asfaltowy do warstwy wiążącej AC 16W z asfaltami zwykłymi 35/50 oraz 50/70. Mieszanki badano w trakcie dwóch różnych etapach prac badawczych. We wcześniejszym etapie próbek nie poddawano starzeniu krótkoterminowemu. W późniejszym etapie zdecydowano się sprawdzić wpływ starzenia krótkoterminowego na parametry mieszanek mineralno-asfaltowych. Badania te wykonane zostały na tych samych mieszankach mineralno-asfaltowych w odstępie roku. Z tego względu, oba etapy należy traktować jako wykonane niezależnie i nie można ich wartości porównywać ze sobą.

3.3.1.3. Wyniki badania zginania belek z betonu asfaltowego ze stałą prędkością deformacji

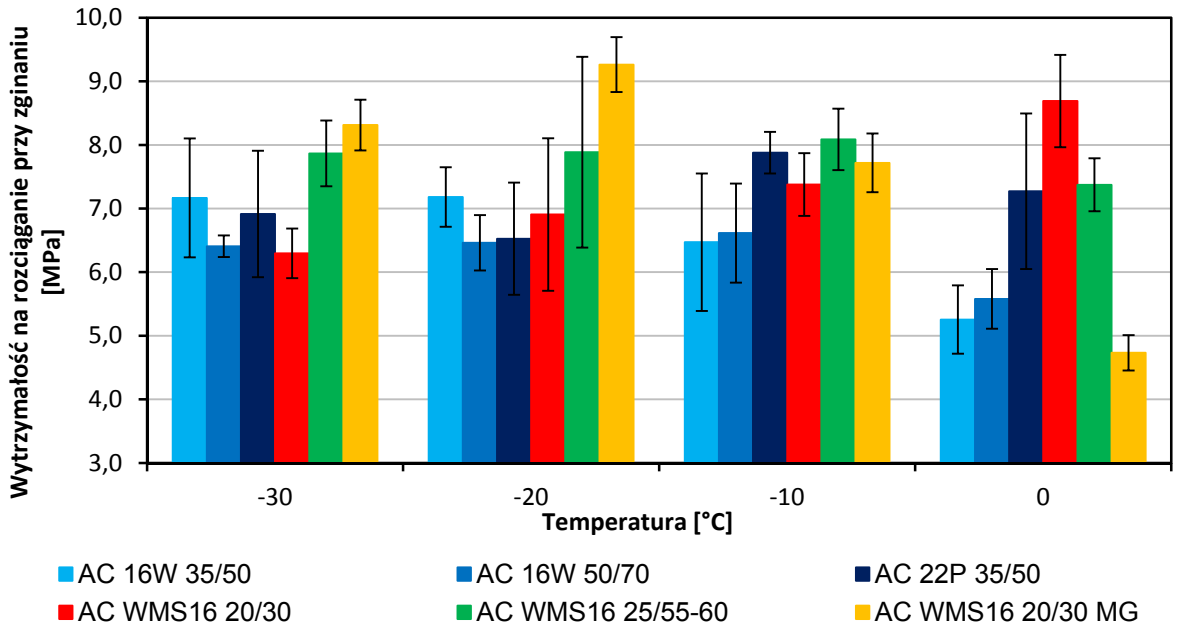
Odrzucanie wyników badania

W badaniu występowały trzy rodzaje błędów, które powodowały odrzucanie wyników przy wyznaczaniu parametrów badanych mieszanek:

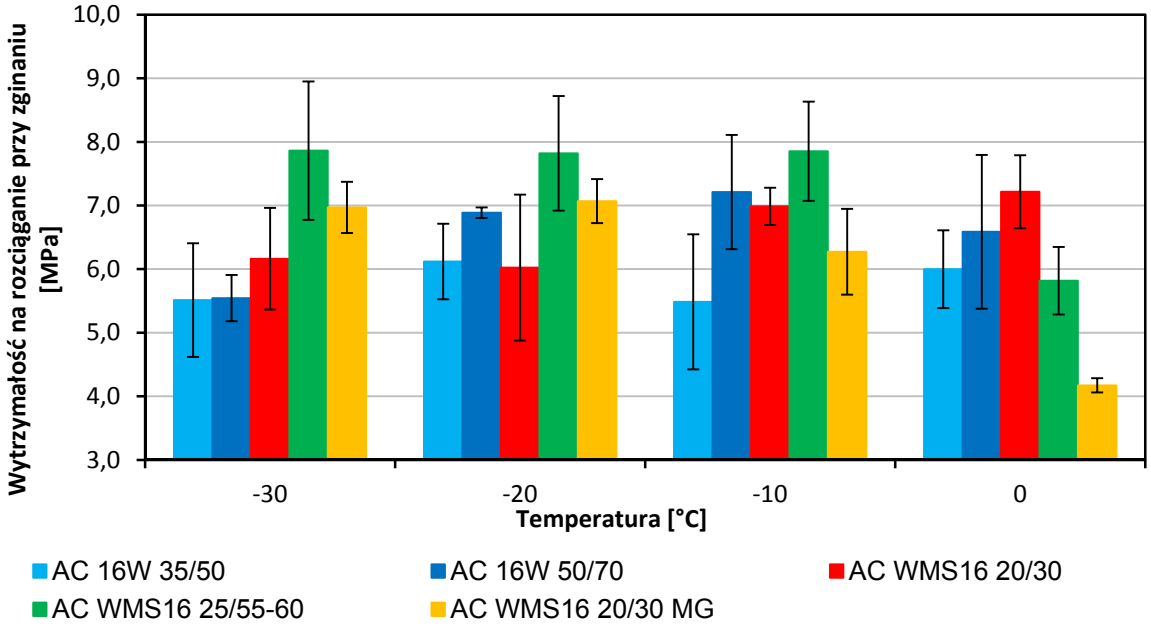
- Błąd programu komputerowego lub błąd przygotowania próbki. Odrzucano wynik zarówno dla wytrzymałości, odkształcenia przy zniszczeniu jak i modułu sztywności, ze względu na duże odstępstwo od pozostałych wyników w serii.
- Pęknięcie próbki nastąpiło poza bazą pomiarową. Odrzucano wynik wartości odkształcenia przy zniszczeniu oraz modułu sztywności. Wynik wytrzymałości uznawano za poprawne.

Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu

Wyniki wytrzymałości na rozciąganie próbek wykonanych w laboratorium przedstawiono na rysunkach: 3.4 (dla próbek nie poddanych starzeniu krótkoterminowemu) oraz 3.5 (dla próbek poddanych starzeniu krótkoterminowemu).



Rysunek 3.4. Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu próbek nie poddanych starzeniu krótkoterminowemu wraz z odchyleniem standardowym wyników badań



Rysunek 3.5. Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu próbek poddanych starzeniu krótkoterminowemu wraz z odchyleniem standardowym wyników badań

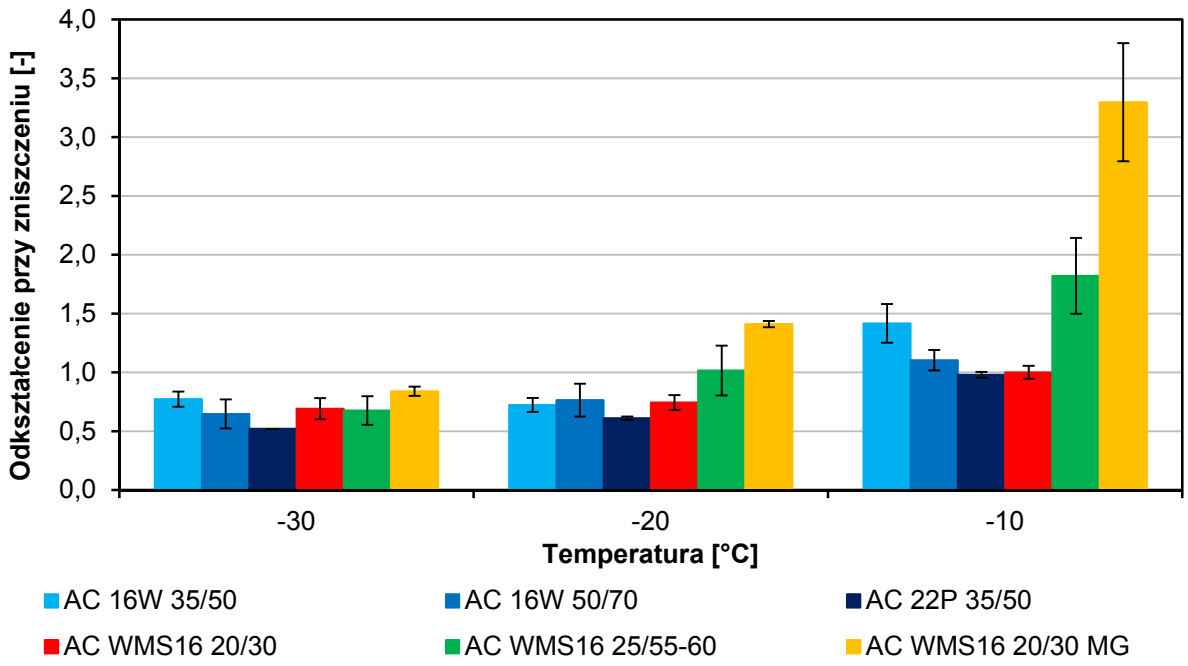
Mieszanka AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30 osiąga najwyższą wartość wytrzymałości w temperaturze 0°C dla mieszanek zarówno poddanych jak i nie poddanych starzeniu krótkoterminowemu. W temperaturach niższych od -10°C mieszanka ta uzyskuje wyniki zbliżone do mieszanek porównawczych AC 16W osiągając wartości najniższe.

Najwyższe wytrzymałości w temperaturach -30°C i -20°C w przypadku próbek nie poddanych starzeniu krótkoterminowemu osiągają mieszanki AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym i asfaltem multigrade. Pozostałe mieszanki osiągają wyniki niższe, ale na zbliżonym do siebie poziomie. Poszczególne mieszanki różnią się natomiast temperaturą, przy której osiągają maksimum wytrzymałości: w przypadku mieszanki AC WMS16 20/30 jest to 0°C, w przypadku podbudowy AC 22P 35/50 jest to -10°C. Natomiast w przypadku pozostałych mieszanek jest to temperatura -20°C.

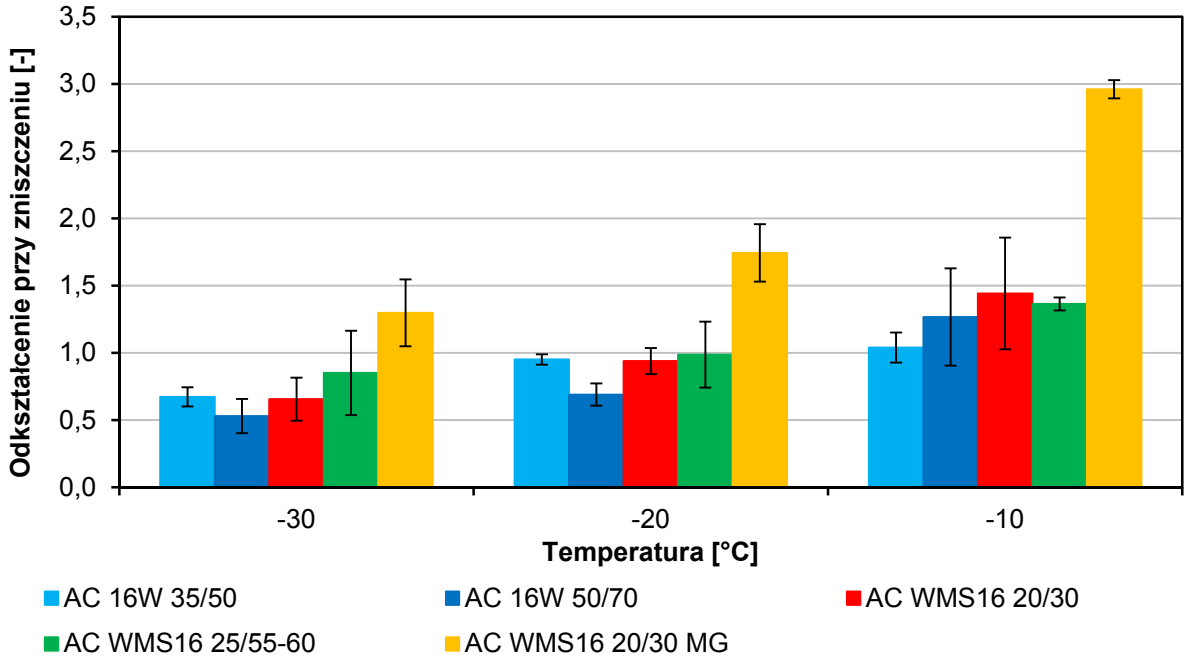
W przypadku próbek poddanych starzeniu krótkoterminowemu najwyższą wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu uzyskuje mieszanka AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60. Mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30 multigrade uzyskuje wyniki na poziomie zbliżonym do pozostałych badanych mieszanek. Wyraźne maksimum wytrzymałości można zauważyć w przypadku mieszanki AC WMS16 20/30 (temperatura 0°C), AC 16W 50/70 (temperatura -10°C) oraz AC WMS16 20/30 multigrade (temperatura -20°C). W przypadku pozostałych mieszanek jest to niejednoznaczne.

Odkształcenie przy zniszczeniu

Odkształcenie przy zniszczeniu przedstawiono na rysunkach 3.6 (próbki nie poddane starzeniu krótkoterminowemu) oraz 3.7 (próbki poddane starzeniu krótkoterminowemu). Na obu rysunkach pominięto wyniki dla temperatury 0°C, ze względu na czytelność wykresów (wartości osiągane w temperaturze 0°C są znacząco wyższe niż w pozostałych temperaturach i ze względu na efekt skali mogłyby powodować nieczytelność wyników w temperaturach -20°C oraz -30°C). Pełne wyniki zostały przedstawione w załączniku.



Rysunek 3.6. Odkształcenie przy zniszczeniu próbek nie poddanych starzeniu krótkoterminowemu wraz z odchyleniem standardowym wyników badań



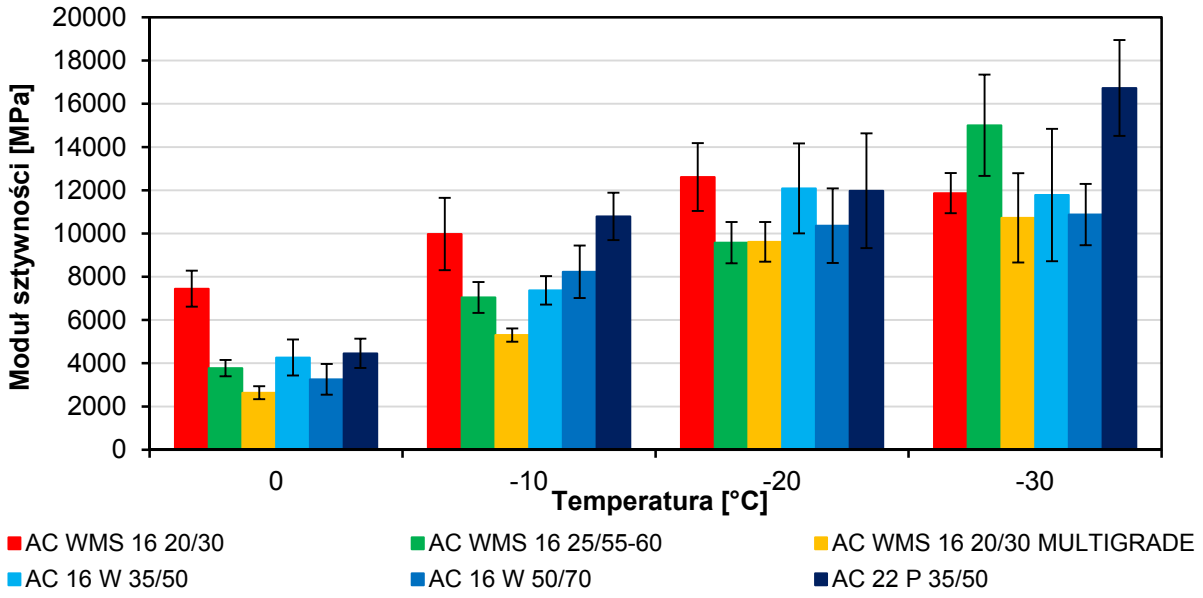
Rysunek 3.7. Odkształcenie przy zniszczeniu próbek poddanych starzeniu krótkoterminowemu wraz z odchyleniem standardowym wyników badań

W obu przypadkach najwyższą wartość odkształcenia przy zniszczeniu uzyskano dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 multigrade. Jest ona zwykle od 50-100% wyższa niż w przypadku pozostałych badanych mieszanek mineralno-asfaltowych. W

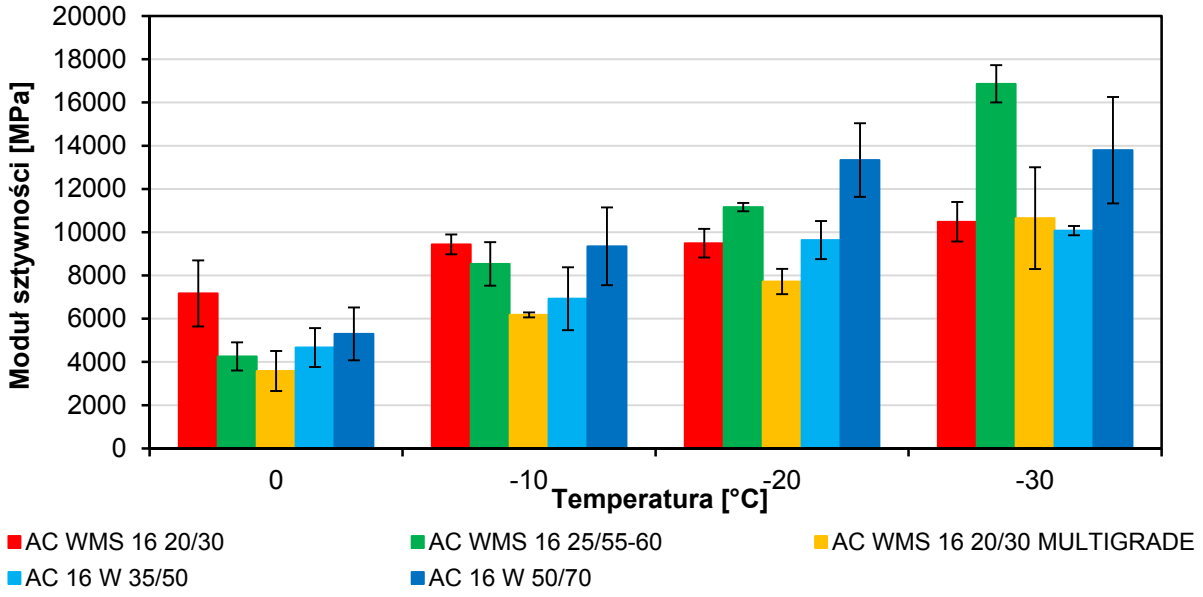
przypadku próbek nie poddanych starzeniu najgorszy wynik uzyskano dla mieszanki AC 22P z asfaltem 35/50, natomiast w przypadku próbek poddanych starzeniu krótkoterminowemu najniższą wartość uzyskano dla mieszanki AC 16W z asfaltem 50/70. Mieszanka AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30 uzyskuje wyniki na podobnym poziomie jak mieszanki porównawcze.

Moduły sztywności

Moduły sztywności przedstawiono na rysunkach 3.8 (próbki nie poddane starzeniu krótkoterminowemu) oraz 3.9 (próbki poddane starzeniu krótkoterminowemu).



Rysunek 3.8. Moduł sztywności próbek nie poddanych starzeniu krótkoterminowemu wraz z odchyleniem standardowym wyników badań



Rysunek 3.9. Moduł sztywności próbek poddanych starzeniu krótkoterminowemu wraz z odchyleniem standardowym wyników badań

W przypadku próbek nie poddanych starzeniu krótkoterminowemu w temperaturach 0, -10 oraz -20°C najwyższym modułem sztywności charakteryzują się betony asfaltowe AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30 oraz AC 22P z asfaltem zwykłym 35/50. Wraz ze spadkiem temperatury można zauważyć dwa trendy:

- moduły sztywności poszczególnych betonów asfaltowych zbliżają się do siebie i w temperaturze -30°C osiągają podobne wartości,
- następuje duży wzrost sztywności betonów AC WMS z asfaltem modyfikowanym 25/55-60 oraz AC 22P z asfaltem zwykłym 35/50 w temperaturze -30°C.

Podobne zależności można zauważyć na próbkach poddanych starzeniu krótkoterminowemu. Początkowo uzyskiwane są najwyższe moduły sztywności dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30, ale wraz ze spadkiem temperatury następuję ich wyrównanie. Przy czym występuje ono już przy wyższej temperaturze. W podobny sposób następuje duży wzrost sztywności betonu asfaltowego AC WMS z asfaltem modyfikowanym 25/55-60.

3.3.1.4. Wnioski z badań zginania belek z betonu asfaltowego ze stałą prędkością deformacji

Spośród wszystkich przebadanych materiałów, najlepszymi właściwościami charakteryzuje się beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltem 20/30 multigrade. W temperaturach -20°C oraz -30°C charakteryzował się jedną z najwyższych wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu (najlepszy wynik przed starzeniem krótkoterminowym, drugi wynik po starzeniu krótkoterminowym), najwyższą wartością odkształcenia przy zniszczeniu (zarówno przed jak i po starzeniu krótkoterminowym) oraz najniższymi wartościami modułów sztywności.

Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30 zachowywał się podobnie jak beton asfaltowy do warstwy podbudowy AC 22P z asfaltem zwykłym 35/50 oraz nieznacznie gorzej, niż betony asfaltowe do warstwy wiążącej z asfaltami 35/50 oraz 50/70. Przy zbliżonych wartościach wytrzymałości oraz odkształcenia przy zniszczeniu, charakteryzuje się wyższymi modułami sztywności w temperaturach od 0 do -20°C.

Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltem modyfikowanym 25/55-60 w przypadku temperatur od 0 do -20°C ustępuje wyłącznie mieszance AC WMS z asfaltem wielorodzajowym. Natomiast w przypadku temperatury -30°C występuje wyraźny wzrost jego modułu sztywności.

Klasyfikacja mieszanek od najlepszej do najgorszej na podstawie wyników badania zginania ze stałą prędkością jest następująca:

1. AC WMS16 20/30 MG,
2. AC WMS16 25/55-60,
3. AC 16W 35/50 i AC 16W 50/70,

4. AC WMS16 20/30 i AC 22P 35/50.

Przy czym wyraźne różnice występują wyłącznie w przypadku mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG (multigrade). Różnice pomiędzy kolejnymi mieszankami z klasyfikacji w przypadku wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu oraz odkształcenia przy zginaniu są nieznaczne. Wyraźna różnica występuje na niekorzyść mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 w przypadku modułów sztywności, których wartości osiąga na dużo wyższym poziomie.

3.3.2. Badania zginania belek z betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem w niskich temperaturach (test pełzania)

Autorzy podrozdziału 3.3.2: mgr inż. Mariusz Jaczewski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki

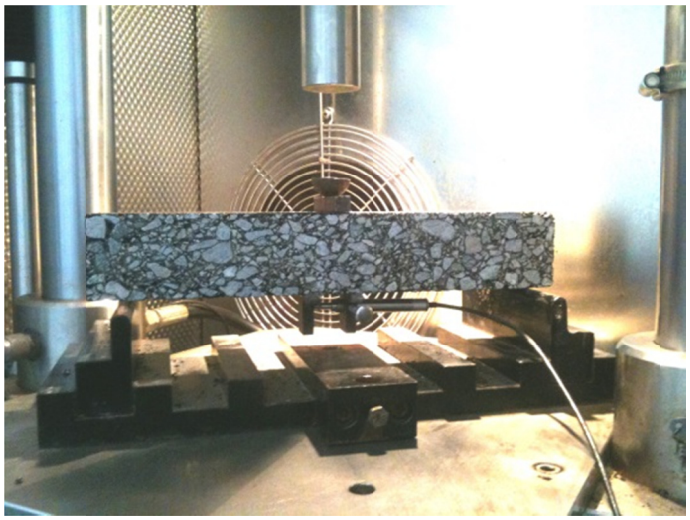
3.3.2.1. Metodyka badania zginania belek z betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem w niskich temperaturach

Badanie zginania próbek belkowych pod stałym obciążeniem zostało opracowane przez Judyckiego w roku 1975 [3.1] i zmodyfikowane przez Judyckiego, Pszczołę i Jaskułę w roku 2001 [3.2]. Ze względu na zmianę urządzenia badawczego badanie poddano dalszej modyfikacji. Rozszerzono także zakres informacji odczytywanych z badania. Poza parametrami reologicznymi modelu Burgersa, z badania uzyskiwane są krzywe sztywności służące do wyznaczania krzywych wiodących.

Badanie zginania belki pod stałym obciążeniem jest bardzo zbliżone do badania zginania belki ze stałym przemieszczeniem przedstawionego w punkcie 3.2.1 niniejszego raportu. Elementy wspólne dla obu badań czyli: sposób przygotowania próbek, sposób kondycjonowania próbek, sposób odczytu odkształcenia na spodzie próbki zostały w opisie pominięte.

3.3.2.2. Przebieg badania

Przygotowaną próbkę ustawia się na metalowej ramce i umieszcza w urządzeniu badawczym HYD-25, w taki sposób by obciążenie było przykładane na środku rozpiętości badanej belki. Sposób zamontowania próbki w urządzeniu badawczym przedstawiono na rysunku 3.10.

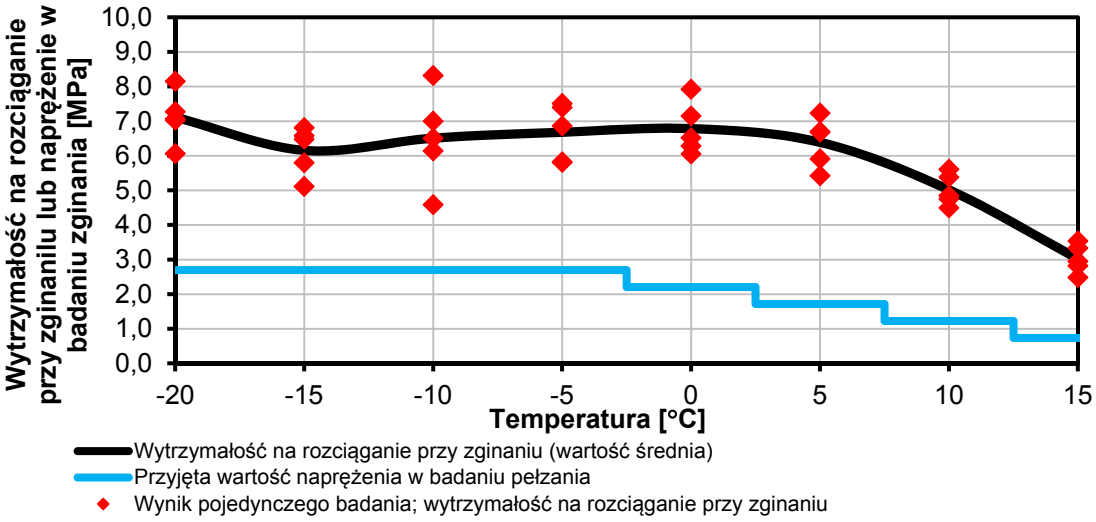


Rysunek 3.10. Widok prasy badawczej HYD-25 wraz z zamocowaną próbką przed badaniem zginania pod stałym obciążeniem

Próbka badana jest w dwóch cyklach obciążenia: pod obciążeniem statyczną siłą skupioną o wartości zależnej od temperatury badania oraz po odciążeniu, gdy wartość siły skupionej wynosi 0 kN. Wartości siły skupionej dla cyklu obciążenia podano w tablicy 3.5. Wartości dobierane były w oparciu o doświadczenia Judyckiego [3.4], Pszczoły [3.6] oraz Judyckiego i Jaczewskiego [3.5], w taki sposób by naprężenia występujące w przekroju rozpatrywanym w próbce wynosiły około 30% wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu (rys 3.11) oraz nie powodowały nadmiernych odkształceń. W zależności od wytrzymałości poszczególnych mieszanek mineralno-asfaltowych wartości siły były korygowane na bieżąco podczas badań.

Tablica 3.5. Typowe wartości obciążenia siły skupionej w badaniu zginania ze stałym obciążeniem dla wybranych temperatur

Temperatura badania [°C]	Wartość siły [N]	Wartość naprężenia [MPa]
0	549,8 – 706,9	1,7 – 2,2
- 5	863,9	2,7
- 10	863,9	2,7
- 15	863,9	2,7
- 20	863,9 – 1021,0	2,7 – 3,2



Rysunek 3.11. Porównanie wartości przyjętych do badania zginania ze stałym obciążeniem z wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu na przykładzie betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltem drogowym 20/30

Długości cykli w standardowych badaniach przyjęto odpowiednio: obciążenie 2400 sekund, odciążenie 1200 sekund.

3.3.2.3. Analiza i interpretacja wyników

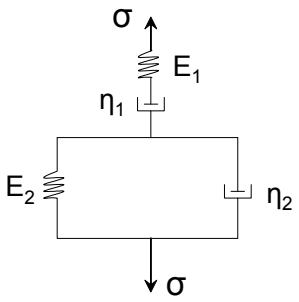
Badanie zginania pod stałym obciążeniem pozwala na wyznaczenie charakterystyki mieszanki mineralno-asfaltowej do szeregu analiz obliczeniowych. Pozwala m.in.:

- zidentyfikować parametry modeli reologicznych (w tym modelu Burgersa),
- wyznaczyć moduły sztywności dla długich czasów obciążeń (wykorzystywanych przy obliczeniach naprężeń termicznych np. w metodzie Hillsa i Briana),
- opisać materiał w oparciu o krzywe wiodące sztywności i współczynniki przesunięcia (w oparciu o krzywe sztywności w kilku temperaturach).

Szczegółową, ulepszoną metodykę identyfikacji parametrów modelu Burgersa oraz opracowywanie krzywych wiodących na podstawie wyników badania belek zginanych pod stałym obciążeniem opracował Mariusz Jaczewski w ramach prac nad przygotowaniem doktoratu, pod kierunkiem prof. Józefa Judyckiego.

Parametry reologiczne modelu Burgersa

Do analizy reologicznych właściwości badanych mieszanek mineralno-asfaltowych zastosowano model liniowo-lepkosprężysty Burgersa. Konfiguracja podstawowych elementów tego modelu została pokazana na rysunku 3.12.



Rysunek 3.12. Schemat modelu Burgers'a

W badaniu zginania ze stałym obciążeniem naprężenie σ(t) wynosi:
- σ_0 – dla czasu obciążenia $0 \le t \le t_0$, gdzie czas t_0 oznacza czas w chwili odciążenia próbki,
- 0 – dla czasu odciążenia $t>t_0$.

Równania charakteryzujące krzywą pełzania w modelu Burgers'a są następujące:
- dla obciążenia $0 \le t \le t_0$, przy $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{const}$.

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \left\{ \frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2}\left[1 - \exp\left(-\frac{t}{\lambda_2}\right)\right]\right\} \tag{3.6}$$

- dla odciążenia $t>t_0$, przy $\sigma(t) = 0$

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \left\{ \frac{t_0}{\eta_1} + \frac{1}{E_2}\exp\left(-\frac{t}{\lambda_2}\right)\left[\exp\left(\frac{t_0}{\lambda_2}\right) - 1\right]\right\} \tag{3.7}$$

Gdzie:

ε(t)	– odkształcenie,
σ_0	– stałe naprężenie wywołane przyłożonym stałym obciążeniem, MPa,
E_1 *i* E_2	– moduły sprężystości, odpowiednio: E_1 – moduł sprężystości natychmiastowej, i E_2 – moduł sprężystości opóźnionej, MPa,
η_1 *i* η_2	- współczynniki lepkości, odpowiednio: η_1 – lepkość płynięcia ustalonego, η_2 – lepkość opóźnienia sprężystego i $\eta_2=E_2\cdot\lambda_2$, MPa·s,
λ_2	– czas retardacji naprężeń, s.

Model Burgersa wykazuje sprężyste odkształcenie natychmiastowe $\varepsilon_1=\sigma_o/E_1$, opóźnienie sprężyste $\varepsilon_2=\sigma_o/E_2$ i lepkie płynięcie z prędkością σ_o/η_1 Pierwsze dwa typy odkształceń są odwracalne, podczas gdy płynięcie lepkie jest nieodwracalne. Po zdjęciu obciążenia następuje natychmiastowy nawrót odkształceń, równy σ_o/E_1. Odkształcenia trwałe przy długotrwałym wypoczynku materiału wynoszą $\varepsilon_2=\sigma_o\cdot t_o/\eta_1$.

Kryteria oceny mieszanek mineralno-asfaltowych, z uwagi na cechy reologiczne w niskich temperaturach, są następujące:

$$E_i = \min\left(E_i\right) \tag{3.8}$$

$$\eta_i = \min\left(\eta_i\right) \tag{3.9}$$

Interpretacja przedstawionego kryterium jest następująca: porównując mieszanki mineralno-asfaltowe, za najlepszą pod względem odporności na spękania niskotemperaturowe należy uznać tę, która w niskich temperaturach charakteryzuje się niższymi wartościami modułu sprężystości, niższymi wartościami współczynnika lepkości. Przy niższych modułach sprężystości E i niższych współczynnikach lepkości η w warstwach asfaltowych, w okresie oziębienia powstają mniejsze naprężenia termiczne. W okresie oddziaływania niskich temperatur niższe wartości współczynników lepkości η w warstwach asfaltowych skutkują szybszą relaksacją naprężeń. Relaksacja naprężeń jest proporcjonalna do czasu relaksacji równego:

$$\lambda = \frac{\eta_1}{E_1} \tag{3.10}$$

gdzie:

λ - czas relaksacji, s,

η_1 - współczynnik lepkości płynięcia ustalonego, MPa·s,

E_1 - moduł sztywności natychmiastowej, MPa.

Gdy maleje wartość współczynnika lepkości η_1 w danej temperaturze – skróceniu ulega czas relaksacji.

Z punktu widzenia powstawania naprężeń termicznych najkorzystniejsze są mieszanki, które w niskich temperaturach, poniżej około -15°C charakteryzują się mniejszymi modułami sprężystości natychmiastowej E_1 i współczynnikami lepkości płynięcia ustalonego η_1. Od tych dwóch parametrów najbardziej zależą naprężenia termiczne. Dwa pozostałe parametry reologiczne mają mniejsze znaczenie, aczkolwiek także przy ich wzroście obserwuje się pewien wzrost naprężeń termicznych.

Identyfikacja parametrów reologicznych na podstawie wyników badań

Parametry reologiczne modelu Burgersa zostały wyznaczone na podstawie krzywych pełzania. Na podstawie wzoru 3.6 rysowano teoretyczną krzywą pełzania danej próbki. Następnie wyznaczano wartość funkcji Δ, będącej sumą kwadratów różnicy bezwzględnej pomiędzy teoretyczną krzywą pełzania, a rzeczywistą krzywą pełzania uzyskaną z badania. Wzór na funkcję Δ przyjęto w sposób następujący:

$$\Delta = \sum_{i=1}^{n} \left(\varepsilon_{bi} - \varepsilon_{ti} \right)^2 \tag{3.11}$$

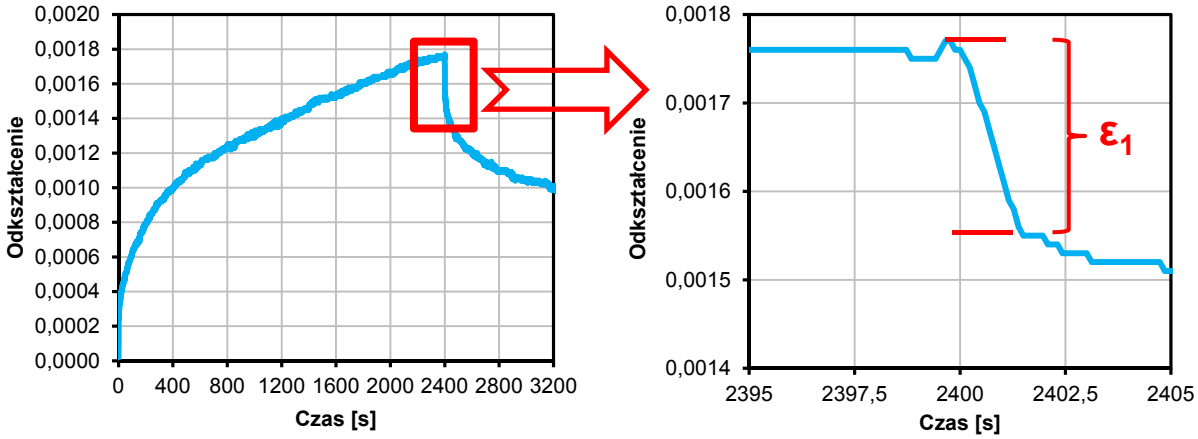
gdzie:

Δ - wartość funkcji będącej różnicą kwadratów,

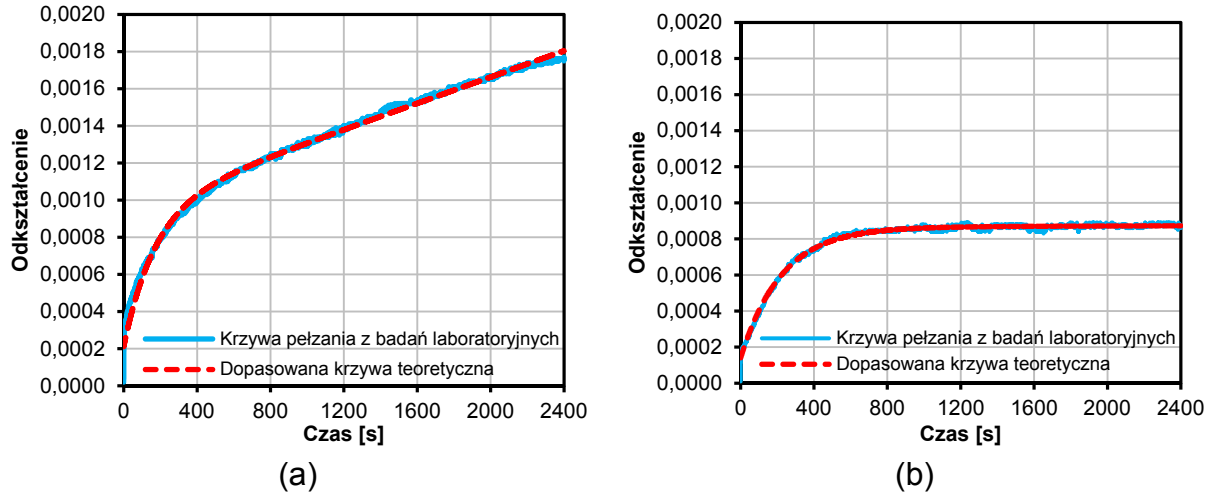
ε_{bi} - wartość odkształcenia rzeczywistego próbki w chwili „i”,

ε_{ti} - wartość odkształcenia teoretycznego próbki w chwili „i”.

Parametr E_1 był wyznaczany za pomocą zależności $E_1=\sigma_o/\varepsilon_1$. Odkształcenia ε_1 odczytywano bezpośrednio z krzywej pełzania, w sposób zaprezentowany na rysunku 3.12. Pozostałe parametry reologiczne E_2, η_1, η_2 używane były jako parametry dopasowania funkcji Δ. Wybranym kryterium dla wyznaczenia parametrów reologicznych była minimalna wartość funkcji Δ. Przykład dopasowania funkcji rzeczywistej funkcją teoretyczną przedstawiono na rysunku 3.13.



Rysunek 3.12. Sposób odczytania odkształcenia ε_1 na podstawie krzywej pełzania



(a) (b)

Rysunek 3.13. Dopasowanie rzeczywistej krzywej pełzania krzywą teoretyczną: (a) w temperaturze dodatniej lub zerowej; (b) w temperaturze ujemnej

Krzywe wiodące mieszanek mineralno-asfaltowych

Koncepcja krzywych wiodących zakłada, że dla każdego materiału liniowo-lepkosprężystego istnieje krzywa, która pozwala opisać jego parametry (np. moduł sztywności lub kąt przesunięcia fazowego) dla każdego czasu obciążenia lub częstotliwości obciążenia oraz dla każdej temperatury. W przypadku niniejszej pracy badawczej rozpatrywane będą wyłącznie krzywe wiodące modułu sztywności.

Zasada superpozycji czasowo-temperaturowej

Podstawowym założeniem wykorzystywanym podczas tworzenia krzywych wiodących jest zasada superpozycji czasowo-temperaturowej. Zależność ta wyznaczona pierwotnie dla polimerów, została początkowo wykorzystywana do opisu właściwości mechanicznych oraz reologicznych asfaltów, a ostatecznie także do opisu mieszanek mineralno-asfaltowych. Zakłada ona, że dla ciał termoreologicznie prostych pewnemu modułowi sztywności S_1 uzyskanemu dla określonego czasu obciążenia t_1 oraz określonej temperatury T_1 odpowiadać będzie moduł sztywności S_2 uzyskany dla czasu obciążenia t_2 oraz temperatury T_2. Wielkością łączącą oba moduły sztywności jest współczynnik przesunięcia α_T zależny od temperatury. Przedstawioną zależność przedstawiono na rysunku 3.14. oraz w postaci wzoru 3.12:

$$S_1(T_1, t_1) = S_2(T_2, t_2) \tag{3.12}$$

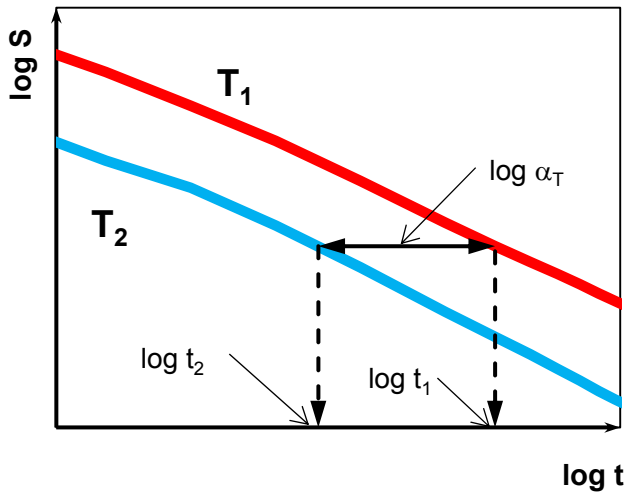
gdzie:

$$t_2 = \frac{t_1}{\alpha_T} \tag{3.13}$$

T_1, T_2 - temperatura

t_1, t_2 - czas obciążenia

α_T - współczynnik przesunięcia



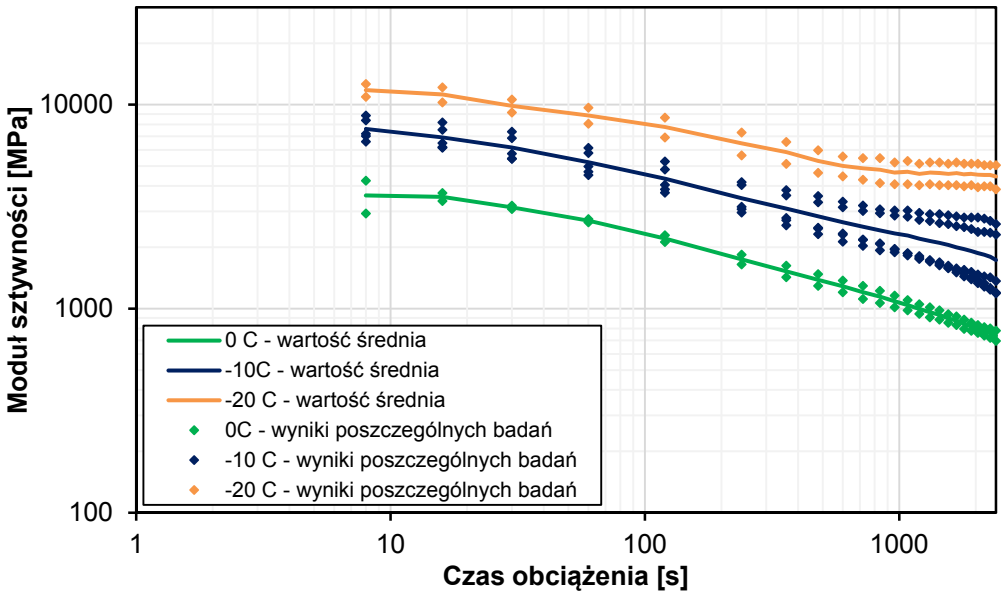
Rysunek 3.14. Zasada superpozycji czasowo-temperaturowej; liniami czerwoną i niebieską przedstawiono krzywe sztywności dla tej jednej mieszanki mineralno-asfaltowej wyznaczonych w temperaturach T_1 oraz T_2

Współczynnik przesunięcia α_T

Do opisu zależności współczynnika przesunięcia α_T od temperatury najczęściej wykorzystuje się dwa rozwiązania: wzór WLF (Williamsa-Landela-Ferrego) [3.7] lub wzór Arrheniusa [3.8]. Obie te zależności początkowo wykorzystywane były do opisu superpozycji czasowo-temperaturowej polimerów. Ponadto w literaturze spotkać można także funkcje wielomianowe lub logarytmiczne [3.10], wzór Kaelble [3.9] oraz modyfikacje wszystkich podanych powyżej zależności [3.10].

Wyznaczanie krzywej wiodącej sztywności na podstawie badania zginania ze stałym obciążeniem

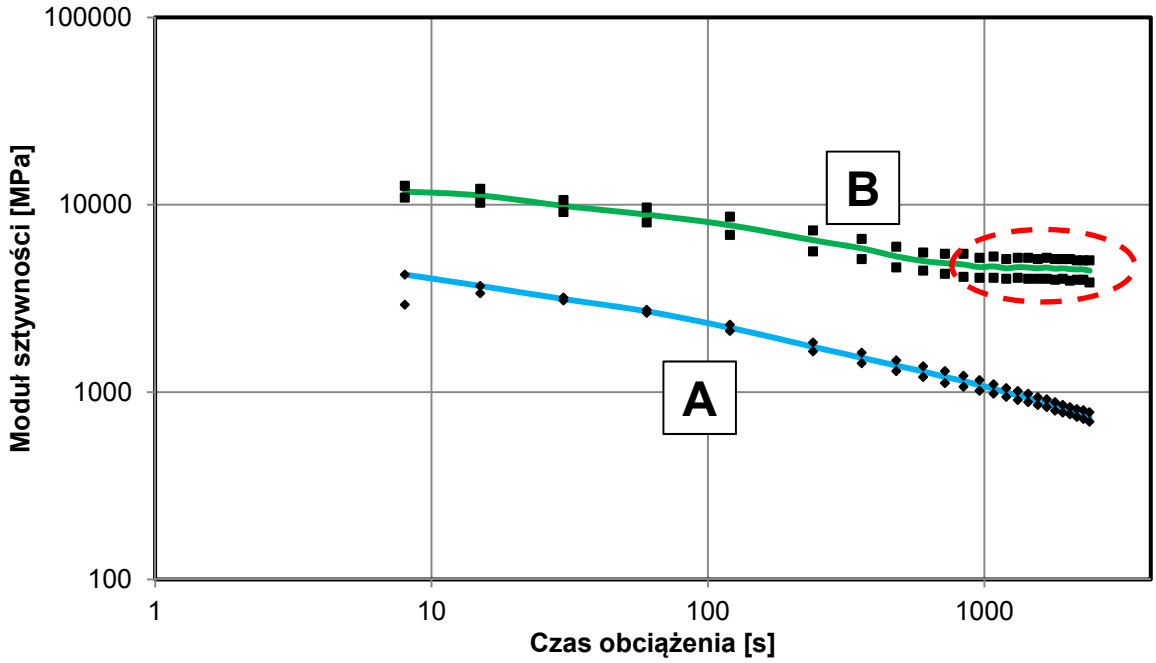
Krzywą wiodącą uzyskano z badania pełzania statycznego poprzez nasunięcie na siebie średnich krzywych sztywności uzyskanych w temperaturach 0, -10 oraz -20°C. Jako temperaturę referencyjną ustalono 0°C. Krzywe sztywności dla poszczególnych temperatur wyznaczono w oparciu moduły sztywności obliczone dla następujących czasów: 8, 15, 30, 60, 120, 240, 360, 480, 600, 720, 840, 960, 1080, 1200, 1320, 1440, 1560, 1680, 1800, 1920, 2040, 2160, 2280, 2400 sekund. Czasy dobrano opierając się o ekstrapolację specyfikacji badania BBR (ang. *Bending Beam Rheometer*) przeprowadzanego w typowych warunkach dla asfaltów. Czasy obciążenia dobierano w taki sposób, by objąć cały zakres czasu obciążenia oraz zmniejszyć ilość prowadzonych obliczeń. Przykładowe krzywe sztywności dla temperatur 0, -10 oraz -20°C przedstawiono na rysunku 3.15, jako wartość średnią (linie ciągła) oraz wartości uzyskane dla poszczególnych badań (punkty). W każdej temperaturze badano minimum 3 próbki.



Rysunek 3.15. Przykładowe krzywe sztywności uzyskane z badania pełzania statycznego dla mieszanki AC WMS16 20/30 MG po starzeniu krótkoterminowym

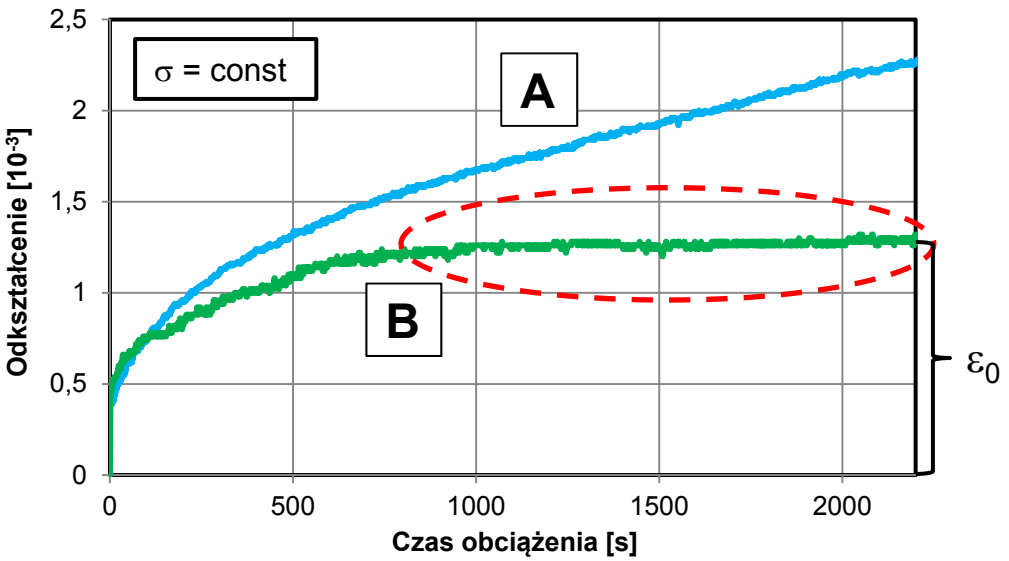
Odchylenia od zasady superpozycji czasowo-temperaturowej w niskich temperaturach

Na rysunku 3.15 przy długich czasach obciążenia w temperaturach -10 oraz -20°C można zauważyć ograniczenie spadku modułów sztywności wraz z czasem obciążenia. Zachowanie to utrudnia korzystanie z teoretycznych modeli opisujących krzywe wiodące, które zakładają zgodność materiału z zasadą superpozycji czasowo-temperaturowej. Na rysunku 3.16 wyjaśniono sprawę zaburzeń w charakterze krzywej S(T,t). Krzywa „A" jest zgodna z teorią superpozycji czasowo-temperaturowej. Opada ona monotonicznie dla rosnących czasów obciążenia t. Krzywa „B" ma zaburzenia w strefie zaznaczonej na rysunku i wypłaszcza się dla dłuższych czasów obciążenia t.



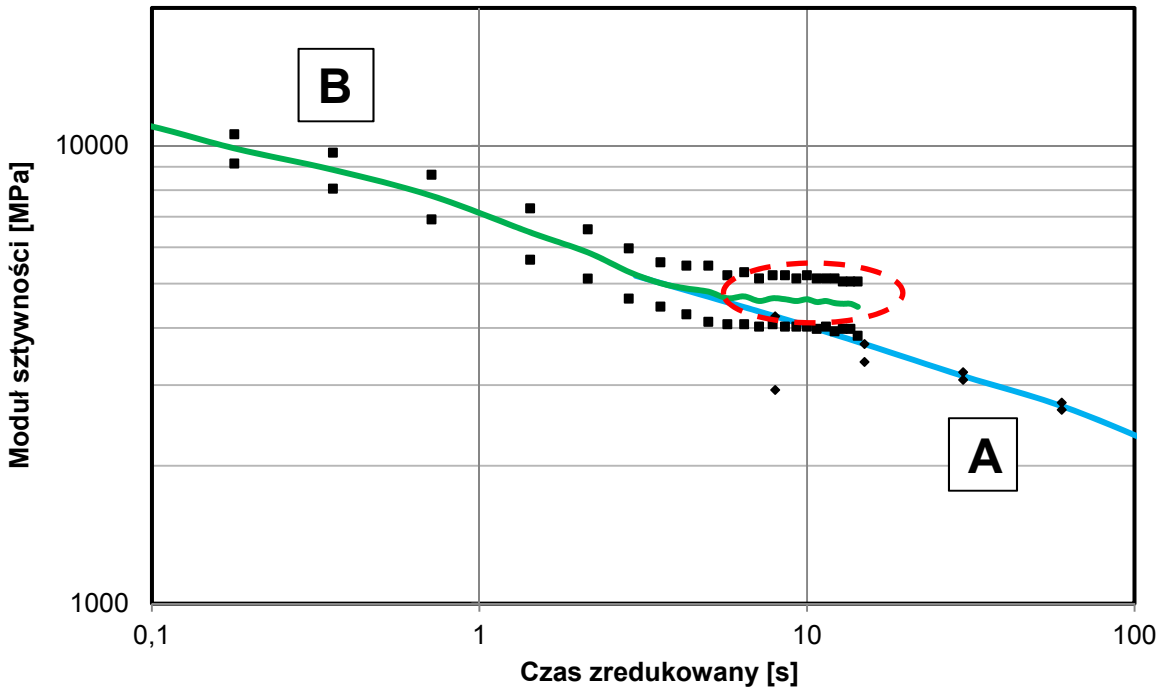
Rysunek 3.16. Zaburzenia w przebiegu krzywych S(T,t) w temperaturach poniżej 0°C

Zaburzenie to wynika z charakteru krzywej pełzania, co pokazano na rysunku 3.17. Przy dłuższych czasach obciążenia t materiał „B" charakteryzuje się odkształceniem zmierzającym do stałej wartości $lim\varepsilon(t) \rightarrow \varepsilon_0$.



Rysunek 3.17. Krzywe pełzania dla krzywych S(T,t) o przebiegu zgodnym z teorią superpozycji czasowo-temperaturowej „A" oraz o przebiegu zaburzonym „B"

Zaburzenie przebiegu krzywej „B' ma wpływ na budowę krzywej wiodącej (Rysunek 3.18). Końcówka krzywej „B" po przesunięciu nie pokrywa się z krzywą „A" (patrz zaznaczony fragment). Powoduje to zwiększenie rozrzutu wyników przy budowie krzywej wiodącej.



Rysunek 3.18. Budowa krzywej wiodącej z krzywą S(T,t) o zaburzonym przebiegu

Opisane zaburzenia wynikają z faktu, że w niskich temperaturach przy zginaniu belek z mieszanek mineralno-asfaltowych ugięcie dla czasów dłuższych od 1000 sekund dąży asymptotycznie do stałej wartości. Dotyczy to zwłaszcza pełzania przy

naprężeniach mniejszych od około 50% wytrzymałości na zginanie. Takiego rzędu wartości naprężeń występują w nawierzchni, gdzie naprężenia rzadko przekraczają 50% wytrzymałości na zginanie.

Mechanizm tworzenie krzywej wiodącej modułu sztywności

Współczynnik przesunięcia α_T uzyskiwano wykorzystując metodę najmniejszych kwadratów oraz dodatek SOLVER pakietu EXCEL. Zastosowano następującą procedurę wyznaczania współczynnika przesunięcia α_T:

1. Średnie krzywe pełzania, wyznaczone jako średnie arytmetyczne z badania kilku (od 3 do 5) próbek, uzyskiwane w temperaturach -10 i -20°C opisywano równaniem (3.14) dla czasów obciążenia od 8 do 1000 sekund z wyłączeniem strefy wypłaszczania się krzywej:

$$\log S = a \cdot \log t^2 + b \cdot \log t + c \qquad (3.14)$$

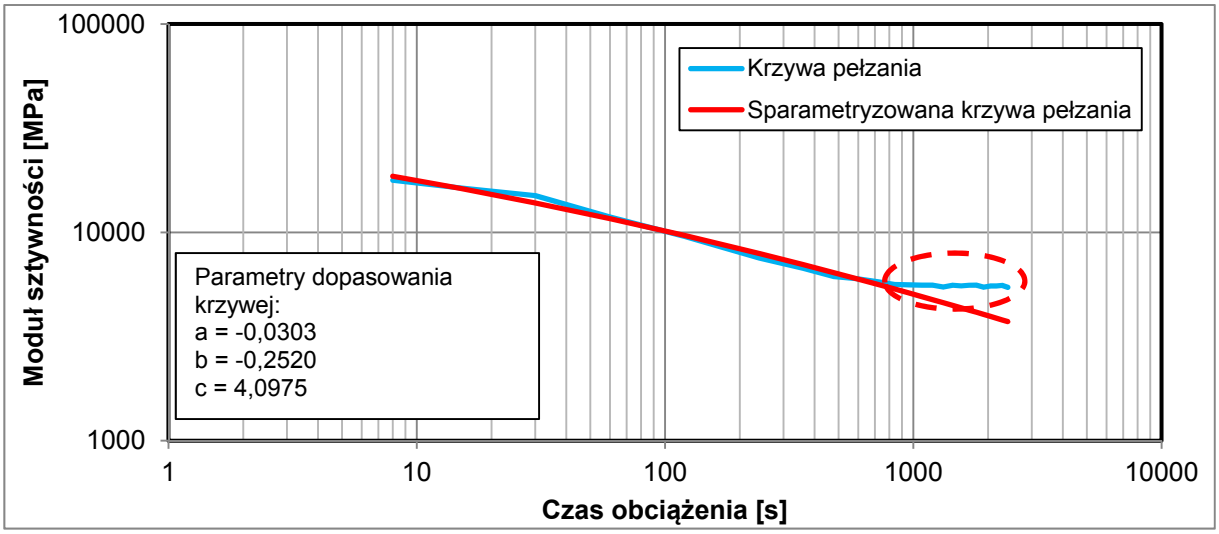
gdzie:

S - moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej dla zadanego czasu obciążenia, MPa,

t - czas obciążenia, s,

a, b, c - parametry dopasowania funkcji.

Parametry dopasowania funkcji a, b i c zostały wyznaczone przy pomocy metody najmniejszych kwadratów. Przykład opisu krzywej pełzania na rysunku 3.19.



Rysunek 3.19. Przykład opisu krzywej pełzania przy pomocy funkcji (3.14); zaznaczono strefę nie objętą opisem

2. Dla średnich krzywych pełzania w temperaturach 0, -10 i -20°C wyznaczono moduły sztywności dla wybranych czasów obciążenia.
3. Utworzono funkcję przesuwającą krzywe pełzania w taki sposób, by różnica pomiędzy modułami była jak najmniejsza. Funkcja przyjmuje postać:

$$f\left(\alpha_{T-10C}\right) = \sum_{i=1}^{n}\left(S_{ti-10°C} - S_{ti0°C}\right) = \sum_{i=1}^{n}\Delta S_{ti} \qquad (3.15)$$

gdzie:

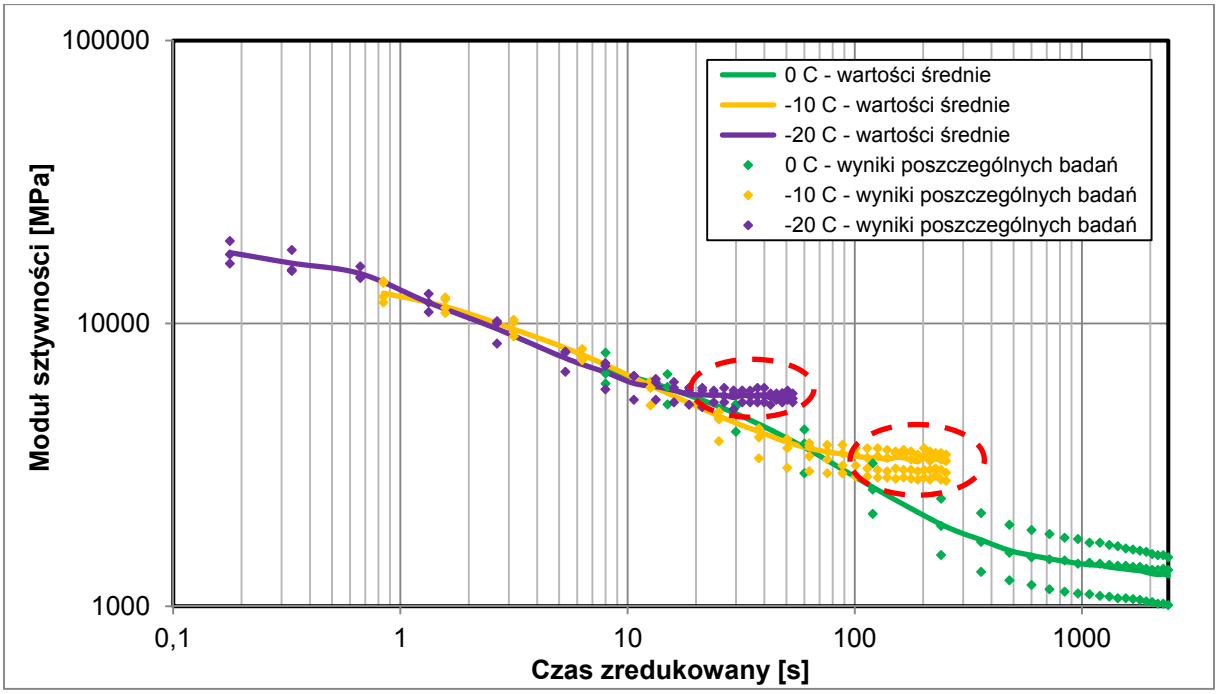
$f(\alpha_T)$ - wartość funkcji nasunięcia krzywych sztywności,

$S_{ti\ -10°C}$ - wartość modułu sztywności dla czasu obciążenia t w temperaturze 10°C, MPa,

$S_{ti\ 0°C}$ - wartość modułu sztywności dla czasu obciążenia t w temperaturze 0°C, MPa,

α_{T-10C} - wartość współczynnika przesunięcia krzywej sztywności dla temperatury -10°C na krzywą sztywności dla temperatury 0°C.

Przykładową krzywą wiodącą uzyskaną poprzez przesuwanie krzywych pełzania przy pomocy dodatku SOLVER przedstawiono na rysunku 3.20. Na rysunku 3.20 widać odchylenia od krzywej wiodącej wynikające z wypłaszczania się krzywych pełzania log S – log t.



Rysunek 3.20 Krzywa wiodąca dla przykładowej mieszanki mineralno-asfaltowej uzyskana przy pomocy dodatku SOLVER (temperatura referencyjna 0°C)

Parametryzację krzywej wiodącej wykonano w oparciu o dopasowanie funkcją sigmoidalną symetryczną (CAM) opracowaną przez Christiansena, Marasteanu i Andersona [3.12] do opisu krzywych wiodących uzyskanych dla asfaltów na podstawie badań przeprowadzanych w reometrach.

Wzór modelu CAM przyjmuje następującą postać [3.12]:

$$S\left(T_{ref},\xi\right)=S_{glassy}\left[1+\left(\frac{\xi}{\lambda}\right)^{\beta}\right]^{-\frac{\kappa}{\beta}} \tag{3.16}$$

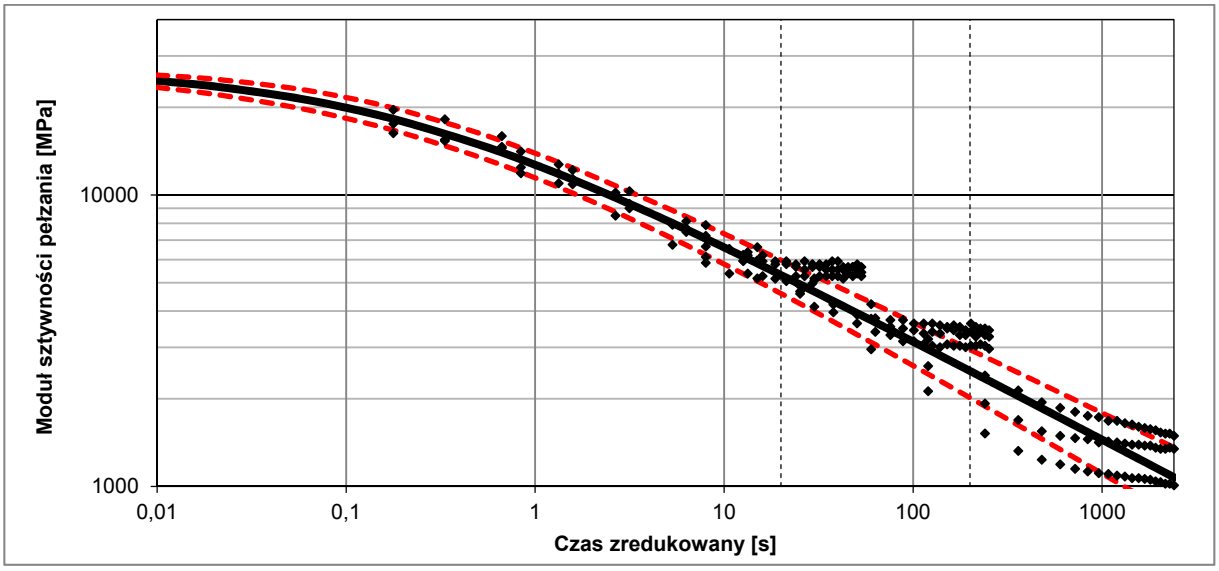
gdzie:

$S(T_{ref},\xi)$ - moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej dla zadanej temperatury referencyjnej Tref i czasu zredukowanego ξ,

S_{glassy} - moduł przejścia szklistego dla mieszanki mineralno-asfaltowej (moduł sztywności ograniczający krzywą wiodącą), dla asfaltu przyjmuje wartość S_{glassy} = 3000 MPa, dla mieszanek mineralno-asfaltowych przyjęto wartość uzyskaną z badania modułu sztywności w schemacie IT-CY w temperaturze -30°C,

λ, β, κ - parametry dopasowania krzywej wiodącej.

Krzywe wiodące dopasowano przy użyciu dodatku SOLVER programu EXCEL. Przykład dopasowania krzywej wiodącej w oparciu o model CAM przedstawiono na rysunku 3.21.



Rysunek 3.21. Dopasowanie przykładowej krzywej wiodącej przy pomocy modelu CAM dla mieszanki AC WMS z asfaltem 20/30; temperatura referencyjna T=0°C

Na rysunku linią czarną przedstawiono krzywą wiodącą jako dopasowanie wszystkich punktów badań, punktami zaznaczono wyniki poszczególnych próbek badań, liniami czerwonymi opisano krzywe wiodące utworzone z uwzględnieniem średniej różnicy kwadratowej dopasowania wyników badań do krzywej wiodącej CAM.

Krzywa wiodąca uzyskana dla poszczególnych mieszanek mineralno-asfaltowych charakteryzowana jest następującymi pięcioma parametrami:

- moduł sztywności przejścia szklistego – S_{glassy},
- parametry dopasowania modelu CAM – λ,β,κ
- współczynnikami przesunięcia - $\alpha_T(T)$.

W celu wyznaczenia współczynnika α_T wykorzystywano dane z pełzania w temperaturach 0°C, -10°C oraz -20°C. Przy temperaturze referencyjnej 0°C uzyskiwano współczynnik przesunięcia dla T = -10°C oraz T = -20°C.
Dokładność dopasowania krzywej wiodącej opisanej modelem CAM w stosunku do danych z badania określona jest przy pomocy średniej różnicy kwadratowej według wzoru:

$$rms(\%) = 100\sqrt{\frac{SSRE}{n}} \tag{3.17}$$

gdzie:

$$SSRE = \sum_{i=1}^{n}\left[\frac{\left(S(\xi) - S(\xi)_{dop}\right)}{S(\xi)}\right]^2 \tag{3.18}$$

n - ilość punktów dopasowywania krzywej wiodącej,
SSRE - suma kwadratów błędu względnego,
$S(\xi)$ - moduł sztywności dla czasu zredukowanego ξ wyznaczony z badania zginania ze stałym obciążeniem
$S(\xi)_{dop}$- moduł sztywności dla czasu zredukowanego ξ wyznaczony z dopasowania modelem CAM.

Wnioski ze stosowania dopasowania krzywej wiodącej modelem CAM:

- Model CAM jest jedną z wielu funkcji sigmoidalnych wykorzystywanych do opisu krzywej wiodącej modułu sztywności dla asfaltów.
- Model CAM jest z powodzeniem wykorzystywany do opisu mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie danych uzyskanych z urządzenia BBR dla czasów obciążenia wynoszących 1000 sekund [3.51].
- Model CAM w odróżnieniu od modelu wykorzystywanego w opisie badań pod obciążeniem cyklicznym nie zawiera w swojej formule współczynników przesunięcia α_T.
- Dopasowanie modelem CAM nie zawsze dobrze oddawało charakter uzyskanej krzywej wiodącej. Dotyczy to czasów obciążenia dłuższych od 1000 sekund. W przypadku niektórych krzywych dla czasów zredukowanych od 1000 do 3600 sekund występuje niedoszacowanie rzeczywistych modułów sztywności.
- Typowy błąd wyznaczony na podstawie średniej różnicy kwadratowej jest na poziomie około 10 - 30%.

3.3.2.4. Badane materiały w metodzie zginania pod stałym obciążeniem

Badaniom w metodzie zginania pod stałym obciążeniem poddano trzy betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltami: zwykłym 20/30, modyfikowanym 25/55-60 oraz wielorodzajowym 20/30 oraz dwie mieszanki konwencjonalne do warstwy wiążącej AC 16W z asfaltami zwykłymi 35/50 oraz 50/70. Badaniu poddano próbki poddane starzeniu krótkoterminowemu. Nie badano próbek bez takiego starzenia.

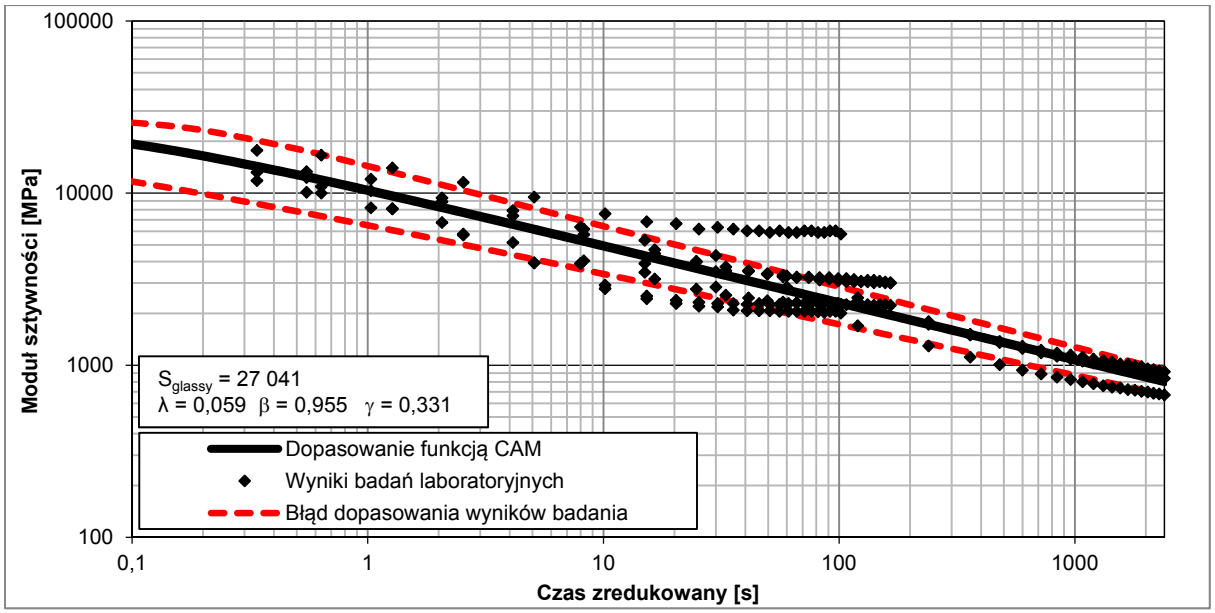
3.3.2.5. Wyniki badań

Średnie parametry modelu reologicznego Burgersa dla poszczególnych materiałów przedstawiono w tablicy 3.6. Wartości szczegółowe wraz z odchyleniami standardowymi przedstawiono w załączniku A.3.

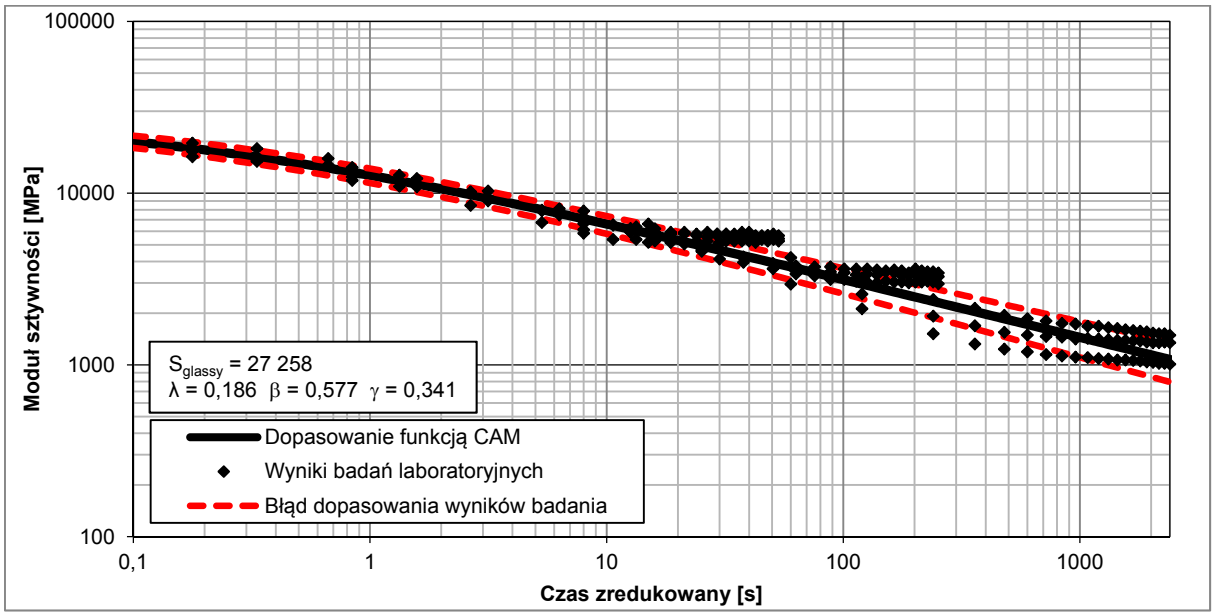
Tablica 3.6. Parametry reologiczne modelu Burgersa mieszanek poddanych starzeniu krótkoterminowemu

Mieszanka	Temperatura	Parametry reologiczne modelu Burgersa				
		E1	E2	η1	η2	λ
	°C	MPa	MPa	MPa·s	MPa·s	s
AC WMS 20/30	0	11 666	1 811	19 303 852	327 299	1 630
	-10	16 338	4 437	128 667 390	1 000 705	8 222
	-20	20 243	7 950	261 050 362	1 801 012	12 148
AC WMS 25/55-60	0	8 107	1 989	4 512 138	434 479	556
	-10	13 417	4 017	32 637 170	798 762	2 442
	-20	17 514	4 331	98 703 764	890 505	5 646
AC WMS 20/30 MG	0	4 966	2 423	3 201 052	444 497	656
	-10	7 048	5 520	8 699 462	1 097 785	1 183
	-20	14 328	7 138	194 646 646	1 850 407	13 470
AC 16W 35/50	0	7 891	1 469	5 646 589	325 605	793
	-10	15 609	3 901	55 355 791	783 953	3 616
	-20	17 241	4 761	91 268 648	933 607	5 460
AC 16W 50/70	0	7 712	2 351	4 593 424	646 995	607
	-10	14 703	3 453	50 311 400	640 611	3 460
	-20	18 990	5 152	131 356 051	1 081 634	6 915

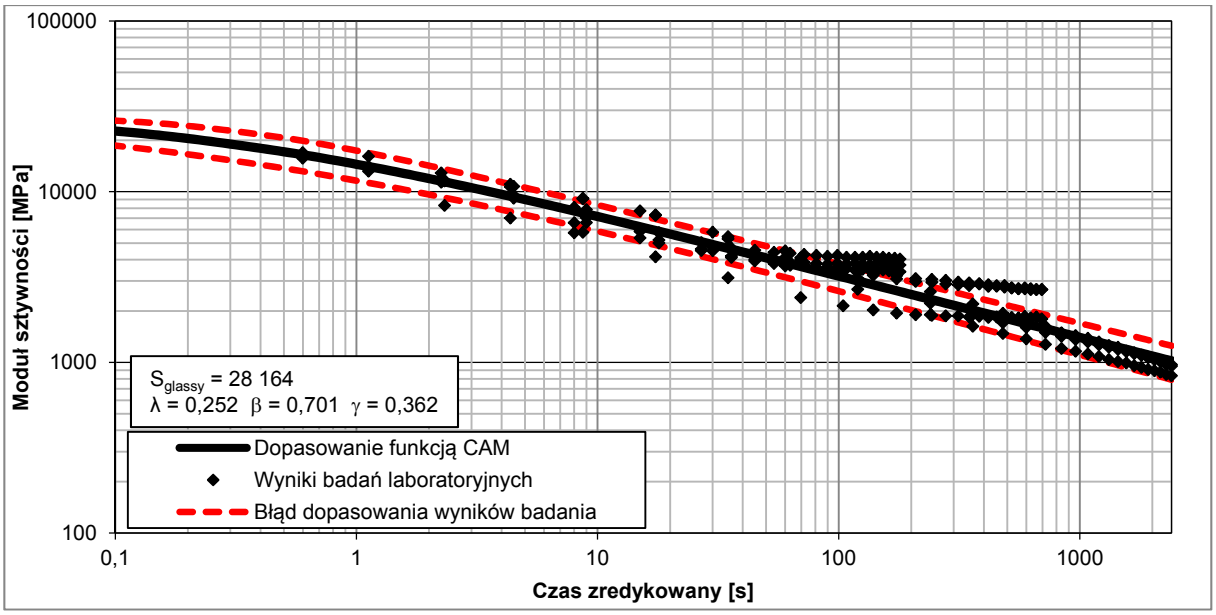
Na rysunkach od 3.22 do 3.28. przedstawiono krzywe wiodące uzyskane dla poszczególnych przebadanych mieszanek, zestawienie krzywych wiodących opisanych funkcją CAM oraz współczynniki przesunięcia α_T. Parametry modelu CAM wykorzystywane do opisu krzywych wiodących przedstawiono na poszczególnych rysunkach oraz w załączniku A.4. Na rysunkach poniżej podano wyłącznie parametry funkcji CAM dla średniego dopasowania. Parametry funkcji CAM opisujących średni błąd kwadratowy dopasowania podano w Załączniku A.4.



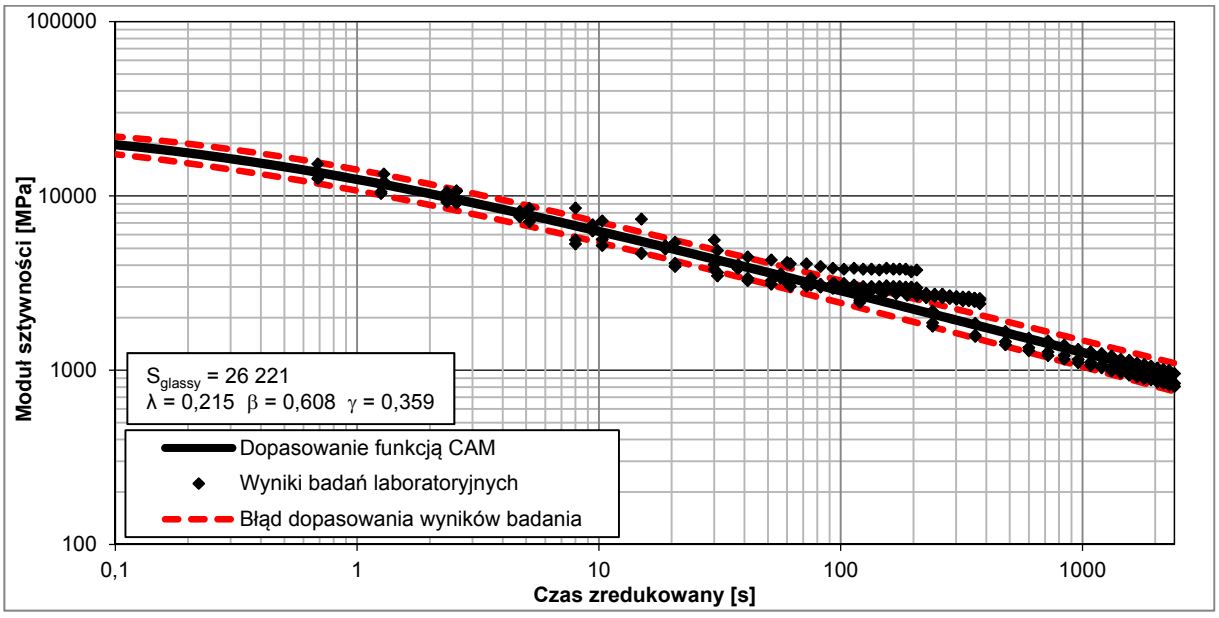
Rysunek 3.22. Krzywa wiodąca dla mieszanki AC 16W z asfaltem 35/50; temperatura referencyjna T=0°C



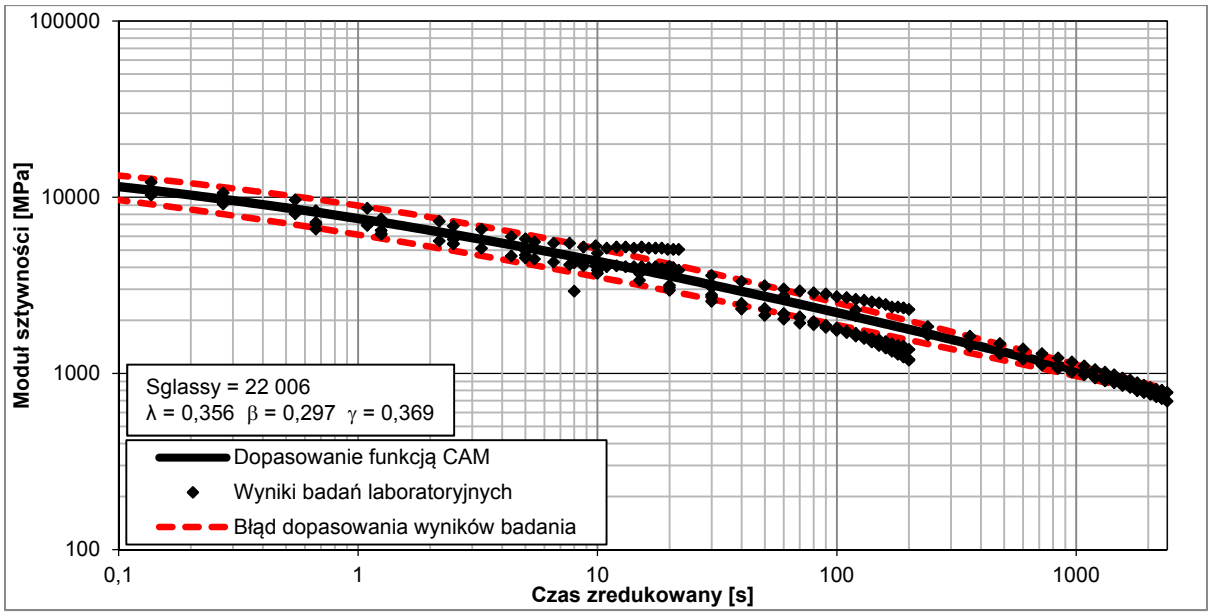
Rysunek 3.23. Krzywa wiodąca dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30; temperatura referencyjna T=0°C



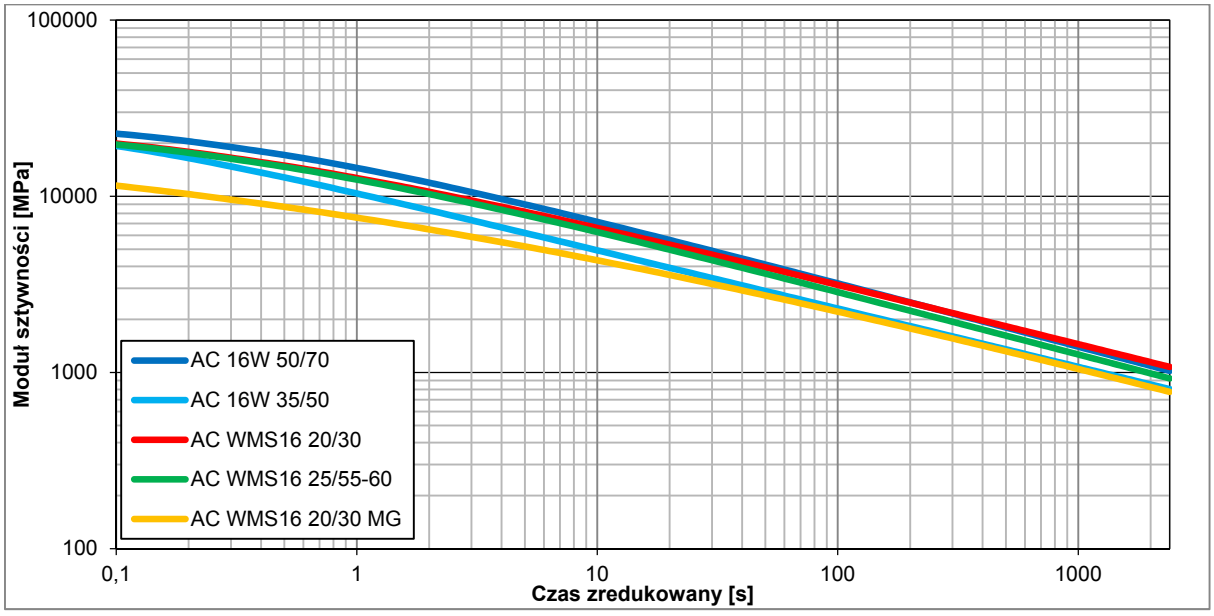
Rysunek 3.24. Krzywa wiodąca dla mieszanki AC 16W z asfaltem 50/70; temperatura referencyjna T=0°C



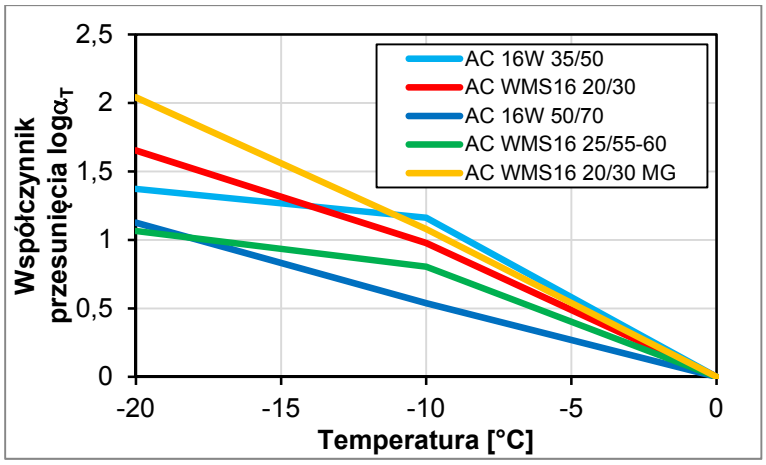
Rysunek 3.25. Krzywa wiodąca dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 25/55-60; temperatura referencyjna T=0°C



Rysunek 3.26. Krzywa wiodąca dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG; temperatura referencyjna T=0°C



Rysunek 3.27. Krzywe wiodące dla wszystkich przebadanych materiałów w postaci funkcji dopasowania CAM; temperatura referencyjna T=0°C



Rysunek 3.28. Współczynniki przesunięcia α_T dla mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie badania zginania pod stałym obciążeniem

3.3.2.6. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można wysunąć następujące wnioski:

- Mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30 uzyskała najwyższe wartości parametrów reologicznych modelu Burgersa praktycznie w każdej z badanych temperatur, a także najdłuższe czasy relaksacji. Może to sugerować największy przyrost naprężeń termicznych wraz z obniżaniem się temperatury oraz ich najwolniejszą relaksację.
- Mieszanka AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30 uzyskała najniższe wartości zarówno parametrów reologicznych jak i czasów relaksacji w temperaturach 0°C oraz -10°C. W temperaturze -20°C nastąpiło znaczne usztywnienie mieszanki i znaczący wzrost czasu relaksacji.
- Mieszanka konwencjonalna AC 16W z asfaltem 35/50 uzyskała parametry zbliżone do mieszanki AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60 w każdej z rozpatrywanych temperatur. Obie mieszanki uzyskały niższe wartości parametrów reologicznych i czasów relaksacji od mieszanki AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30.
- Zauważalny jest duży wzrost wartości parametrów uzyskanych dla mieszanki AC 16W z asfaltem 50/70 w temperaturze -20°C. Wzrost ten jest na tyle duży, że mieszanka ustępuje wyłącznie mieszankom o wysokim module sztywności, uzyskując wyniki gorsze niż mieszanka konwencjonalna AC 16W z asfaltem o mniejszej penetracji. Potencjalną przyczyną może tu być duża wrażliwość termiczna asfaltu 50/70.
- Najwyższe wartości krzywej wiodącej sztywności uzyskano dla mieszanek AC 16W z asfaltem 50/70 oraz dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30. Wynik dla mieszanki konwencjonalnej może być związany z wrażliwością termiczną asfaltu. Przy czym w przypadku długich czasów obciążenia wyższe wartości modułów sztywności uzyskuje mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30. Dodatkowo odstępstwa od zachowania termoreologicznie prostego następują w mieszance AC WMS16 z asfaltem 20/30 w dużo wyższej temperaturze. W

przypadku naprężeń termicznych może ono powodować, że relaksacja naprężeń będzie następowała dużo wolniej.

- Najniższe wartości krzywej wiodącej sztywności uzyskano dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30.
- Klasyfikacja mieszanek od najlepszej do najgorszej na podstawie wyników badania zginania ze stałym obciążeniem:
    1. AC WMS16 20/30 MG,
    2. AC 16W 35/50,
    3. AC WMS 25/55-60,
    4. AC 16W 50/70,
    5. AC WMS16 20/30.

3.3.3. Badanie modułów sztywności i wytrzymałości w metodzie pośredniego rozciągania w niskich temperaturach

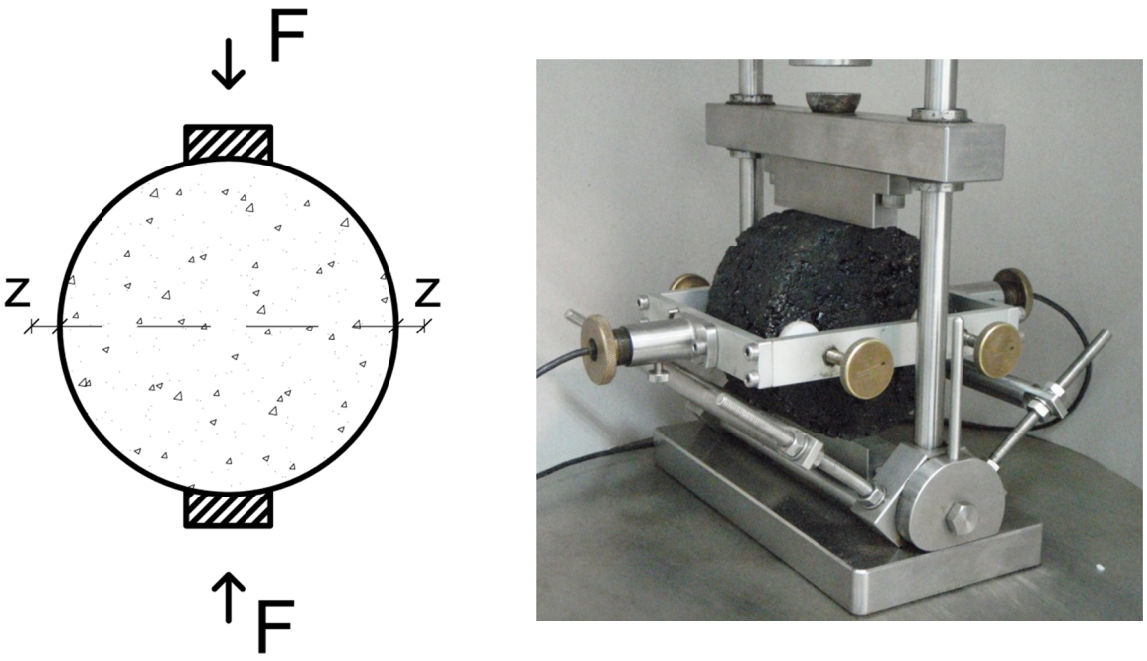
Autorzy podrozdziału 3.3.3: mgr inż. Mariusz Jaczewski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki

3.3.3.1. Metodyka badania modułów sztywności w metodzie pośredniego rozciągania oraz analiza wyników

Badanie modułu ITSM (ang. *Indirect Tensile Stiffness Modulus*) w schemacie IT-CY jest jednym z dwóch najpowszechniejszych badań określania modułu sztywności stosowanych w Polsce. Wynika to z prostoty przygotowania próbek, czy to uformowanych w laboratorium czy też pobranych z istniejącej nawierzchni, a także z łatwości i powtarzalności samego badania laboratoryjnego. Badanie wykonuje się w oparciu o załącznik C do normy PN-EN 12697-26 [3.16]. Uzyskiwanym wynikiem jest wartość modułu sztywności S. Badanie jest wykonywane na próbkach walcowych w teście kontrolowanego odkształcenia.

Przebieg badania modułu sztywności w schemacie IT-CY

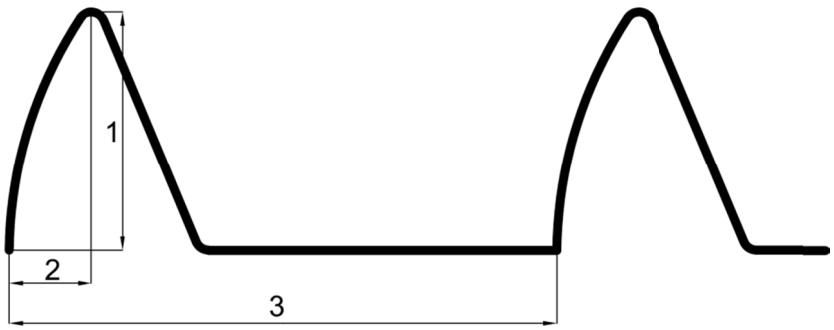
Przed badaniem próbki kondycjonuje się w temperaturze badania przez okres 24 godzin. Przygotowaną próbkę umieszcza się w specjalnej ramce badawczej w urządzeniu HYD-25, w taki sposób by siła pionowa była przyłożona do pobocznicy próbki na całej jej długości. Odkształcenia mierzone są poprzez dwa czujniki LVDT, mierzące wydłużenie średnicy próbki w płaszczyźnie prostopadłej do siły obciążającej. Próbkę obciąża się impulsowo poprzez tłok, w taki sposób by deformacje generowane w próbce wynosiły 5 μm. Schemat badania oraz próbkę umieszczoną w urządzeniu HYD-25 przedstawiono na rysunku 3.29.



(a) (b)

Rysunek 3.29. Schemat badania modułu sztywności w schemacie IT-CY (a) oraz próbka zamontowana w urządzeniu HYD-25 (b).

Obciążenie zadawane w badaniu ma charakter impulsowy: czas przyrostu obciążenia wynosi 120±4 ms, czas pomiędzy poszczególnymi impulsami wynosi 3 s. Schemat cyklu obciążenia próbki oraz kształt obciążenia przestawiono na rysunku 3.30.



Rysunek 3.30. Schemat obciążenia w badaniu modułu sztywności w schemacie IT-CY. (1. Maksymalna wartość siły, 2. Czas przyrostu obciążenia, 3. Czas pojedynczego cyklu)

Badana próbka poddawana jest 10 cyklom obciążeń wstępnych, podczas których próbka jest dopasowywana do ramki badawczej, a maszyna dobiera siłę przykładaną do próbki, by uzyskać w niej deformację na poziomie 5 μm. Następnie wykonuje się 5

cykli obciążeń właściwych, na podstawie których wyznaczany jest moduł sztywności dla danej płaszczyzny. Badanie modułu sztywności w schemacie IT-CY wykonuje się dla jednej próbki w dwóch prostopadłych do siebie płaszczyznach, wyznaczając jako moduł sztywności średnią z obu oznaczeń.

Moduł sztywności sprężystej dla pojedynczego oznaczenia określa się według wzoru:

$$S_m = \frac{F \times (\upsilon + 0{,}27)}{(z \times h)} \tag{3.19}$$

gdzie:

S_m - moduł sztywności, MPa,
F - wartość piku siły pionowej, N,
z - amplituda poziomej deformacji, mm,
h - średnia wysokość próbki, mm,
ν - współczynnik Poissona.

Jako wartość modułu sztywności przyjęto średnią wartość z badania trzech próbek walcowych.

Zmiany w stosunku do typowej metodyki badania ze względu na badanie w niskiej temperaturze

Ze względu na zmianę zakresu temperatury w jakim prowadzono badania, wprowadzono do metodyki badania następujące zmiany:

- zmniejszono wysokość próbki badawczej do 50 mm (związane z ograniczeniem maksymalnej siły w prasie badawczej oraz w urządzeniu badawczym HYD-25),
- zmniejszono wartość deformacji poziomej do 2μm (z uwagi na osiągane przy deformacji 5μm naprężenia poziome, które mogły powodować zniszczenie próbki),
- współczynnik Poissona został przyjęty jako 0,15 zgodnie z literaturą [3.43] oraz doświadczeniami Katedry [3.5], [3.49].

Interpretacja wyników

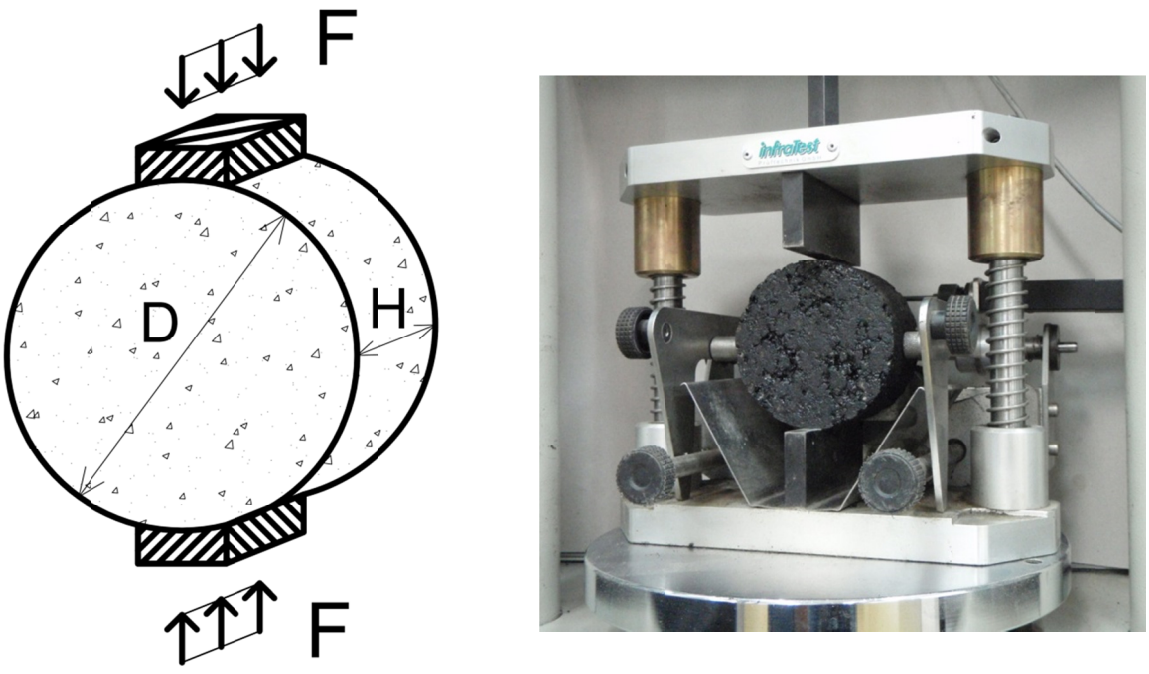
Lepszy z badanych materiałów będzie charakteryzował się niższym modułem sztywności w temperaturach ujemnych. Przy uwzględnieniu wyłącznie modułów sztywności, w wykonanej z tego materiału warstwie powinny być generowane niższe naprężenia termiczne spowodowane obniżaniem się temperatury. Przy czym badanie to nie podaje żadnych informacji o relaksacji naprężeń. Dodatkowo moduły sztywności nie powinny być rozpatrywane samodzielnie, ale powinno się także uwzględnić wytrzymałość na rozciąganie poszczególnych materiałów.

3.3.3.2. Metodyka badania wytrzymałości w metodzie pośredniego rozciągania oraz analiza wyników

Badanie wytrzymałości na pośrednie rozciąganie jest obecnie najpowszechniejszym badaniem wytrzymałościowym wykonywanym dla mieszanek mineralno-asfaltowych. Wiąże się to przede wszystkim z łatwością przygotowania próbek, wykonania samego badania oraz dostępnością niezbędnego sprzętu laboratoryjnego. Badanie wytrzymałości na pośrednie rozciąganie wykonuje się zgodnie z normą PN-EN 12697-23 [3.15]. Ze względu na badania w niskich temperaturach do badania przyjęto parametry testu w oparciu o normę amerykańską ASTM D6931 – 12 [3.14], gdyż polska norma uwzględnia wyłącznie typowe warunki badania w temperaturach dodatnich. Przyjęcie prędkości ściskania ma istotny wpływ na uzyskiwane wyniki. W przypadku spękań termicznych, czas oddziaływania obciążeń termicznych jest dużo dłuższy niż przy typowych obciążeniach użytkowych. Stąd wynika przyjęcie dużo wolniejszej prędkości ściskania, w oparciu o normalizację amerykańską.

Przebieg badania

Przed badaniem próbki kondycjonuje się w temperaturze badania przez okres 24 godzin. Przygotowaną próbkę umieszcza się w prasie, w taki sposób by siła pionowa była przyłożona do pobocznicy próbki na całej jej długości. Próbkę obciąża się poprzez tłok poruszający się ze stałą prędkością. Wynikiem badania jest maksymalne naprężenie, które wystąpiło podczas ściskania próbki. Schemat badania oraz zamontowaną w urządzeniu próbkę przedstawiono na rysunku 3.31.



Rysunek 3.31. Schemat badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie (a) oraz próbka zamontowana w prasie badawczej (b).

Ze względu na ograniczenia prasy badawczej oraz zakres temperatur, w których wykonywano badania zmodyfikowano wymiary próbek oraz parametry testu w sposób następujący

- próbka walcowa o wymiarach: ϕ = 100 mm, h = 50,0 mm (wysokość wynika z ograniczeń urządzeń HYD-25 oraz prasy badawczej),
- prędkość przesuwu tłoka: 12,5 mm/minutę (przyjęta ze względu na niską temperaturę zgodnie z ASTM D6931 – 12 [3.14].

Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie wyznacza się według wzoru:

$$ITS = \frac{2F}{\pi D H} \tag{3.20}$$

gdzie:

ITS - wytrzymałość na pośrednie rozciąganie, GPa,
F - maksymalna siła niszcząca, kN,
D - średnica próbki, mm,
H - wysokość próbki, mm.

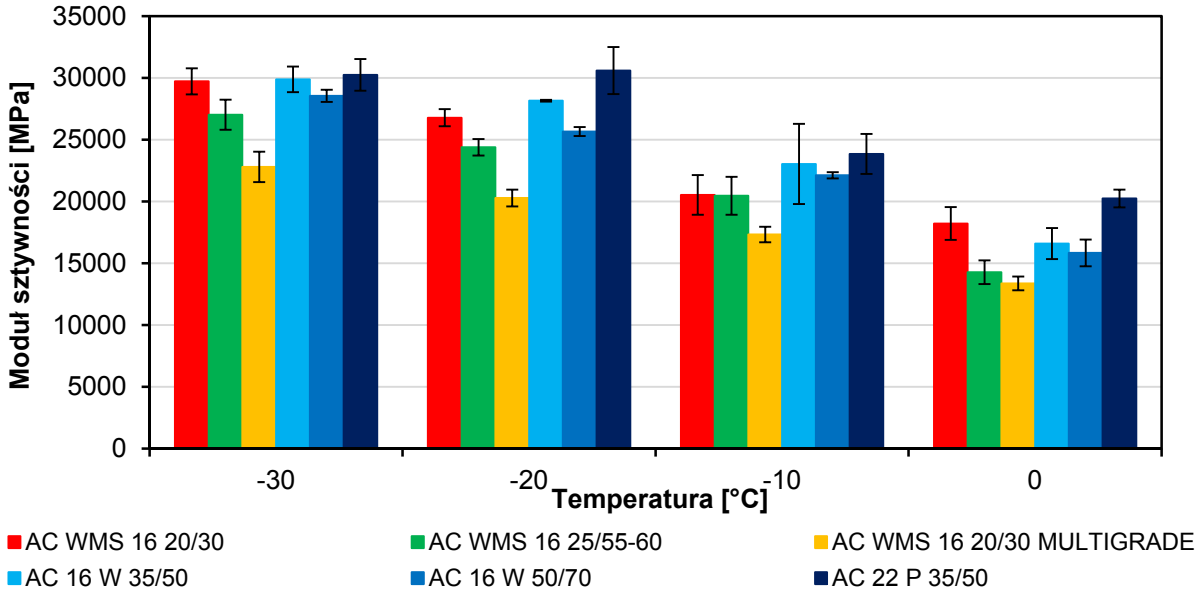
Jako wartość wytrzymałości na pośrednie rozciąganie przyjęto średnią wartość trzech pojedynczych oznaczeń.

3.3.3.3. Badane materiały w metodzie rozciągania pośredniego

Badaniu poddano trzy betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltami: zwykłym 20/30, modyfikowanym 25/55-60 oraz 20/30 multigrade oraz trzy betony asfaltowe konwencjonalne: jeden do warstwy podbudowy AC 22P z asfaltem zwykłym 35/50 oraz do dwa do warstwy wiążącej AC 16W z asfaltami zwykłymi 35/50 oraz 50/70. Próbki nie były poddawane starzeniu krótkoterminowemu.

3.3.3.4. Wyniki badania modułów sztywności w schemacie IT-CY

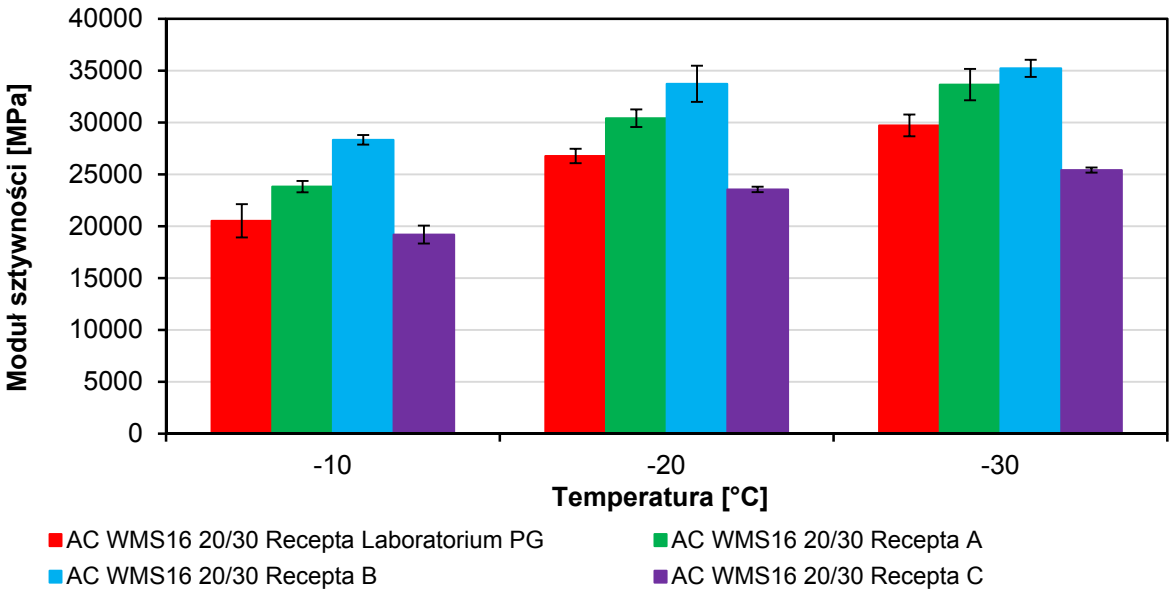
Badanie modułu sztywności wykonywano w temperaturach: -30°C, -20°C, -10°C oraz 0°C. Wyniki przedstawiono na rysunku 3.32.



Rysunek 3.32. Wyniki badania modułu sztywności IT-CY w temperaturach ujemnych.

Mieszanka AC WMS16 20/30 uzyskuje wyniki zbliżone do wszystkich mieszanek porównawczych. Najwyższą wartość modułu sztywności uzyskano dla mieszanki do warstwy podbudowy AC 22P 35/50. Sugeruje to, że w przypadku rozpatrywania wyłącznie modułu sztywności, mieszanki te będą generowały podobny poziom naprężeń termicznych. Najniższe wyniki uzyskano dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30 multigrade. Uzyskał on wartości modułu od 3000 do 5000 MPa niższe niż w przypadku pozostałych przebadanych mieszanek.

W badaniach przeprowadzonych na Politechnice Gdańskiej uwagę mogą zwracać dość niskie wartości modułu sztywności uzyskane dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 w stosunku do pozostałych mieszanek. Rysunek 3.33. przedstawia wyniki badania modułu sztywności przeprowadzonego dla różnych mieszanek AC WMS16 z asfaltem 20/30 zastosowanych na różnych budowach w Polsce, które spełniały wszystkie wymagania zawarte w wytycznych technicznych WT-2. Jak można zauważyć różnice pomiędzy poszczególnymi mieszankami AC WMS mogą być dość znaczące (dochodzące nawet do kilku tysięcy MPa). Wynika to m.in. z dość szerokiego zakresu krzywych uziarnienia, które można zastosować podczas projektowania mieszanki oraz z możliwości wystąpienia różnic w cechach asfaltu o penetracji 20/30 wyprodukowanego w różnym okresie.



Rysunek 3.33. Wyniki badania modułu sztywności IT-CY dla różnych mieszanek AC WMS16 z asfaltem 20/30.

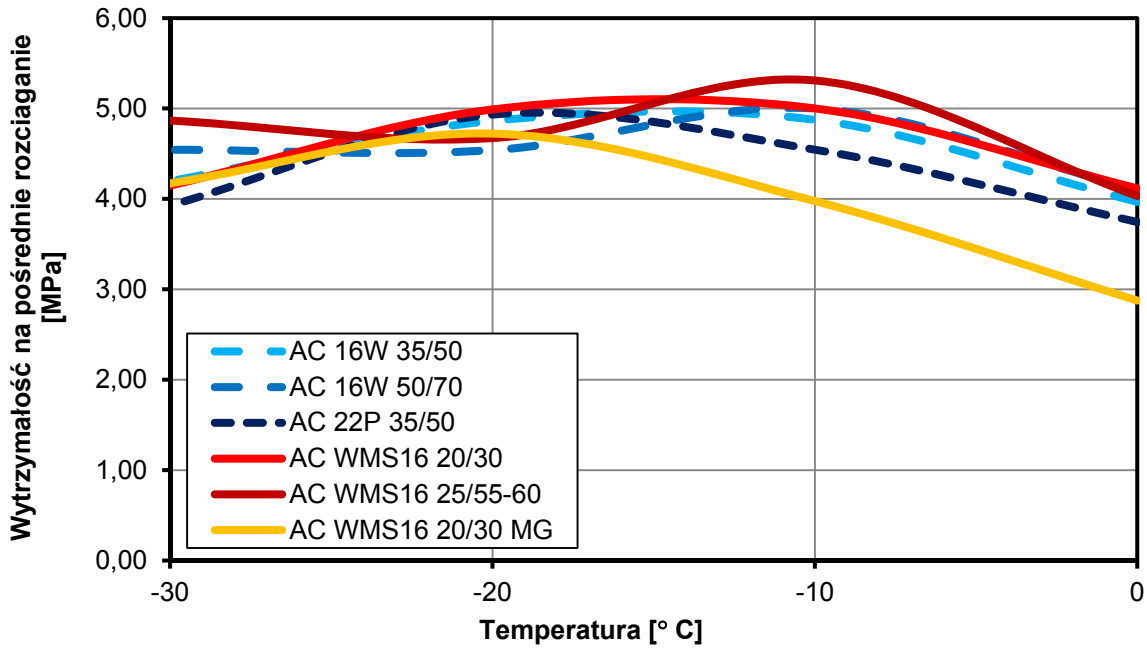
3.3.3.5. Wyniki badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie

Badanie wytrzymałości na pośrednie rozciąganie wykonywano bezpośrednio po badaniu modułu sztywności w schemacie IT-CY na tych samych próbkach oraz w tych samych temperaturach badawczych, czyli: -30°C, -20°C, -10°C oraz 0°C.

Wyniki badań przedstawiono w tablicy 3.7 oraz na rysunku 3.34. W żadnym z przypadków wskaźnik zmienności wyników nie przekracza 15%. Szczegółowe wyniki badań wraz z podstawową statystyką zostały przedstawione w załączniku A.5.

Tablica 3.7. Wyniki badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie w temperaturach ujemnych

temp. [°C]	Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie [MPa]					
	Rodzaj mieszanki mineralno-asfaltowej oraz rodzaj asfaltu					
	AC WMS 16			AC 16W		AC 22P
	20/30	25/55-60	20/30 MG	35/50	50/70	35/50
- 30	4,15	4,87	4,17	4,20	4,54	3,93
- 20	4,99	4,67	4,72	4,86	4,54	4,93
- 10	5,00	5,31	3,98	4,88	5,00	4,55
0	4,12	4,03	2,88	3,97	4,10	3,75



Rysunek 3.34. Wyniki badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie próbek wykonanych w laboratorium

Jak widać na rysunku 3.34 wszystkie przebadane mieszanki mają zbliżone przebiegi krzywych wytrzymałości. Odstaje od nich wyłącznie krzywa dla mieszanki AC WMS 16 z asfaltem 20/30 multigrade. Jednak jeśli rozważymy wyłącznie zakres temperatur, w których mogą pojawiać się spękania termiczne (czyli od -10°C do -30°C), pomiędzy poszczególnymi mieszankami występują małe różnice. Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie w temperaturze -30°C wynosi od 4 do 5 MPa.

3.3.3.6. Wnioski z badań modułów sztywności oraz wytrzymałości w metodzie pośredniego rozciągania w niskich temperaturach

Uwzględniając łącznie wyniki obu przeprowadzonych badań, to znaczy modułów sztywności oraz wytrzymałości w metodzie pośredniego rozciągania w niskich temperaturach można wyciągnąć następujące wnioski:

- Najlepsze wyniki uzyskała mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30 multigrade; przy najniższych wartościach modułu sztywności w ujemnych temperaturach, uzyskała taką samą wartość wytrzymałości na pośrednie rozciąganie. Może to sugerować, że przy zastosowaniu tej mieszanki spękania termiczne wystąpią najpóźniej i najprawdopodobniej będzie ich najmniej.
- Najgorsze wyniki uzyskano dla mieszanki AC 22P z asfaltem 35/50. Uzyskał on najwyższe wartości modułów sztywności w temperaturach od 0°C do -20°C.

- Mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30 uzyskała wyniki nieznacznie lepsze od mieszanki AC 22P. Wyniki te są na podobnym poziomie jak dla mieszanki AC 16W z asfaltem 35/50.
- Klasyfikacja mieszanek od najlepszej do najgorszej na podstawie wyników badań modułu sztywności IT-CY i wytrzymałości na pośrednie rozciąganie jest następująca:
    1. AC WMS16 20/30MG
    2. AC WMS16 25/55-60
    3. AC WMS16 20/30; AC 16W 35/50, AC 16W 50/70; AC 22P 35/50.

3.3.4. Badania laboratoryjne właściwości mechaniki pękania betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w niskich temperaturach

Autorzy podrozdziału 3.3.4: mgr inż. Cezary Szydłowski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki

3.3.4.1. Cel badań

Mechanika pękania jest coraz częściej wdrażana do oceny mieszanek mineralno-asfaltowych. Celem prezentowanych w niniejszym rozdziale badań było określenie podstawowych parametrów mechaniki pękania dla betonów asfaltowych konwencjonalnych AC 16 W i o wysokim module sztywności AC WMS 16 w temperaturze -10°C.

Betony asfaltowe, zarówno typu AC 16 W jak i AC WMS 16 wykonano z użyciem różnych asfaltów. Dążono do oceny parametrów mechaniki pękania mieszanek AC WMS zawierających różne asfalty (20/30, 20/30 wielorodzajowy i modyfikowany 25/55-60) w porównaniu z betonami asfaltowymi konwencjonalnymi AC 16 W zawierającymi asfalty 35/50 i 50/70.

Celem było ustalenie, które z mieszanek są bardziej podatne na spękania kruche w niskich temperaturach [3.38].

3.3.4.2. Podstawy oceny cech mechanicznych betonów asfaltowych według mechaniki pękania

Proces powstawania spękania w warstwach asfaltowych można podzielić na dwa etapy: inicjację i propagację. Mechanika pękania (ang. *fracture mechanics*) ma zastosowanie do oceny procesu propagacji spękania. W oparciu o koncepcję energetyczną, na podstawie bilansu energetycznego ciała sprężystego ze szczeliną w latach 20 dwudziestego wieku Griffith sformułował pierwsze historycznie kryterium pękania oparte na prędkości uwalniania energii [3.24]. W latach 50 dwudziestego wieku Irwin przedstawił podstawy mechaniki pękania oparte o podejście siłowe. Bazując na analizie ośrodka liniowo sprężystego ze szczeliną opisał on naprężenia powstające w rozwierającym się spękaniu i wprowadził współczynnik intensywności naprężeń *K*, który jest wystarczający do pełnego opisu stanu naprężeń w pobliżu wierzchołka szczeliny [3.21], [3.24]. Jak wykazał German w pracy [3.24] opis

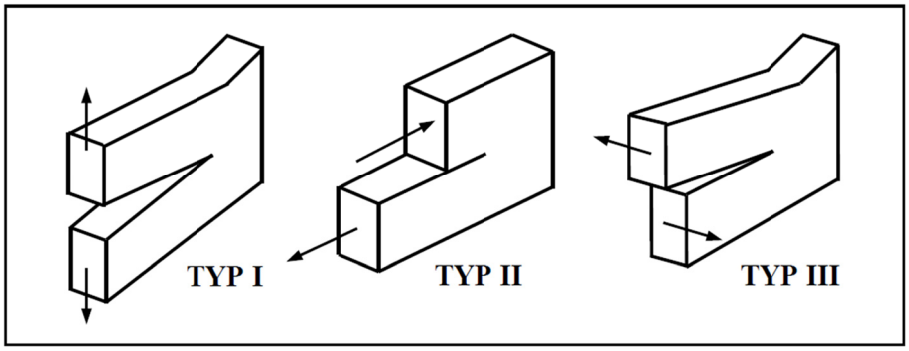
energetyczny jest zgodny z opisem siłowym. W latach 60 dwudziestego wieku Rice rozszerzył podstawy mechaniki pękania w zakresie nieliniowo sprężystym, wprowadzając koncepcję całki – J, jako energii potrzebnej do wytworzenia nowej powierzchni o jednostkowym polu [3.22].
Badania nad zastosowaniem mechaniki pękania do oceny mieszanek mineralno-asfaltowych pod kątem odporności na pękanie są rozwijane na świecie przez wielu badaczy. Jedne z pierwszych prac prowadził Majidzadeh i wsp. oraz Monismith i wsp. w latach 70 dwudziestego wieku. Badania rozwijane były w latach 80 i 90 dwudziestego wieku między innymi przez Molenaara i Jacobsa [3.25]. Począwszy od lat 90 dwudziestego wieku zagadnienie mechaniki pękania mieszanek mineralno-asfaltowych jest szeroko badane na świecie.

W ostatnich latach wykonano bardzo dużą ilość badań z mechaniki pękania dla mieszanek mineralno-asfaltowych stosując głównie zginanie trzypunktowe belek prostopadłościennych lub próbek półwalcowych (próbki cylindryczne o średnicy najczęściej 150 mm i grubości rzędu 30 – 50 mm przecięte na pół wzdłuż średnicy). Z przeglądu literatury tego zagadnienia można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Współczynnik intensywności naprężeń K nie zależy od kształtu badanej próbki [3.21], [2.22], a energia pękania G_f od tego kształtu zależy i jest większa przy próbkach półwalcowych niż prostopadłościennych [3.21].
2. Wartość współczynnika intensywności naprężeń K wzrasta ze spadkiem temperatury badania [3.20], [3.21]. Stwierdzono jednak w [3.26], że odporność na pękanie rośnie przy oziębianiu do -15°C, a przy dalszym oziębianiu poniżej -15°C maleje. Można dodać, że często tak samo zachowuje się wytrzymałość mieszanek na zginanie.
3. Wartość energii pękania G_f maleje ze spadkiem temperatury [3.21], [3.32].
4. Rodzaj mieszanki i jej skład wpływa na parametry mechaniki pękania. Rolę odgrywa rodzaj asfaltu (zwykły czy modyfikowany), klasyfikacja funkcjonalna asfaltu PG, zawartość wolnych przestrzeni w mieszance oraz rodzaj kruszywa (granit, wapień) [3.20], [3.26], [3.27], [3.28]. Stwierdzono, że drobnoziarniste mieszanki charakteryzują się wyższą energią pękania G_f od mieszanek gruboziarnistych [3.32].
5. Mieszanki wytwarzane na ciepło mają podobne współczynniki intensywności naprężeń jak mieszanki wytwarzane na gorąco [3.35].
6. Istnieje wpływ warunków badania na wyniki, takich jak prędkość obciążenia, głębokość nacięcia próbki, sposób przechowywania próbek [3.26], [3.27]. Istnieje także wpływ efektu skali w badaniach próbek o różnych wymiarach [3.36].
7. W niektórych badaniach wykazano istotne związki korelacyjne parametrów mechaniki pękania i wytrzymałości oraz modułów sztywności mierzonych w klasycznych metodach [3.20], w innych badaniach takich wyraźnych związków nie stwierdzono [3.28]. Nie stwierdzono też dobrej korelacji z wynikami testu spękań niskotemperaturowych TSRST [3.28].

Jak widać szereg szczegółowych zagadnień stanowiło przedmiot intensywnych badań, ale zjawisko pękania mieszanek mineralno-asfaltowych jest bardzo złożone i problem jest wciąż nie rozwiązany. W Polsce temat ten nie był dotychczas szerzej badany. W Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej od kilku lat trwają badania nad określaniem parametrów mechaniki pękania mieszanek mineralno-asfaltowych.
Metodyka badania mechaniki pękania mieszanek mineralno-asfaltowych określona jest obecnie w normie europejskiej PN-EN 12 697-44 *Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 44* oraz w propozycji amerykańskiej normy AASHTO *Determining the Fracture Energy of Asphalt Mixtures Using the Semi Circular Bend Geometry (SCB)*. Oba dokumenty bazują na badaniach naciętej próbki półwalcowej zginanej w schemacie belki trzypunktowej. W literaturze spotyka się również często badania prowadzone na naciętych próbkach prostopadłościennych zginanych w schemacie belki trzypunktowej [3.26], [3.32], [3.29], [3.35] oraz na naciętych próbkach dyskowych poddawanych rozciąganiu [3.28], [3.31], [3.33].

Na rysunku 3.35 przedstawiono możliwe typy obciążenia szczeliny występujące w mechanice pękania. W przypadku pracy warstw asfaltowych nawierzchni najbardziej interesujący jest typ I, w którym naprężenia działają prostopadle do płaszczyzny spękania. W sytuacji krytycznej, w chwili wystąpienia naprężenia krytycznego dochodzi do nagłego i niekontrolowanego rozprzestrzeniania się spękania.



Rysunek 3.35. Typy obciążenia szczeliny [3.24]

Na podstawie przeprowadzonych badań i otrzymanych wyników wyznaczono wielkości charakteryzujące właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych w procesie pękania, przy typie I obciążenia szczeliny (zainicjowanego spękania):

- krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{IC}, zwany odpornością materiału na pękanie,
- krytyczną wartość całki J_C, wielkość charakteryzującą prędkość uwalniania energii odkształcenia.

Współczynnik intensywności naprężeń K_I oraz jego krytyczną wartość, K_{IC} określono z następującego wzoru, według [3.30]:

$$K_{\mathrm{I}} = Y_{\mathrm{I}}\sigma_0\sqrt{\pi a} \tag{3.21}$$

gdzie:

Y_I – znormalizowany współczynnik intensywności naprężeń w I typie obciążenia szczeliny, zależny od geometrii próbki wyznaczony ze wzoru:

$$Y_{\mathrm{I}} = \frac{1{,}99 - \left(\frac{a}{W}\right)\left(1 - \frac{a}{W}\right)\left(2{,}15 - \frac{3{,}93a}{W} + \frac{2{,}7a^2}{W^2}\right)}{\sqrt{\pi}\left(1 + \frac{2a}{W}\right)\left(1 - \frac{a}{W}\right)^{3/2}} \tag{3.22}$$

σ_0 – naprężenie maksymalne wyznaczone ze wzoru:

$$\sigma_0 = \frac{3F_{\max}S}{2W^2B} \tag{3.23}$$

F_{max} – maksymalna siła,
a – głębokość nacięcia,
S – rozpiętość belki,
W – wysokość belki,
B – szerokość belki.

Współczynnik intensywności naprężeń K_I jest stałą materiałową charakteryzującą odporność materiału na pękanie. Został on wprowadzony w teorii pękania podanej przez Griffith'a. Jeżeli weźmiemy pod uwagę rozciągane pasmo materiału sprężystego z otworem eliptycznym o długości $2l$ (rys. 3.36), to krytyczną wartość naprężenia σ, przy którym następuje niekontrolowane pękanie materiału, w płaskim stanie odkształcenia, określa wzór:

$$\sigma_{\mathrm{kr}} = \sqrt{\frac{2E\gamma}{\pi l(1-\nu^2)}} \tag{3.24}$$

lub:

$$\sigma_{\mathrm{kr}} = \frac{K_{\mathrm{IC}}}{\sqrt{\pi l}} \tag{3.25}$$

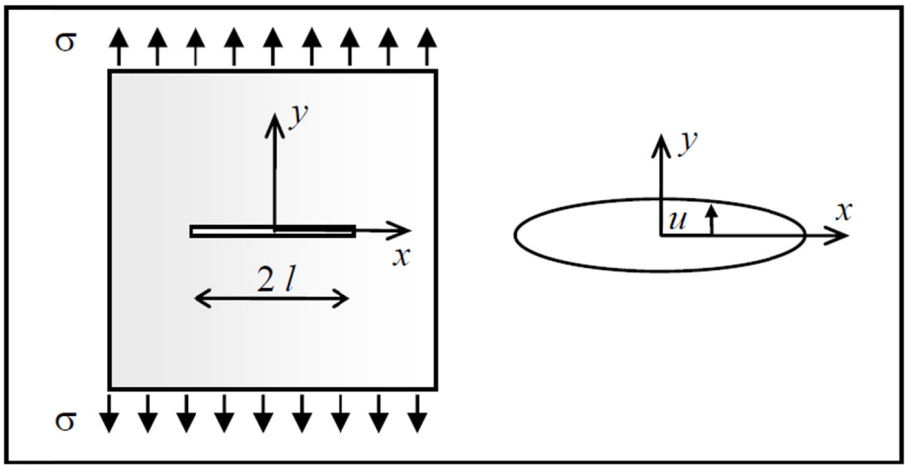
gdzie:

K_{IC} – stała materiałowa określona wzorem:

$$K_{\mathrm{IC}} = \sqrt{\frac{2E\gamma}{1-\nu^2}} \tag{3.26}$$

E – moduł sprężystości,

γ – energia potrzebna do utworzenia jednostkowej swobodnej powierzchni przy pękaniu,
$2l$ – długość szczeliny,
v – współczynnik Poissona.



Rysunek 3.36. Szczelina Griffith'a [3.24]

Znając wartość odporności na pękanie K_{IC} mieszanki mineralno-asfaltowej możliwe jest obliczenie maksymalnej siły, lub maksymalnego naprężenia, przy którym następuje niekontrolowany wzrost rozwarcia pęknięcia, a więc propagacja spękania aż do zniszczenia materiału.

Krytyczną wartość całki J charakteryzującą krytyczną prędkość uwalniania energii odkształcenia, J_C określono ze wzoru [3.34]:

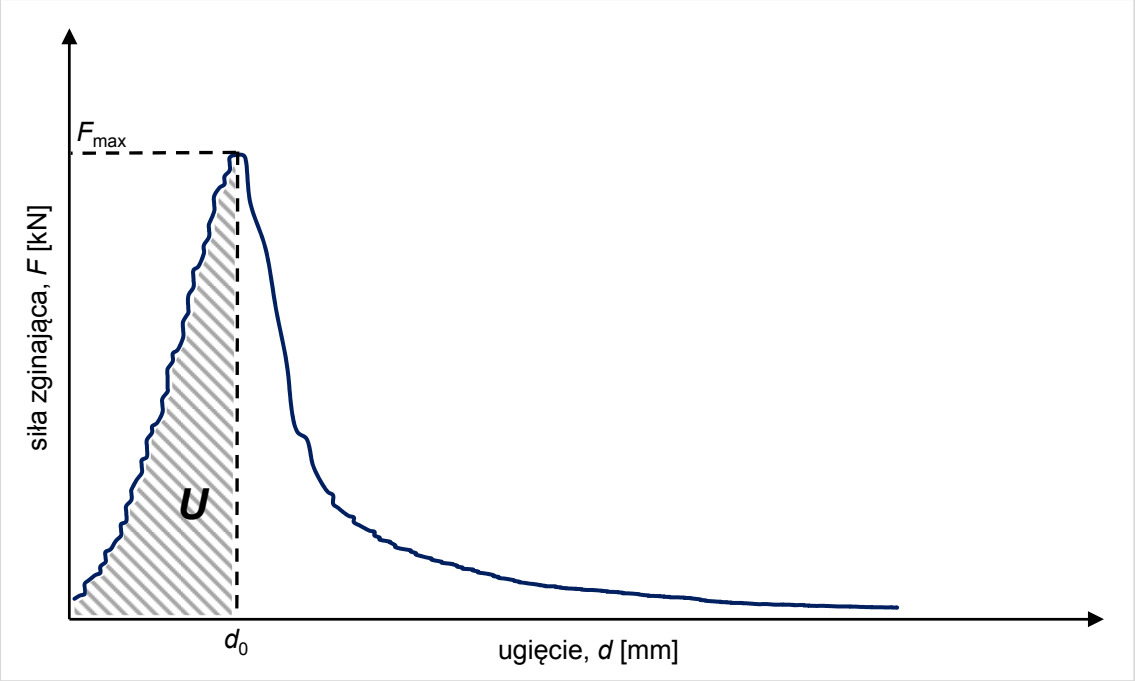
$$J_C = -\left(\frac{1}{B}\right)\frac{dU}{da} \tag{3.27}$$

gdzie:
B – szerokość belki,
a – głębokość nacięcia,
U – energia odkształcenia do zniszczenia,
dU/da – zmiana energii odkształcenia ze zmianą głębokości nacięcia.

Całka J_C jest miarą krytycznej prędkości uwalniania energii odkształcenia. Jej znaczenie można zinterpretować jako ilość energii potrzebnej do wywołania jednostkowej wartości spękania materiału, co wynika ze wzoru (3.27). Materiały o większej wartości J_C mają większą odporność na propagację spękania i odwrotnie. W przypadku materiału o wyższej wartości J_C potrzeba włożyć więcej energii, aby wywołać proces niekontrolowanej propagacji spękania. Elseifi i wsp. [3.23] przeprowadzili badania spękań nawierzchni na Florydzie i badania laboratoryjne parametru J_C. stwierdzili, że istnieje korelacja intensywności spękań nawierzchni z parametrem J_C i ilość spękań wzrasta, gdy parametr J_C maleje. Można więc stwierdzić, że mieszanki mineralno-asfaltowe o większych wartościach parametru J_C,

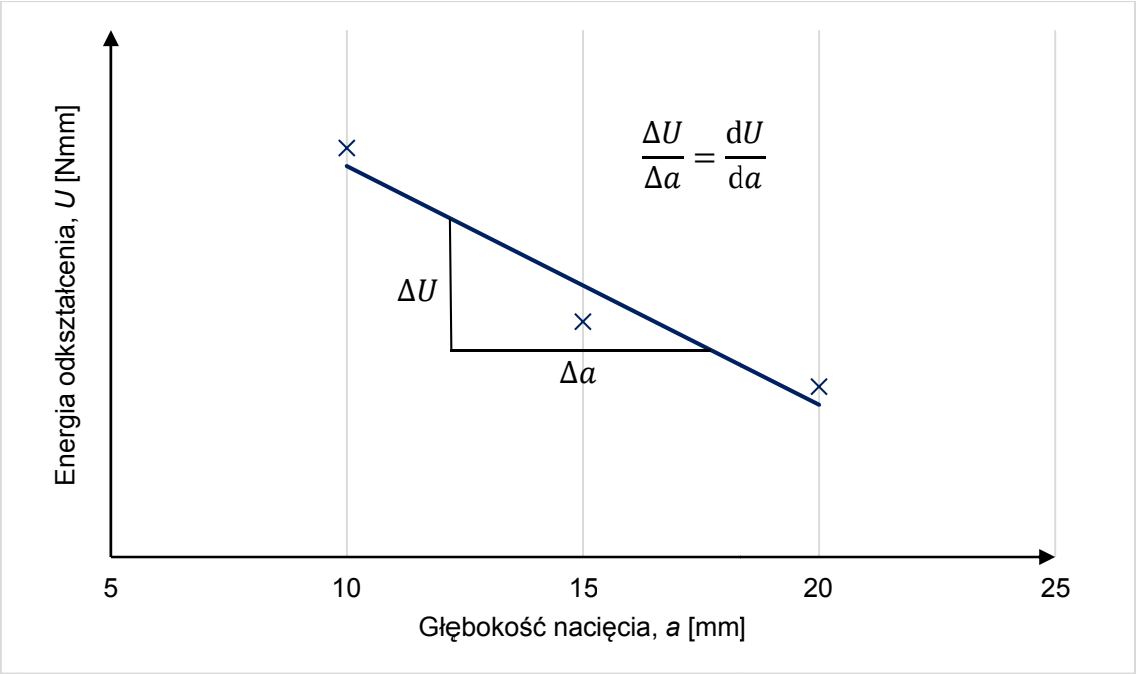
w identycznych warunkach pracy pod obciążeniem, będą bardziej odporne na spękania od mieszanek o mniejszych wartościach parametru J_C.

Parametry K_{IC} i J_C wyznaczono na podstawie wyników badań laboratoryjnych w następujący sposób. Dla każdej badanej próbki otrzymano zależność pomiędzy siłą zginającą F a ugięciem belki d. Przykład takiej zależności pokazano na rys. 3.37. Na wykresie wyznaczono wartość maksymalnej siły zginającej F_{max}. Wartość tę wykorzystywano do obliczania maksymalnego naprężenia (wytrzymałości próbki) σ_0 ze wzoru (3.23). Następnie ze wzoru (3.22) obliczano znormalizowany współczynnik intensywności naprężeń Y_I i ze wzoru (3.21) krytyczną wartość współczynnika intensywności naprężeń K_{IC} (odporność na pękanie).



Rysunek 3.37. Przykład zależności pomiędzy siłą zginającą belkę F a ugięciem belki d

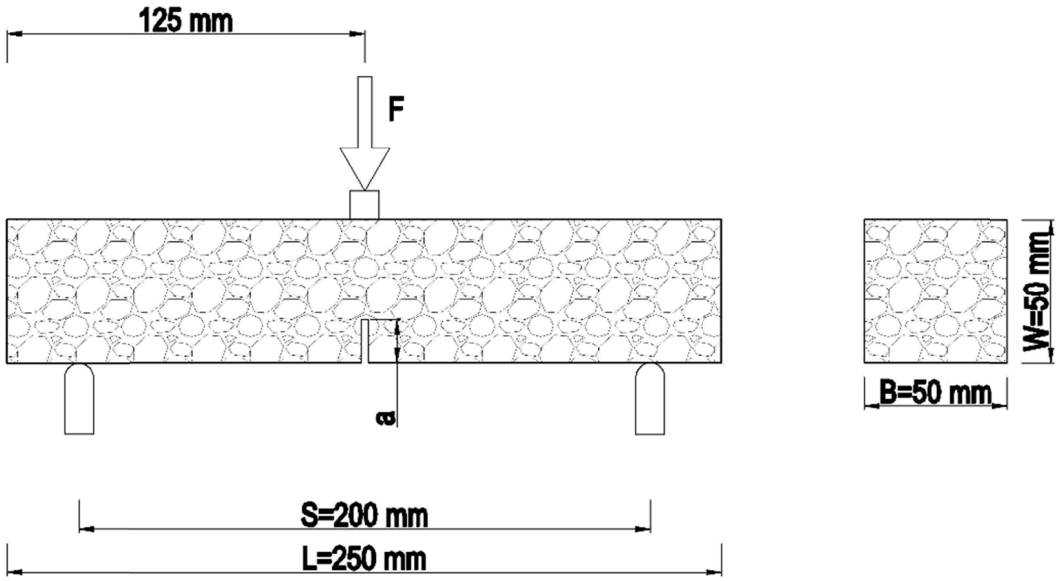
W celu określenia drugiego parametru mechaniki pękania – całki J_C, wielkości charakteryzującej krytyczną prędkość uwalniania energii odkształcenia, dla każdej badanej próbki określano energię odkształcenia U jako powierzchnię pola pod krzywą $F(d)$ w zakresie siły od zera do F_{max}, co pokazano na rys. 3.37. W celu określenia pochodnej dU/da, która występuje we wzorze (3.27) na całkę J_C, określono średnią wartość energii odkształcenia U dla badanych próbek jednorodnych o jednakowej głębokości nacięcia a (dla trzech głębokości nacięcia), a następnie dla każdego betonu asfaltowego utworzono wykres zależności $U(a)$. Przykład takiej zależności przedstawia rys. 3.38. Z wykresu, który zawsze miał formę liniową, określono pochodną dU/da jako pochylenie prostej w układzie $U(a)$. Następnie określono całkę J_C z zależności (3.27).



Rysunek. 3.38. Przykład zależności energii odkształcenia *U* od głębokości nacięcia belki „*a”*

3.3.4.3. Metodyka badań właściwości mechaniki pękania betonów asfaltowych

Badania wykonano z wykorzystaniem uniwersalnej prasy wytrzymałościowej wyposażonej w czujnik do pomiaru siły i czujnik do pomiaru przemieszczenia oraz w komorę klimatyczną. Badania zostały przeprowadzone na próbkach prostopadłościennych z nacięciem inicjującym spękanie, schemat próbki przedstawiono na rys. 3.39. Widok próbek z różnymi głębokościami nacięcia pokazano na rys. 3.40. Widok próbki podczas badania pokazano na rys. 3.41, natomiast próbkę po badaniu na rys. 3.42.



Rysunek 3.39. Schemat próbki badawczej

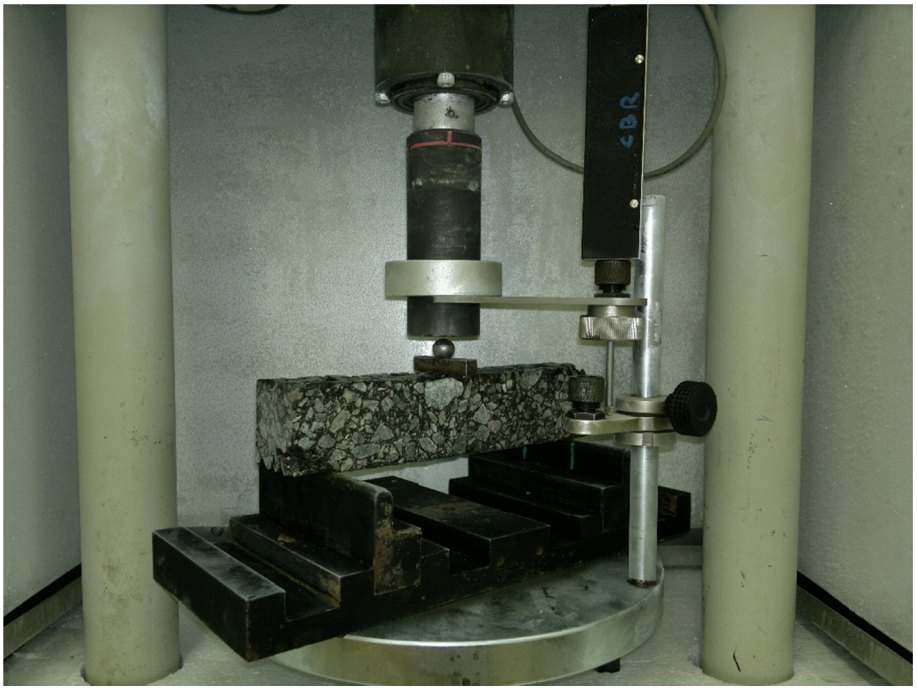
a=10 mm

a=15 mm

a=20 mm

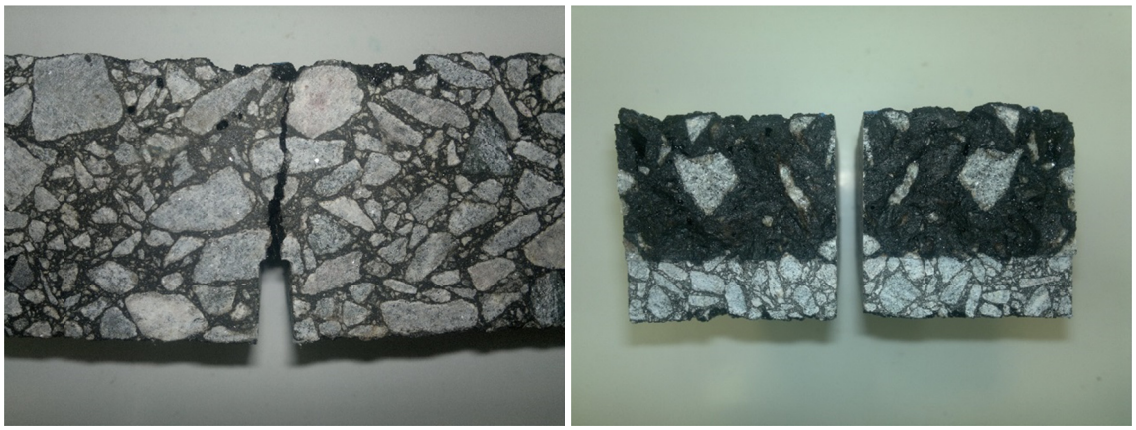


Rysunek 3.40. Próbki z różnymi głębokościami nacięcia przygotowane do badania.



Rysunek 3.41. Próbka podczas badania

A) B)



Rysunek 3.42. Widok próbki po badaniu. A) widoczne spękanie, B) widoczna płaszczyzna pęknięcia

Przeprowadzone badania polegały na zginaniu belki wolnopodpartej ze stałym przesuwem tłoka, wynoszącym 1mm/min. Podczas badania rejestrowano pionowe przemieszczenie tłoka, czyli ugięcie belki *d*, oraz siłę zginającą wywieraną na próbkę *F*. Wyniki przedstawiane są w postaci wykresów *F*(*d*). Badania przeprowadzono w temperaturze -10°C.

3.3.4.4. Badane materiały

Badania przeprowadzono na betonach asfaltowych, zarówno na konwencjonalnych mieszankach (AC) jak i na mieszankach o wysokim module sztywności (AC WMS). Przebadano pięć następujących mieszanek:

- AC 16 W 35/50 – beton asfaltowy z asfaltem zwykłym 35/50,
- AC 16 W 50/70 – beton asfaltowy z asfaltem zwykłym 50/70,
- AC WMS 16 20/30 – beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym 20/30,
- AC WMS 16 20/30 multigrade – beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem multigrade 20/30,
- AC WMS 16 25/55-60 – beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem modyfikowanym 25/55-60.

Mieszanki AC 16 W przeznaczone są do warstw wiążących, natomiast AC WMS 16 do warstw wiążących i do podbudów asfaltowych. Badane materiały zostały szerzej opisane w punkcie 3.2.

Próbki zagęszczano w hydraulicznej zagęszczarce laboratoryjnej formując płyty o wymiarach 300x300x50 mm. Z każdej płyty wycinano 5 próbek o wymiarach 50x50x250 mm. Próbki nacinano w środku rozpiętości formując nacięcie o szerokości 1,5 mm i o trzech różnych głębokościach 10, 15 i 20 mm, co pokazano na rys. 3.40. Dla każdego betonu asfaltowego przygotowano po 3 próbki dla każdej głębokości nacięcia, łącznie po 9 próbek. W serii jednorodnej badano co najmniej 3 próbki. Razem wykonano badania na 45 próbkach.

3.3.4.5. Wyniki badań właściwości mechaniki pękania betonów asfaltowych

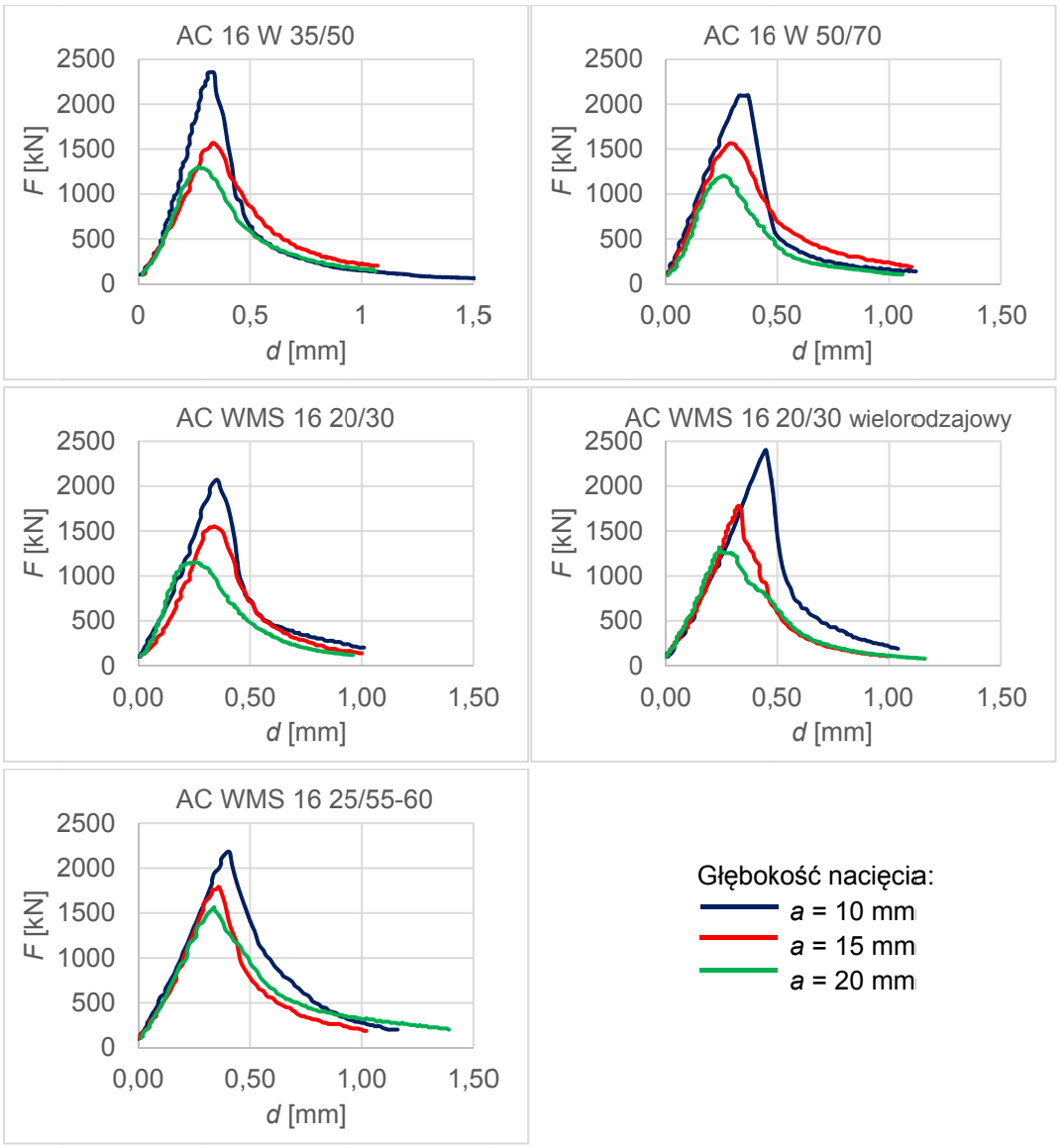
Wyniki badań parametrów K_{IC} i J_C dla wszystkich rodzajów badanych betonów asfaltowych i głębokości nacięć belek *a* pokazano w tablicy 3.7. W tablicy 3.7 podano również zmierzone wartości siły maksymalnej F_{max}, energii odkształcenia *U*, naprężeń maksymalnych σ_0 oraz pochodnych d*U*/d*a* dla wszystkich badanych betonów asfaltowych.

Tablica 3.7. Wyniki badań parametrów mechaniki spękań K_{IC} i J_C betonów asfaltowych (wartości średnie z 3 próbek)

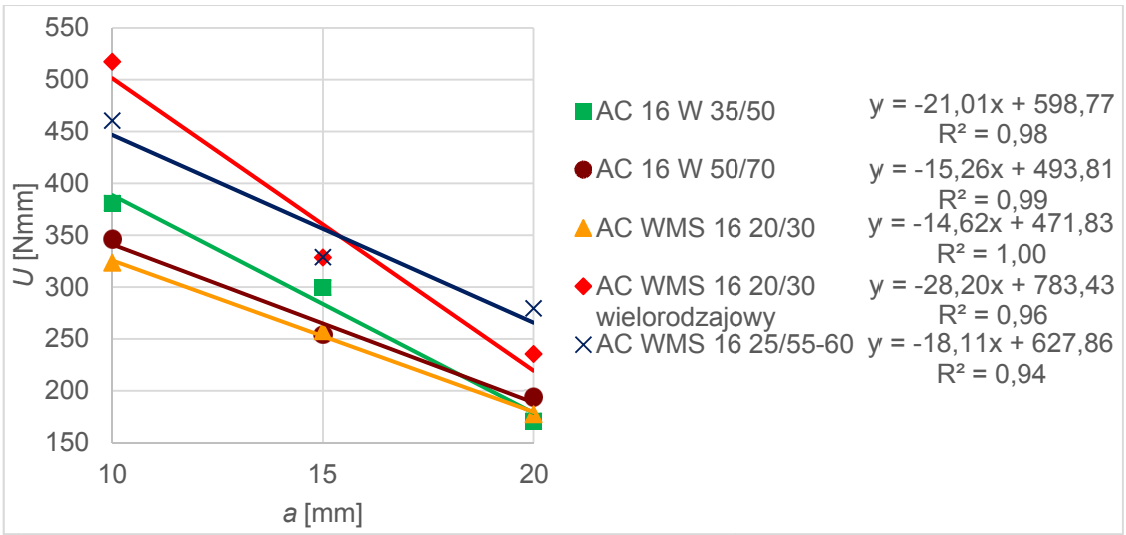
Beton asfaltowy	*a* [mm]	F_{max} [N]	*U* [N*mm]	σ_0 [N/mm^2]	K_{IC} [N*mm$^{-3/2}$]	K_{IC} średnie [N*mm$^{-3/2}$]	d*U*/d*a* [N]	J_C [kJ/m^2]
AC 16 W 35/50	10	2258	381	5,418	30,02	28,79	-21,01	0,42
	15	1626	299	3,902	28,00			
	20	1253	171	3,006	28,11			
AC 16 W 50/70	10	2175	346	5,221	28,93	28,53	-15,26	0,31
	15	1656	254	3,974	28,52			
	20	1245	194	2,988	27,95			
AC WMS 16 20/30	10	1984	323	4,762	26,39	26,12	-14,62	0,29
	15	1513	257	3,630	26,05			
	20	1150	177	2,759	25,80			
AC WMS 16 20/30 multigrade	10	2402	517	5,765	31,94	31,01	-28,20	0,56
	15	1728	328	4,148	29,77			
	20	1403	235	3,367	31,49			
AC WMS 16 25/55-60	10	2089	460	5,012	27,77	30,38	-18,11	0,36
	15	1792	329	4,301	30,86			
	20	1565	279	3,756	35,13			

Z tablicy 3.7 widać, że współczynnik intensywności naprężeń K_{IC} nie zależy od głębokości nacięcia *a*. Siła maksymalna F_{max} oraz energia *U* zależą od głębokości nacięcia i uzyskane wartości maleją wraz z jego głębokością.

Na rys. 3.43 przedstawiono zależności siły zginającej *F* od ugięcia belki *d* dla wszystkich badanych rodzajów betonów asfaltowych. Rys. 3.44 przedstawia zestawienie zależności energii odkształcenia *U* od głębokości nacięcia belki *a* dla wszystkich badanych betonów asfaltowych. Na rys. 3.44 podano także liniowe równania regresji, z których odczytać można wartość pochodnych d*U*/d*a*, wykorzystywanych do obliczania całki J_C z równania (3.27).

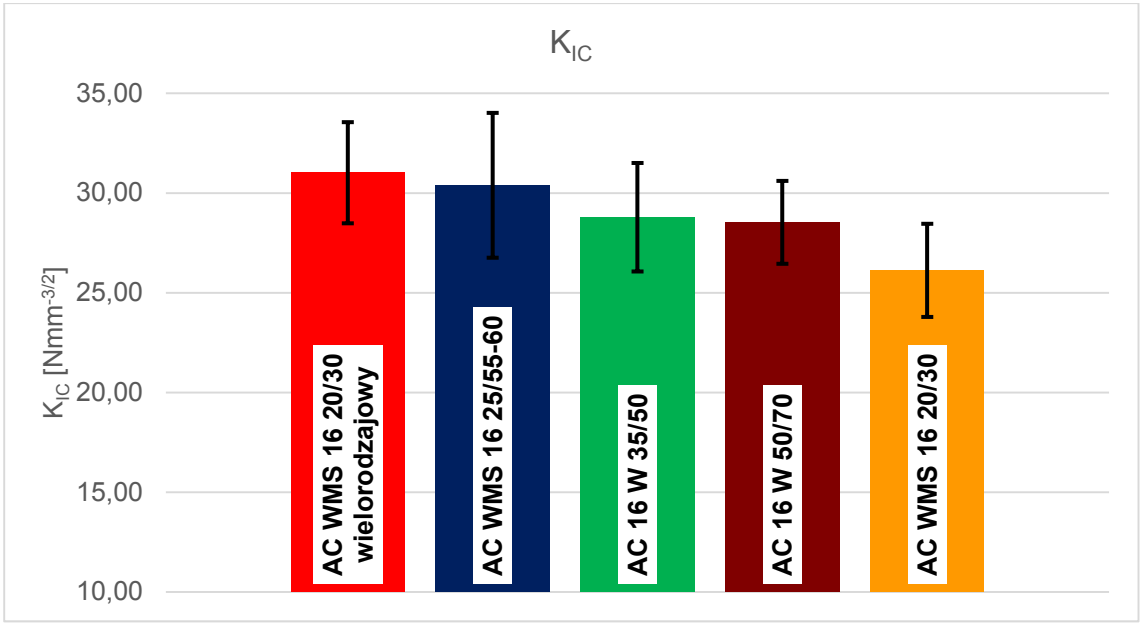


Rysunek 3.43. Wykres zależności siły zginającej *F* od ugięcia *d* przy różnych głębokościach nacięcia *a* dla badanych betonów asfaltowych

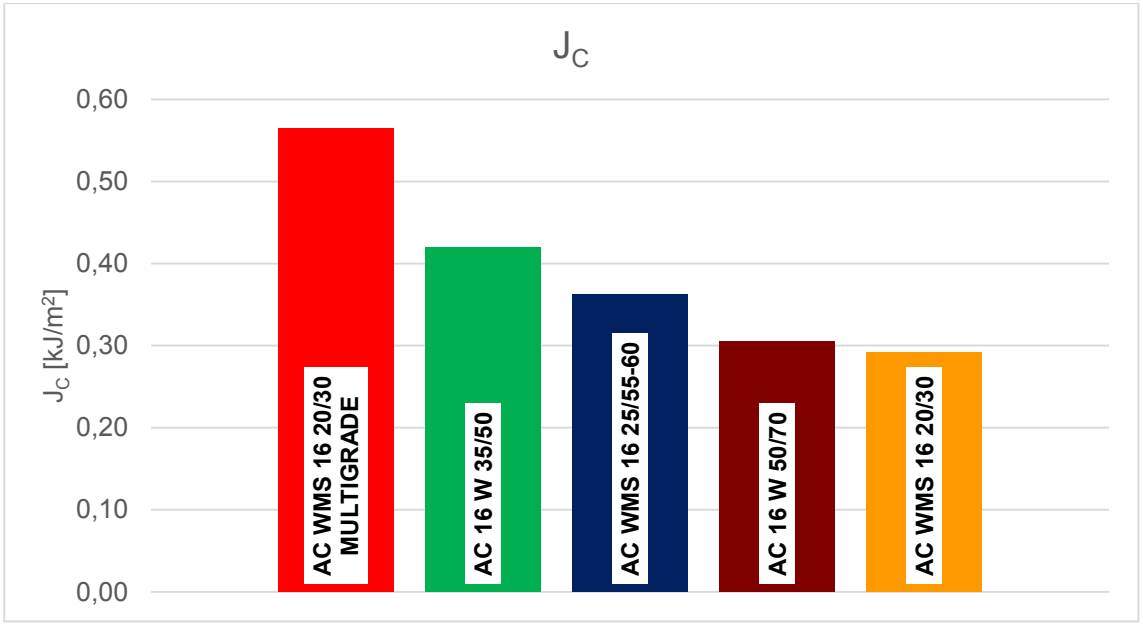


Rysunek 3.44. Wykres zależności energii odkształcenia *U* od głębokości nacięcia *a*

Wyznaczone na podstawie badań parametry mechaniki pękania betonów asfaltowych przedstawiono na rys. 3.45 i 3.46. Słupki rozrzutów wyników na wykresie parametru K_{IC} reprezentują odchylenie standardowe obliczone dla 9 wyników, dla każdego betonu asfaltowego.



Rysunek 3.45. Krytyczny współczynnik intensywności naprężeń K_{IC} (odporność na pękanie) badanych betonów asfaltowych (słupki rozrzutów pokazują odchylenia standardowe)



Rysunek 3.46. Krytyczna wartość całki J_C badanych betonów asfaltowych

W celu zweryfikowania istotności różnic w otrzymanych wynikach badań dla poszczególnych betonów asfaltowych przeprowadzono analizę statystyczną opartą na teście t-Studenta. Analizie poddano istotność różnic wartości średnich krytycznej wartości współczynnika intensywności naprężeń K_{IC}. Obliczenia wykonano dla założonego poziomu ufności P=80%. Wyniki analiz przedstawiono w tablicy 3.8.

Tab. 3.8. Czy różnice wartości średnich krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{IC} są istotne dla poziomu ufności P=80%?

Rodzaj betonu asfaltowego	AC 16 W 35/50	AC 16 W 50/70	AC WMS 16 20/30	AC WMS 16 20/30 wielorodzajowy	AC WMS 16 25/55-60
AC 16 W 35/50		NIE	TAK	TAK	NIE
AC 16 W 50/70	NIE		TAK	TAK	NIE
AC WMS 16 20/30	TAK	TAK		TAK	TAK
AC WMS 16 20/30 wielorodzajowy	TAK	TAK	TAK		NIE
AC WMS 16 25/55-60	NIE	NIE	TAK	NIE	

3.3.4.6. Wnioski z badań właściwości mechaniki pękania betonów asfaltowych

Przy ocenie wyników badań należy pamiętać o interpretacji znaczenia parametrów K_{IC} i J_C. Ogólnie biorąc, przy wzroście tych parametrów materiały mają większą odporność na propagację spękań. W przypadku parametru K_{IC} z inżynierskiego punktu widzenia nie otrzymano bardzo dużych istotnych różnic dla badanych betonów asfaltowych. Wszystkie wyniki badań w temperaturze -10°C zawierały się w przedziale od 26 do 31 $N*mm^{-3/2}$. Analiza statystyczna wykazała jednak, że różnice były istotne i możliwe jest uszeregowanie badanych betonów asfaltowych pod kątem odporności na pękanie. Najlepszy parametr K_{IC} charakteryzował AC WMS 16 z asfaltem wielorodzajowym, co widać na rys. 3.45 i w tablicy 3.7. Beton asfaltowy AC WMS 16 z asfaltem wielorodzajowym ma parametr K_{IC} porównywalny z AC WMS 16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60. Najgorszy parametr K_{IC} charakteryzował AC WMS 16 z asfaltem 20/30, co widać na rys. 3.45 i potwierdza analiza statystyczna w tablicy 3.8.

Dużo większe różnice wystąpiły w przypadku parametru J_C (rys. 3.46). W tym przypadku wyraźnie najwyższym (najlepszym) parametrem J_C charakteryzował się AC WMS z asfaltem wielorodzajowym, a najniższym (najgorszym) AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30 i AC 16 W z asfaltem zwykłym 50/70. Na rys. 3.46 nie pokazano słupków rozrzutów wyników, ponieważ z badanych 9 próbek jednorodnych dla każdego materiału obliczono tylko jedną wartość parametru J_C.

W badaniu parametru K_{IC} beton asfaltowy AC 16 W 50/70 miał istotnie lepsze właściwości niż AC WMS 20/30, porównywalne z AC 16 W 35/50. W przypadku

parametru J_C beton asfaltowy AC 16 W 50/70 był wyraźnie gorszy od AC 16 W 35/50.

Jak widać wyniki nie są w pełni jednoznaczne i zagadnienie oceny mieszanek mineralno-asfaltowych według parametrów mechaniki pękania wymaga dalszych badań. Można przypuszczać, że nie tylko typ mieszanki i rodzaj asfaltu, ale także parametry fizyczne mieszanki, jaj skład, powinowactwo asfaltu i kruszywa oraz zawartość wolnej przestrzeni ma duży wpływ na parametry mechaniki pękania, co wykazali [3.20], [3.26], [3.27], [3.28].

Z badań wynika jednak, zgodnie w przypadku obu parametrów mechaniki pękania K_{IC} i J_C, że najbardziej podatnym na propagację spękań jest beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym 20/30, oznaczony jako AC WMS 16 20/30.

Badania wykazały jednoznacznie, że najgorszymi parametrami mechaniki pękania K_{IC} i J_C charakteryzuje się beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym 20/30, AC WMS 16 20/30. Najlepsze parametry K_{IC} i J_C miał beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS 16 z asfaltem wielorodzajowym. Nieco gorsze parametry K_{IC} i J_C miał beton asfaltowy AC WMS 16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60.

3.3.5. Badania laboratoryjne naprężeń termicznych oraz temperatury pęknięcia wywołanych podczas oziębiania w betonie asfaltowym konwencjonalnym i o wysokim module sztywności według metody TSRST (test naprężeń termicznych w utwierdzonej próbce)

Autorzy podrozdziału 3.3.5: dr inż. Marek Pszczoła, mgr inż. Mariusz Jaczewski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki

Badania laboratoryjne naprężeń termicznych oraz temperatury pęknięcia wykonano według metody TSRST (ang. Thermal Stress Restrained Specimen Test – badanie naprężenia termicznego w utwierdzonej próbce) w oparciu o normę PN-EN 12697-46:2012 [3.17]. Badania wykonano dla potrzeb Politechniki Gdańskiej w Karlsruhe Institute of Technology (KIT) w Niemczech.

3.3.5.1. Metodyka badania TSRST

Badanie według metody TSRST polega na wywołaniu naprężeń rozciągających w badanej próbce o stałej, kontrolowanej długości, które powstają pod wpływem obniżania temperatury. Próbka montowana jest w ramie pomiarowej o wymuszonym stałym rozstawie podpór. Prędkość obniżania temperatury wynosi 10°C na godzinę. Przed badaniem próbka poddawana jest kondycjonowaniu w temperaturze początkowej wynoszącej +20°C przez okres min. 2,5 godziny. Po upływie czasu kondycjonowania rozpoczyna się właściwe badanie poprzez obniżanie temperatury z założoną prędkością 10°C/h. W czasie ochładzania próbka ulega skurczowi

termicznemu, który mierzony jest czujnikami przemieszczeń. Za każdym razem, gdy skrócenie próbki zwiększa się powyżej wartości 0,0025 mm, układ sterujący przesyła informację do siłownika, który kompensuje odkształcenie próbki utrzymując jej długość na stałym poziomie. Pojawiające się w próbce naprężenia termiczne rosną do momentu przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie, czyli do momentu pęknięcia próbki. Podczas badania rejestrowana jest temperatura, naprężenie termiczne oraz odkształcenie próbki kompensowane przez układ sterujący. Wynikiem badania jest maksymalne naprężenie indukowane termicznie zarejestrowane przy pęknięciu oraz temperatura pęknięcia próbki.

Widok próbek podczas badania według metody TSRST przedstawiono na rys. 3.47.



Rysunek 3.47. Widok próbek przygotowanych do badania według metody TSRST

Przedstawione na rys. 3.47 urządzenie pozwalało na przeprowadzenie badania oraz rejestrację wyników dla 2 próbek jednocześnie.

3.3.5.2. Badane mieszanki mineralno-asfaltowe

Badania laboratoryjne naprężeń termicznych oraz temperatury pęknięcia według metody TSRST wykonane zostały dla następujących mieszanek mineralno-asfaltowych:

- Beton asfaltowy AC16W z asfaltem 35/50,
- Beton asfaltowy AC16W z asfaltem 50/70,
- Beton asfaltowy o wysokim module sztywności ACWMS16 z asfaltem 20/30,
- Beton asfaltowy o wysokim module sztywności ACWMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60,
- Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem multigrade 20/30.

Szczegółowe informacje dotyczące zastosowanych materiałów do przygotowania mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w punkcie 3.2 niniejszego opracowania.

3.3.5.3. Przygotowanie próbek

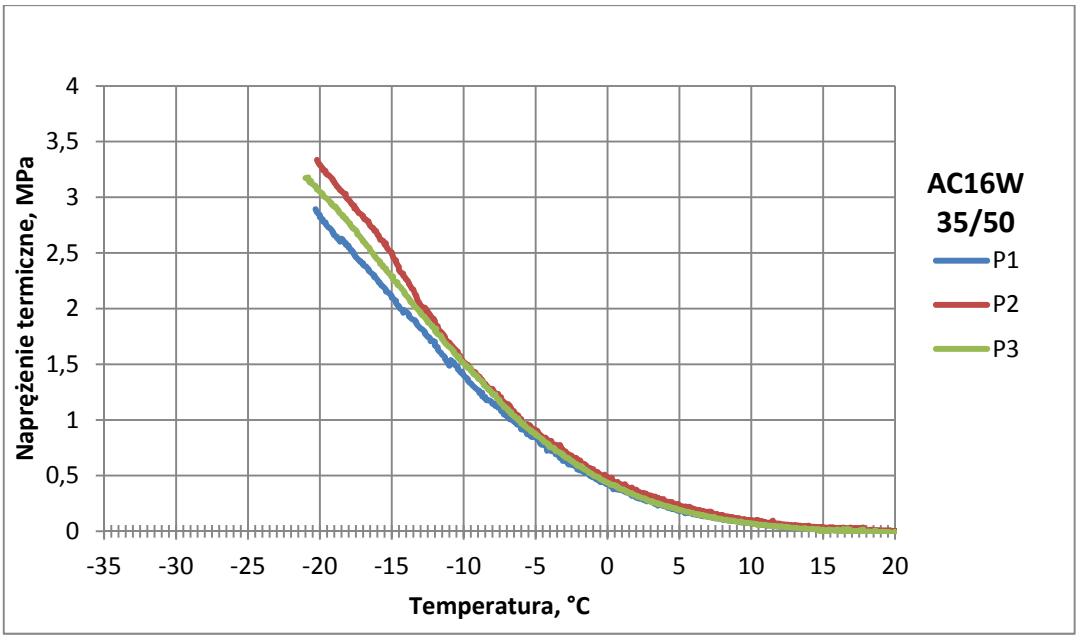
Zgodnie z normą PN-EN 12697-46 do badań laboratoryjnych według metody TSRST przygotowywano próbki belkowe o wymiarach 50×50×160 mm, które wycięto przy pomocy piły tarczowej z płyt mieszanek mineralno-asfaltowych o wymiarach 300×300×50 mm, zagęszczonych w półwalcowej zagęszczarce hydraulicznej. Warunki przygotowania i zagęszczania próbek przedstawiono w tablicy 3.9. Przed zagęszczaniem mieszanka mineralno-asfaltowa została poddana procesowi starzenia krótkoterminowego według procedury SHRP M-007 [3.18] oraz AASHTO R 30-02 [3.19].

Tablica 3.9. Warunki przygotowania i zagęszczania próbek do badań laboratoryjnych według metody TSRST

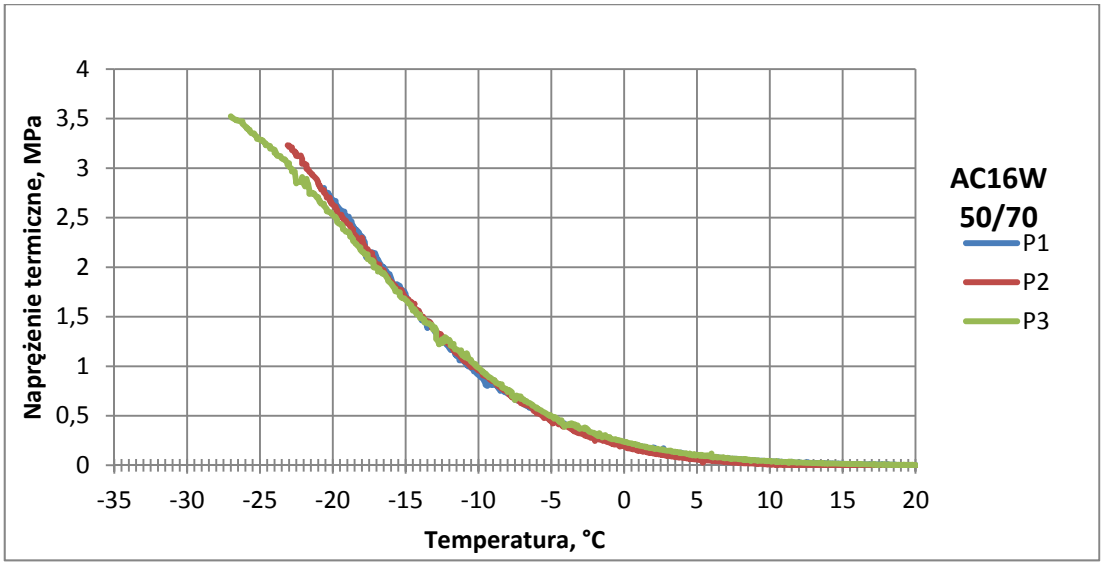
<table>
<tr><th>Lp.</th><th>Opis warunku przygotowania
i zagęszczania próbek</th><th colspan="2">Wymaganie</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Sposób przygotowania mieszanki mineralno-asfaltowej</td><td colspan="2">Mechaniczny wg PN-EN 12697-35+A1:2008</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Temperatura zagęszczania, °C</td><td colspan="2">140°C ± 5°C dla asfaltów 35/50 i 50/70
145°C ± 5°C dla asfaltów 25/55-60
160°C ± 5°C dla asfaltów 20/30 i 20/30 MG</td></tr>
<tr><td rowspan="2">3</td><td rowspan="2">Metoda zagęszczania</td><td rowspan="2">Wałowanie wg PN-EN 12697-33+A1:2008</td><td>Warunki zagęszczania wg PN-EN 13108-20:2008 +AC:2008</td></tr>
<tr><td>C.1.20, wałowanie, P_{98}-P_{100}</td></tr>
</table>

3.3.5.4. Wyniki i analiza badań laboratoryjnych według metody TSRST

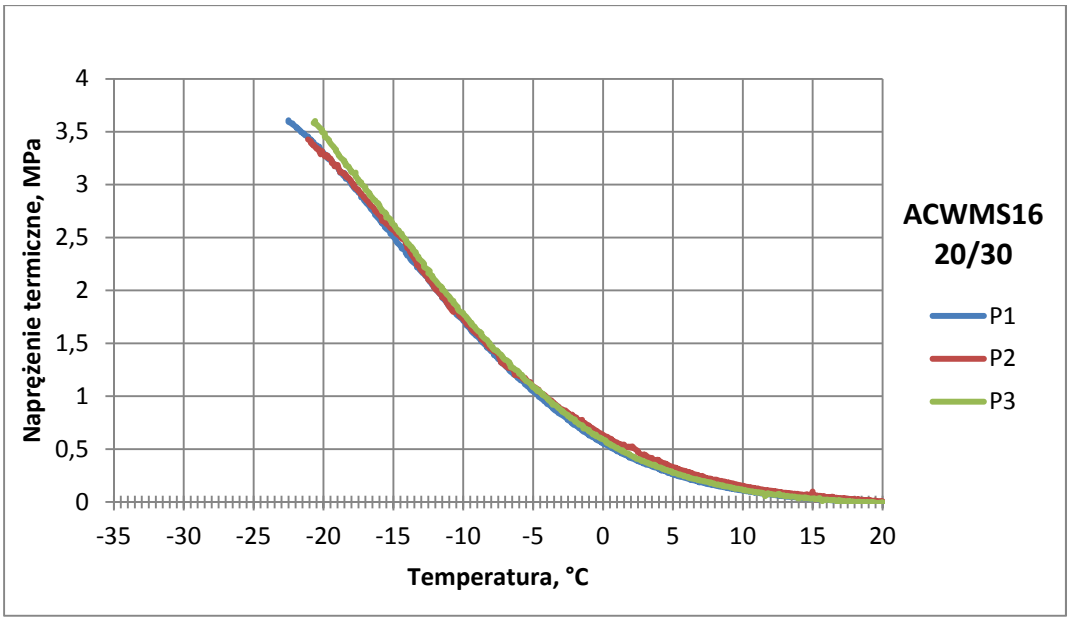
Wyniki badań laboratoryjnych naprężeń termicznych i temperatury pęknięcia według metody TSRST dla poszczególnych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono na rysunkach 3.48 – 3.52.



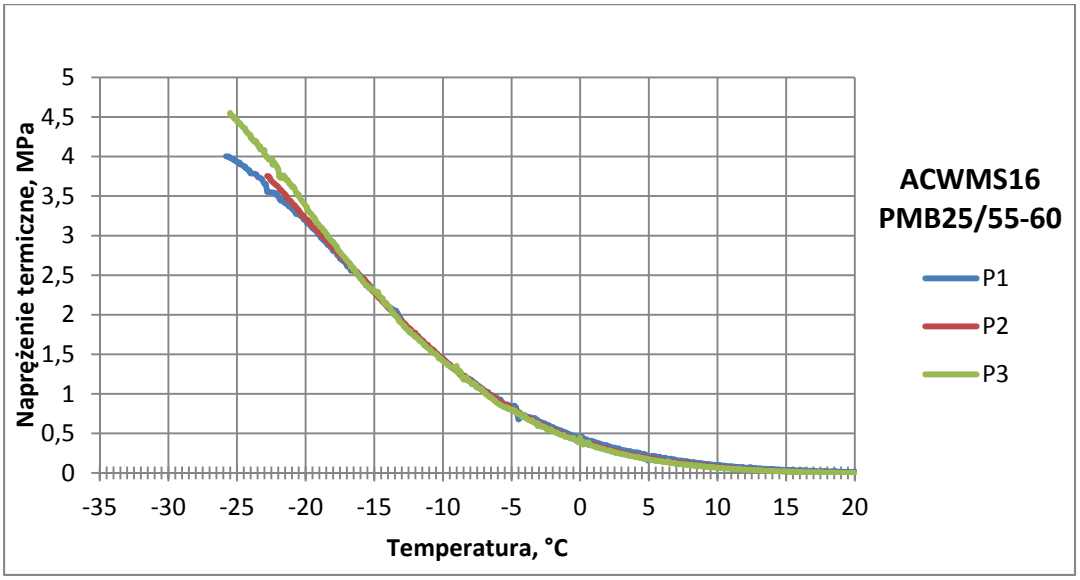
Rysunek 3.48. Wyniki badań naprężeń termicznych w teście TSRST dla betonu asfaltowego AC16W z asfaltem 35/50



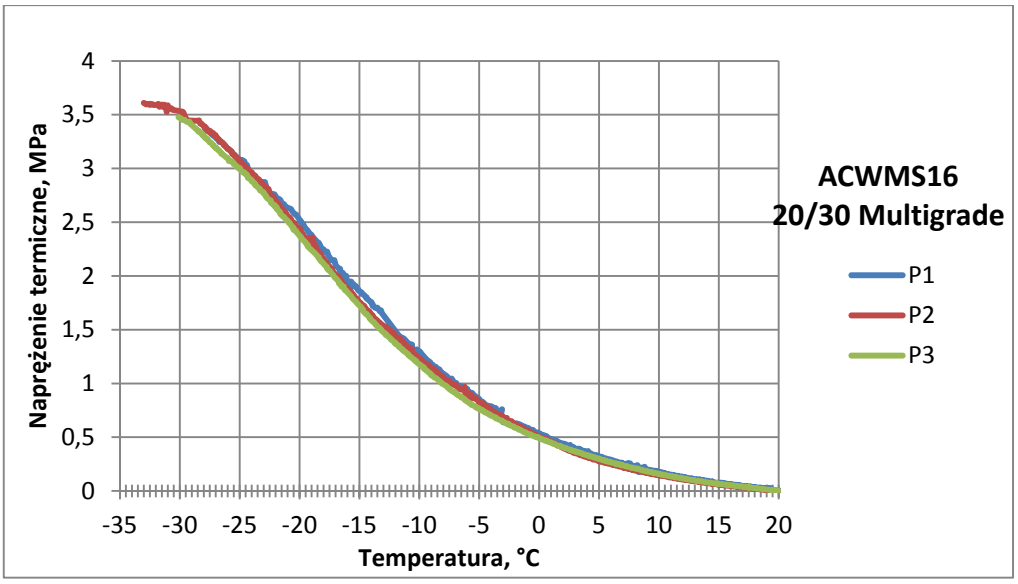
Rysunek 3.49. Wyniki badań naprężeń termicznych w teście TSRST dla betonu asfaltowego AC16W z asfaltem 50/70



Rysunek 3.50. Wyniki badań naprężeń termicznych w teście TSRST dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności ACWMS16 z asfaltem 20/30



Rysunek 3.51. Wyniki badań naprężeń termicznych w teście TSRST dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności ACWMS16 z asfaltem modyfikowanym PmB 25/55-60

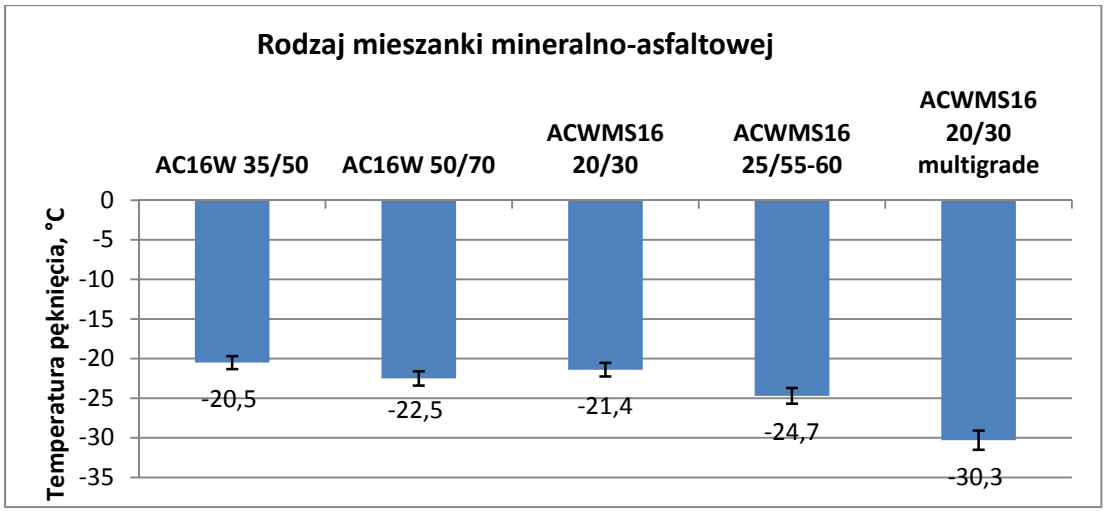


Rysunek 3.52. Wyniki badań naprężeń termicznych w teście TSRST dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności ACWMS16 z asfaltem multigrade 20/30

Uzyskane szczegółowe wartości temperatury pęknięcia mieszanek mineralno-asfaltowych według metody TSRST przedstawiono w tablicy 3.10. Średnie wartości temperatury pęknięcia przedstawiono na rys. 3.53.

Tablica 3.10. Uzyskane wartości temperatury pęknięcia analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych według metody TSRST

Badana mieszanka mineralno-asfaltowa	Oznaczenie próbki	Temperatura pęknięcia, (T_p) [°C]	Wartość średnia, [°C]	Odchylenie standardowe [°C]	Współczynnik zmienności, [%]
AC16W 35/50	986/1	-20,4	-20,5	0,42	2,03
	986/2	-20,2			
	986/3	-21,0			
AC16W 50/70	987/2	-23,1	-22,5	0,52	2,31
	987/4	-22,2			
	987/5	-22,2			
ACWMS16 20/30	1008/1	-22,5	-21,4	0,98	4,60
	1008/2	-21,1			
	1008/3	-20,6			
ACWMS16 25/55-60	1009/1	-25,8	-24,7	1,65	3,69
	1009/2	-22,8			
	1009/5	-25,5			
ACWMS16 20/30 Multigrade	1010/2	-27,9	-30,3	2,56	8,43
	1010/3	-33,0			
	1010/4	-30,1			



Rysunek 3.53. Średnie wartości temperatury pęknięcia dla analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych w badaniu TSRST

Z przedstawionych wyników badań temperatury pęknięcia według metody TSRST wynika, że najniższe wartości, a więc największą odporność na spękania niskotemperaturowe uzyskał beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30 multigrade. Najwyższe wartości temperatury pęknięcia, a więc gorszą odporność na spękania niskotemperaturowe uzyskały mieszanki: AC 16W z asfaltem 35/50 oraz AC WMS16 z asfaltem 20/30.

W celu prawidłowej oceny uzyskanych wartości temperatury pęknięcia w badaniu TSRST przeprowadzono dodatkowo ocenę statystyczną istotności różnic wartości średnich. Wykorzystano test t-Studenta dla prób niezależnych oceniając czy różnice wartości średnich są istotne statystycznie. Przyjęto poziom prawdopodobieństwa 80%, który wynika z przyjętych w badaniu TSRST dopuszczalnych odchyleń wartości temperatury pęknięcia. Statystyczną ocenę istotności różnic wartości średnich przedstawiono w tablicy 3.11.

Tablica 3.11. Statystyczna ocena istotności różnic wartości średnich z badania temperatury pęknięcia w metodzie TSRST

Badana mieszanka mineralno-asfaltowa	Czy różnice pomiędzy wartościami średnimi są istotne statystycznie z prawdopodobieństwem P=80%				
	AC16W 35/50 (T1)	AC16W 50/70 (T2)	ACWMS16 20/30 (T3)	ACWMS16 25/55-60 (T4)	ACWMS16 20/30 Multigrade (T5)
AC16W 35/50 (T1)		TAK (T1>T2)	NIE (Brak różnic)	TAK (T1>T4)	TAK (T1>T5)
AC16W 50/70 (T2)	TAK (T2<T1)		TAK (T2<T3)	TAK (T2>T4)	TAK (T2>T5)
ACWMS16 20/30 (T3)	NIE (Brak różnic)	TAK (T3>T2)		TAK (T3>T4)	TAK (T3>T5)
ACWMS16 25/55-60 (T4)	TAK (T4<T1)	TAK (T4<T2)	TAK (T4<T3)		TAK (T4>T5)
ACWMS16 20/30 Multigrade (T5)	TAK (T5<T1)	TAK (T5<T2)	TAK (T5<T3)	TAK (T5<T4)	

Wyjaśnienie: w tablicy T1, T2, T3, T4, T5 oznaczają temperaturę pęknięcia badanych mma

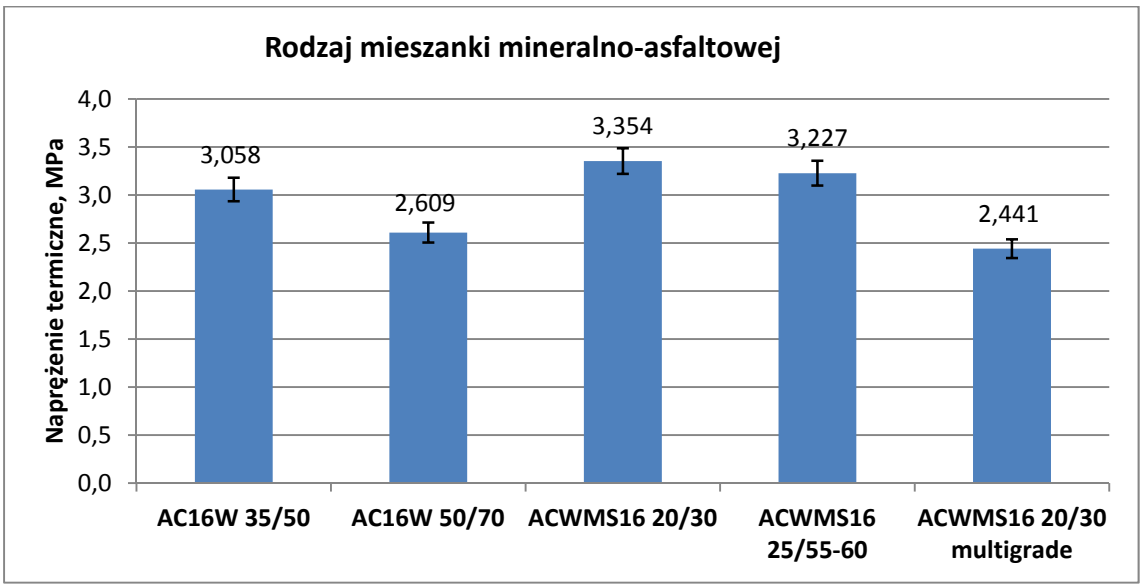
Statystyczna ocena istotności różnic wartości średnich z badania temperatury pęknięcia w metodzie TSRST wykazała, że w przypadku większości uzyskanych w badaniu wartości średnich różnice są istotne statystycznie z prawdopodobieństwem P=80%. Różnice pomiędzy wartościami średnimi temperatury pęknięcia dwóch mieszanek okazały się nieistotne statystycznie: pomiędzy betonem asfaltowym AC 16W z asfaltem 35/50 oraz betonem asfaltowym o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30.

W celu porównania naprężeń termicznych badanych mieszanek mineralno-asfaltowych w teście TSRST, w tablicy 3.12 przedstawiono wartości tych naprężeń uzyskane w temperaturze -20°C.

Tablica 3.12. Wartości naprężeń termicznych uzyskane w temperaturze -20°C według metody TSRST

Badana mieszanka mineralno-asfaltowa	Oznaczenie próbki	Wartość naprężenia termicznego w temperaturze -20°C (σ_{-20}), [MPa]	Wartość średnia, [MPa]	Odchylenie standardowe [MPa]	Współczynnik zmienności, [%]
AC16W 35/50	986/1	2,821	3,058	0,234	7,7
	986/2	3,289			
	986/3	3,063			
AC16W 50/70	987/2	2,675	2,609	0,068	2,6
	987/4	2,612			
	987/5	2,54			
ACWMS16 20/30	1008/1	3,302	3,354	0,099	3,0
	1008/2	3,291			
	1008/3	3,468			
ACWMS16 25/55-60	1009/1	3,197	3,227	0,184	5,7
	1009/2	3,06			
	1009/5	3,425			
ACWMS16 20/30 multigrade	1010/2	2,522	2,441	0,075	3,1
	1010/3	2,427			
	1010/4	2,375			

Porównanie średnich wartości temperatury pęknięcia i naprężeń przy pęknięciu dla analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono odpowiednio na rysunkach 3.53 i 3.54.



Rysunek 3.54. Średnie wartości naprężenia termicznego w temperaturze -20°C dla analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych z badania TSRST

Najszybszy wzrost naprężeń termicznych do temperatury -20°C, który objawia się większą podatnością na spękania niskotemperaturowe uzyskano dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30. Najniższą wartość uzyskano dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem multigrade 20/30.

Podobnie jak w przypadku statystycznej oceny średnich wartości temperatury pęknięcia, również dla średnich wartości naprężenia termicznego w temperaturze -20°C przeprowadzono ocenę istotności różnic wartości średnich. Statystyczną ocenę istotności różnic wartości średnich naprężenia termicznego przedstawiono w tablicy 3.13.

Tablica 3.13. Statystyczna ocena istotności różnic wartości średnich z badania naprężenia termicznego w temperaturze -20°C

Badana mieszanka mineralno-asfaltowa	Czy różnice pomiędzy wartościami średnimi są istotne statystycznie z prawdopodobieństwem P=80%				
	AC 16W 35/50 (σ1)	AC 16W 50/70 (σ2)	AC WMS16 20/30 (σ3)	AC WMS16 25/55-60 (σ4)	AC WMS16 20/30 Multigrade (σ5)
AC 16W 35/50 (σ1)		TAK (σ1>σ2)	TAK (σ1<σ3)	NIE (Brak różnic)	TAK (σ1>σ5)
AC 16W 50/70 (σ2)	TAK (σ2<σ1)		TAK (σ2<σ3)	TAK (σ2<σ4)	TAK (σ2>σ5)
AC WMS16 20/30 (σ3)	TAK (σ3>σ1)	TAK (σ3>σ2)		NIE (Brak różnic)	TAK (σ3>σ5)
AC WMS16 25/55-60 (σ4)	NIE (Brak różnic)	TAK (σ4>σ2)	NIE (Brak różnic)		TAK (σ4>σ5)
AC WMS16 20/30 Multigrade (σ5)	TAK (σ5<σ1)	TAK (σ5<σ2)	TAK (σ5<σ3)	TAK (σ5<σ4)	

Wyjaśnienie: w tablicy σ1, σ2, σ3, σ4, σ5 oznaczają naprężenie termiczne badanych mma

Statystyczna ocena istotności różnic wartości średnich z badania naprężenia termicznego w temperaturze -20°C wykazała, że różnice pomiędzy wartościami średnimi następujących mieszanek okazały się nieistotne statystycznie: pomiędzy betonem asfaltowym AC 16W z asfaltem 35/50 a betonem asfaltowym o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 25/55-60 oraz pomiędzy betonem asfaltowym o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30 a betonem asfaltowym o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 25/55-60. W

przypadku pozostałych wartości średnich uzyskanych w badaniu naprężeń termicznych w temperaturze -20°C różnice są istotne statystycznie z prawdopodobieństwem P=80%.

3.3.5.5. Wnioski z badań laboratoryjnych TSRST

Podsumowując, na podstawie przedstawionych wyników badań temperatury pęknięcia oraz naprężeń termicznych w teście TSRST można sformułować następujące wnioski:

1. Statystyczna ocena istotności różnic wartości średnich z badania temperatury pęknięcia w metodzie TSRST wykazała, że w przypadku większości uzyskanych w badaniu wartości średnich różnice są istotne statystycznie z prawdopodobieństwem P=80%. Różnice pomiędzy wartościami średnimi temperatury pęknięcia dwóch mieszanek okazały się nieistotne statystycznie: pomiędzy betonem asfaltowym AC 16W z asfaltem 35/50 oraz betonem asfaltowym o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30.
2. Najmniejszą odpornością na pękanie przy obniżaniu temperatury z prędkością 10°C/h wykazały się mieszanki: AC 16W z asfaltem 35/50 oraz AC WMS16 z asfaltem 20/30. Uzyskane średnie wartości temperatury pęknięcia wyniosły odpowiednio -20,5°C i -21,4°C.
3. Największą odpornością na pękanie wykazał się beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem multigrade 20/30. Uzyskał on średnią wartość temperatury pęknięcia -30,3°C. Jednocześnie ta sama mieszanka uzyskała najniższe wartości naprężeń termicznych w temperaturze porównawczej -20°C.
4. Biorąc pod uwagę przedstawione średnie wartości wyników badań z testu TSRST: temperatury pęknięcia (T_p) oraz naprężenia termicznego w -20°C (σ_{-20}) można uszeregować analizowane mieszanki mineralno-asfaltowe od najmniej do najbardziej odpornych na spękania niskotemperaturowe:
   1. AC WMS16 z asfaltem 20/30 - T_p=-21,4°C; σ_{-20}=3,354 MPa,
      AC 16W z asfaltem 35/50 - T_p=-20,5°C; σ_{-20}=3,058 MPa,
   2. AC 16W z asfaltem 50/70 - T_p=-22,5°C; σ_{-20}=2,609 MPa,
   3. AC WMS16 z asfaltem 25/55-60 - T_p=-24,7°C; σ_{-20}=3,227 MPa,
      AC WMS16 z asfaltem multigrade 20/30 - T_p=-30,3°C; σ_{-20}=2,441 MPa,

3.4. Badania właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w wyższych temperaturach

3.4.1. Badanie odporności na koleinowanie betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności

Autor podrozdziału 3.4.1: mgr inż. Łukasz Mejłun

3.4.1.1. Metodyka badań i analizy wyników

Badanie wykonano zgodnie z normą PN-EN 12697-22: 2010 [3.39] w koleinomierzu małym, w powietrzu, w temperaturze 60^0C (metoda B) na próbkach o grubości 60 mm. Dla każdego materiału badaniu poddano po 2 próbki zagęszczone poprzez wałowanie. Badanie przeprowadzono dwukrotnie – w 2012 oraz 2014 roku. Wyniki otrzymane w roku 2012 budziły wątpliwości, dlatego zdecydowano się powtórzyć badanie odporności na koleinowanie, rozszerzając jednocześnie zakres badanych mieszanek.

Analizę wyników przeprowadzono w oparciu o porównanie:

- proporcjonalnej głębokości koleiny PRD_{AIR} (stosunek głębokości koleiny do grubości próbki wyrażony w %),
- prędkość przyrostu koleiny WTS_{AIR} (nachylenie wykresu przyrostu koleiny pomiędzy 5 000-cyklem, a 10 000-cyklem) .

Tablica 3.14 podaje wymagania dotyczące odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na koleinowanie zgodnie z wytycznymi WT-2:2010 [3.41], wg których projektowane były i wykonane badane betony asfaltowe oraz wg WT-2:2014 [3.40], które zostały wprowadzone w trakcie tworzenia raportu.

Tablica 3.14. Wymagania dotyczące odporności na koleinowanie betonów asfaltowych, wg WT-2:2010 [3.41] oraz wg WT-2:2014 [3.40]

Typ mieszanki	Kategoria ruchu	Wymagania wg			
		WT-2:2010		WT-2:2014	
		PRD_{AIR} [%]	WTS_{AIR} [mm/10^3 cykli]	PRD_{AIR} [%]	WTS_{AIR} [mm/10^3 cykli]
AC WMS 16	KR3-KR6(7)*	deklar.	0,15	5,0	0,10
AC 22P 35/50	KR5-KR6(7)*	deklar.	0,60	7,0	0,15
AC 16W 35/50		deklar.	0,15	5,0	0,10
AC 16W 50/70	KR3-KR4	deklar.	0,30	7,0	0,15

* wg wymagań WT-2:2010 do KR6, wg wymagań WT-2:2014 do KR7

3.4.1.2. Badane materiały

Badaniu odporności na koleinowanie poddano następujące betony asfaltowe:

- AC WMS16 20/30,
- AC WMS16 PmB 25/55-60,
- AC WMS16 20/30 multigrade,
- AC 22P 35/50,
- AC 16W 35/50,
- AC 16W 50/70.

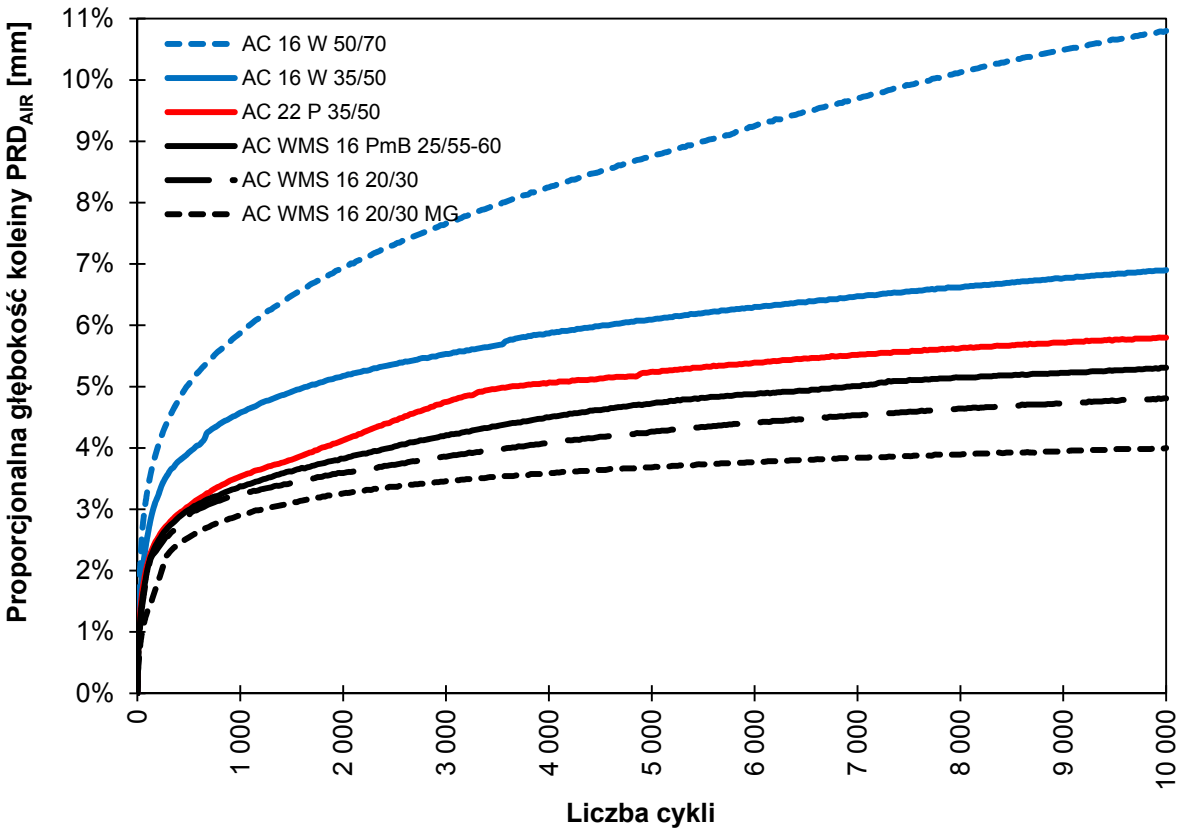
Zaznaczyć należy, że wszystkie mieszanki projektowano w oparciu o normę PN-EN 13108-1 oraz o wymagania zawarte w WT-2: 2010 [3.41].

Podkreślenia również wymaga fakt, że beton asfaltowy do warstwy wiążącej z asfaltem drogowym zwykłym 50/70 może być wykorzystywany przy kategorii ruchu tylko do KR4, nie zaś do KR6(7) jak w przypadku pozostałych mieszanek mineralno-asfaltowych. Wyniki dla AC 16W 50/70 zamieszczono jedynie w celach porównawczych.

3.4.1.3. Wyniki badania odporności na koleinowanie

Tablica 3.15. Wyniki badania odporności na koleinowanie

Mieszanka	Oznaczenie próbki	Proporcjonalna głębokość koleiny PRD_{AIR} [%]	Prędkość przyrostu koleiny WTS_{AIR} [mm/10^3 cykli]
AC WMS16 20/30	723/1-2014	4,7%	0,09
	723/2-2014	4,9%	0,04
	średnia	4,8%	0,07
AC WMS16 PmB 25/55-60	726/1-2014	4,7%	0,06
	726/2-2014	5,9%	0,08
	średnia	5,3%	0,07
AC WMS16 20/30 multigrade	724/1-2014	3,8%	0,04
	724/2-2014	4,2%	0,04
	średnia	4,0%	0,04
AC 22P 35/50	110/1-2014	6,1%	0,07
	110/2-2014	5,5%	0,07
	średnia	5,8%	0,07
AC 16W 35/50	725/1-2014	7,2%	0,10
	725/2-2014	6,6%	0,09
	średnia	6,9%	0,10
AC 16W 50/70	722/1-2014	10,6%	0,28
	722/2-2014	11,0%	0,21
	średnia	10,8%	0,25



Rysunek 3.55. Zmiana głębokości koleiny po kolejnych cyklach przejścia koła (średnia z dwóch próbek)

3.4.1.4. Wnioski z badania odporności na koleinowanie

Tablica 3.16. Spełnienie wymagań dotyczących odporności na koleinowanie betonów asfaltowych, wg WT-2:2010 [3.41] oraz wg WT-2:2014 [3.40]

Typ mieszanki	Kategoria ruchu	Spełnienie wymagań wg			
		WT-2:2010		WT-2:2014	
		PRD$_{AIR}$ [%]	WTS$_{AIR}$ [mm/10^3 cykli]	PRD$_{AIR}$ [%]	WTS$_{AIR}$ [mm/10^3 cykli]
AC WMS16 20/30	KR3-KR6(7)*	deklar.	TAK	TAK	TAK
AC WMS16 PmB 25/55-60			TAK	**NIE**	TAK
AC WMS16 20/30 MG			TAK	TAK	TAK
AC 22P 35/50	KR3-KR4 KR5-KR6(7)*		TAK	TAK	TAK
AC 16W 35/50			TAK	**NIE**	TAK
AC 16W 50/70	KR3-KR4		TAK	**NIE**	**NIE**

* wg wymagań WT-2:2010 do KR6, wg wymagań WT-2:2014 do KR7

1) Wg WT-2:2010 [3.41] wszystkie mieszanki poddane badaniu spełniają stawiane im wymagania prędkości przyrostu koleiny WTS_{AIR}. Wartości PRD_{AIR} są deklarowane.
2) Wg WT-2:2014 [3.40] wymagania co do prędkości przyrostu koleiny WTS_{AIR} spełniają wszystkie mieszanki oprócz AC 16W 50/70. Wymagania dotyczące proporcjonalnej głębokości koleiny natomiast PRD_{AIR} nie zostały spełnione dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym oraz dla konwencjonalnych betonów asfaltowych do warstwy wiążącej z asfaltem zwykłym 35/50 i 50/70. Należy jednak wyraźnie podkreślić, że AC WMS16 projektowano w oparciu o normę PN-EN 13108-1 oraz o wymagania zawarte w WT-2: 2010 [3.41], które wówczas obowiązywały. W tym kontekście wszystkie badane AC WMS spełniają stawiane im wymagania. Wymagania WT-2:2014 [3.40] zostały wprowadzone w późniejszym czasie.
3) Mimo, iż różnice pomiędzy wynikami dla wszystkich badanych AC WMS są małe, najlepszymi parametrami charakteryzuje się AC WMS z asfaltem wielorodzajowym. Nieco gorszymi zaś te z asfaltem drogowym zwykłym i modyfikowanym.
4) Konwencjonalny beton asfaltowy do warstwy podbudowy charakteryzuje się niewielkimi, choć przemawiającymi na jego niekorzyść, różnicami w porównaniu z AC WMS, w szczególności z asfaltem drogowym zwykłym i modyfikowanym. Bardziej wyraźna różnica pojawia się natomiast między AC WMS, a betonem asfaltowym do warstwy wiążącej z asfaltem drogowym zwykłym 35/50, dla którego otrzymano najgorsze wyniki spośród mieszanek dopuszczonych do ruchu najcięższego.
5) Na podstawie wyników badania odporności na deformacje trwałe można uszeregować badane mieszanki mineralno-asfaltowe od największej odporności do najmniejszej odporności:
    - AC WMS16 20/30 multigrade,
    - AC WMS16 20/30,
    - AC WMS16 PmB 25/55-60,
    - AC 22P 35/50,
    - AC 16W 35/50,
    - AC 16W 50/70.
6) Beton asfaltowy o wysokim module sztywności, pod kątem odporności na koleinowanie, może być wskazany do zastosowania zamiast konwencjonalnego AC w szczególności do warstwy wiążącej.

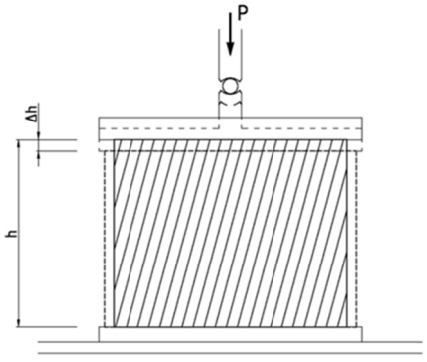
3.4.2. Badanie pełzania statycznego

Autorzy podrozdziału 3.4.2: mgr inż. Mariusz Jaczewski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki, mgr inż. Łukasz Mejłun

3.4.2.1. Metodyka badania

Opisane w tym rozdziale badanie jest nienormowe. Prace nad tym badaniem trwały w Katedrze Inżynierii Drogowej w ramach pracy dyplomowej mgr inż. Macieja Stachowicza. Rozpoczęto te prace, w celu oceny odporności na deformacje, zanim Katedra zakupiła aparat do badań dynamicznych modułów sztywności w warunkach ściskania prostego, przy obciążeniach sinusoidalnych. Po zakupieniu tego aparatu, który daje dokładne wyniki i ma prostą procedurę, wyniki badań opisanych w tym rozdziale nie były używane w analizach obliczeniowych.

Badania pełzania statycznego wykonano wykorzystując urządzenie NAT (Nottingham Asphalt Tester). Polegało ono na obciążaniu walcowej próbki stałym obciążeniem przy zachowaniu stałej temperatury. Odkształcenia pionowe były rejestrowane przez dwa czujniki przemieszczenia LVDT mierzące zmiany wysokości próbki podczas okresu obciążenia i odciążenia. Schemat badania przedstawiono na rysunku 3.56.





(a) (b)

Rysunek 3.56 (a) Schemat badania pełzania statycznego (b) Próbka umieszczona w urządzeniu NAT

Przyjęte warunki badania:

- obciążenie statyczne 100 kPa,
- czas obciążenia 3600 sekund,
- czas odciążenia 3600 sekund,
- temperatury badania +25°C; +40°C, +50°C,
- średnica próbki 100 mm,

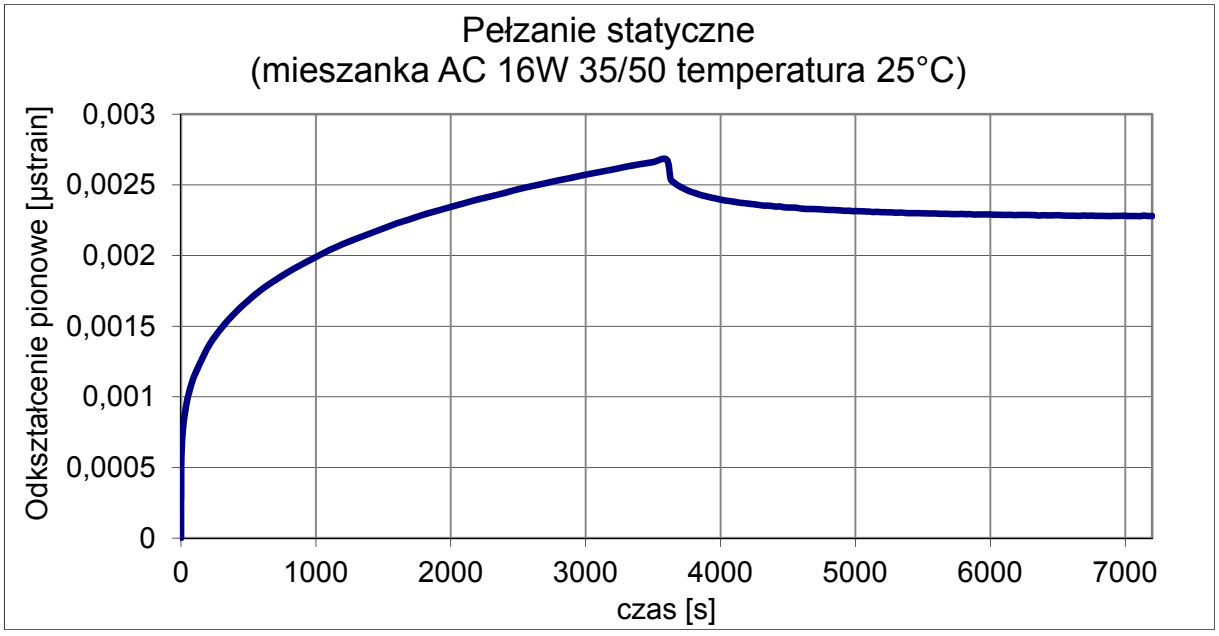
- wysokość próbek 60mm, 80 mm, 100 mm, 120 mm,
- ilość próbek w jednej serii od 3 do 5,
- badanie pełzania wykonywano bez skrępowania bocznego próbek,
- próbki zagęszczono w prasie żyratorowej.

Badanie polega na obciążaniu walcowej próbki wzdłuż jej osi. Próbka jest obciążana przez okres 3600 sekund obciążeniem stałym 100 kPa, a następnie odciążana przez okres 3600 sekund. Obciążenie jest przekazywane poprzez stalową płytę.

Podczas badania rejestrowane są przemieszczenia pionowe przy pomocy dwóch czujników zlokalizowanych na powierzchni górnej stalowej płyty. Przemieszczenia są automatycznie przeliczane przez program urządzenia NAT na odkształcenia pionowe próbki. Rejestracja danych następuje w pliku tekstowym w następujący sposób:

- przez pierwsze 10 sekund obciążania rejestracja danych następuje co 2 sekundy,
- przez następne 90 sekund obciążania rejestracja danych następuje co 10 sekund,
- przez resztę czasu obciążania rejestracja danych następuje co 100 sekund,
- podczas odciążania rejestracja danych następuje co 30 sekund, przy czym pierwszy odczyt następuje po 30 sekundach od chwili zaprzestania obciążania próbki (w 3630 sekundzie badania).

Sposób rejestracji danych oraz samego badania wpływa znacząco na dalszą analizę wyników, a przez to na wyznaczone z badań parametry reologiczne modelu Burgersa. Szczególnie dotyczy to parametru E_1 (moduł sztywności nastychmiastowej). Typowy wynik badania przedstawiono na rysunku 3.57.



Rysunek 3.57 Typowy wynik badania pełzania statycznego

Przyjęcie wymiarów próbki do badań

Zastosowano próbki o wymiarach h=100 mm oraz ϕ=100 mm zagęszczanych w prasie żyratorowej. Powierzchnie górna i dolna były docięte płytą tarczową. Zdecydowano się sprawdzić dodatkowo wpływ wysokości próbek na wyniki badań.

3.4.2.2. Badane materiały

Badaniu pełzania statycznego w wysokich temperaturach poddano 3 betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltami: zwykłym 20/30, modyfikowanym 25/55-60 oraz 20/30 multigrade, a także dwa betony asfaltowe konwencjonalne: do warstwy wiążącej AC 16W z asfaltem zwykłym 35/50 oraz do warstwy podbudowy AC 22P z asfaltem zwykłym 35/50. Badane betony asfaltowe nie były poddawane procedurze starzenia krótkoterminowego.

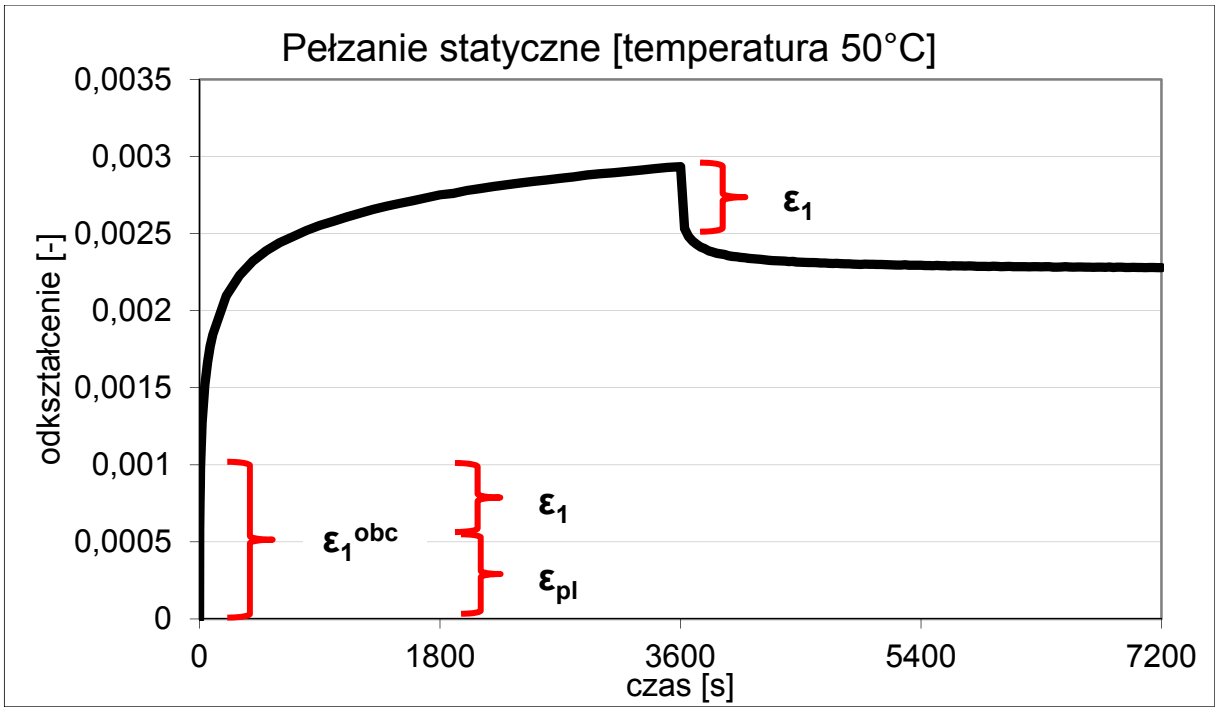
3.4.2.3. Wyniki badań ściskania próbek betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem w wyższych temperaturach

Właściwościami wyznaczanymi w badaniu ściskania były parametry reologiczne modelu Burgersa. Założenia i wzory dla modelu Burgersa zostały przedstawione w punkcie 3.3.2.3 i zostaną w tym rozdziale pominięte.

Podstawowa metodyka wyznaczania parametrów reologicznych modelu Burgersa jest podobna do wyznaczania parametrów z badań zginania belek przy stałym obciążeniu wykonywanym w niskich temperaturach. Różnica polega na sposobie wyznaczenia parametru modułu sprężystości natychmiastowej E_1. Różnica ta wynika z wystąpienia zachowania plastycznego w próbach badanych w wysokich temperaturach oraz ograniczeń sprzętowych urządzenia NAT.

Zjawiska plastyczne pojawiają się w badaniach przeprowadzonych w temperaturach 40°C oraz 50°C. Na wykresie krzywej pełzaniach charakteryzują się dużym przyrostem odkształceń trwałych w fazie obciążenia. Z tego względu element odkształcenia sprężystego z części wykresu opisującej obciążenie nie jest równy odkształceniu sprężystemu z części wykresu opisującej odciążenie. Sytuację taką przedstawiono na rysunku 3.58.

Zdecydowano się na wyznaczeniu parametru E_1 z krzywej pełzania z części wykresu dla etapu odciążenia. Odcinek wykresu opisany przez ε_1^{obc} dla etapu obciążenia podzielono na dwie części: część sprężystą równą ε_1^{odc} oraz część plastyczną ε_{pl}.



Rysunek 3.58 Zachowanie się betonu asfaltowego w wysokich temperaturach w badaniu pełzania statycznego.

Wyniki parametrów modelu Burgersa dla poszczególnych mieszanek przedstawiono w tablicy 3.17. W tablicy przedstawiono wyłącznie wyniki średnie. Szczegółowe wyniki poszczególnych serii przedstawiono w załącznikach A.6 i A.7.

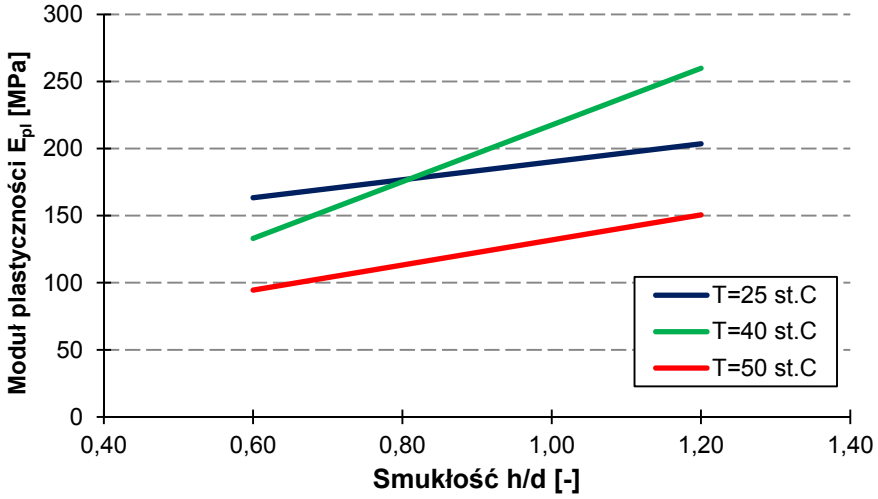
Tablica 3.17. Parametry zmodyfikowanego modelu reologicznego Burgersa wyznaczone na podstawie badania pełzania statycznego

Temp. [°C]	Parametr	Mieszanka mineralno-asfaltowa				
		AC WMS 20/30	AC WMS 25/55-60	AC WMS 20/30 MG	AC 16W 35/50	AC 22P 35/50
25	E_1 [MPa]	1 389	997	835	279	761
	E_2 [MPa]	65	78	42	48	74
	E_{pl} [MPa]	335	181	87	290	368
	η_1 [MPa]	557 229	1 042 200	719 659	1 424 803	974 841
	η_2 [MPa]	26 647	27 303	12 577	11 623	25 269
40	E_1 [MPa]	442	364	261	214	244
	E_2 [MPa]	53	36	33	50	33
	E_{pl} [MPa]	499	201	157	106	228
	η_1 [MPa]	1 370 370	616 451	744 389	2 341 193	753 013
	η_2 [MPa]	17 221	11 089	8 881	10 287	8 897
50	E_1 [MPa]	241	214	142	182	182
	E_2 [MPa]	46	27	40	63	52
	E_{pl} [MPa]	432	171	115	103	108
	η_1 [MPa]	1 157 407	548 605	961 200	2 090 659	1 667 118
	η_2 [MPa]	10 859	7 178	9 443	12 519	10 222

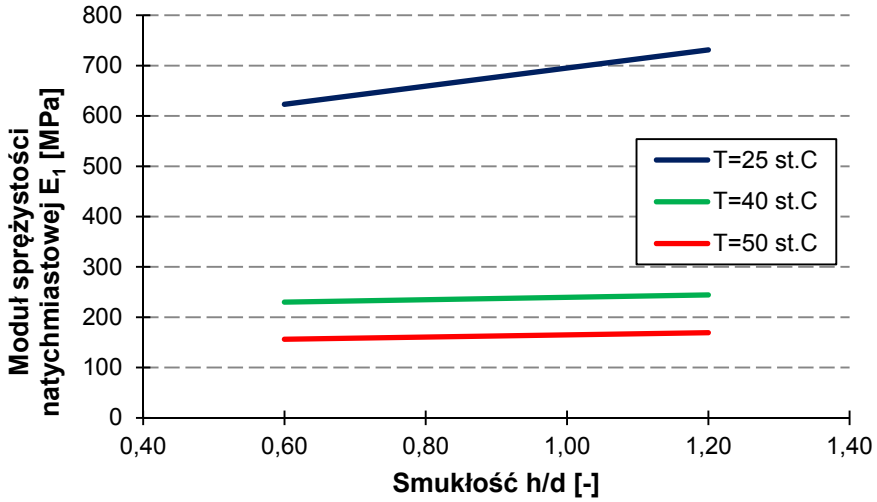
3.4.2.4. Wpływ smukłości próbki na wyniki badania

Sprawdzenie wpływu smukłości próbki na wyniki badania pełzania statycznego polegało na wykonaniu dodatkowej serii próbek walcowych o smukłości 0,6, 0,8 oraz 1,2 dla mieszanki betonu asfaltowego o wysokim module sztywności z zastosowaniem asfaltu zwykłego 20/30, przy czym zmianie ulegała wysokość próbki, natomiast średnica pozostawała stała. Zależności przedstawiono na rysunkach:

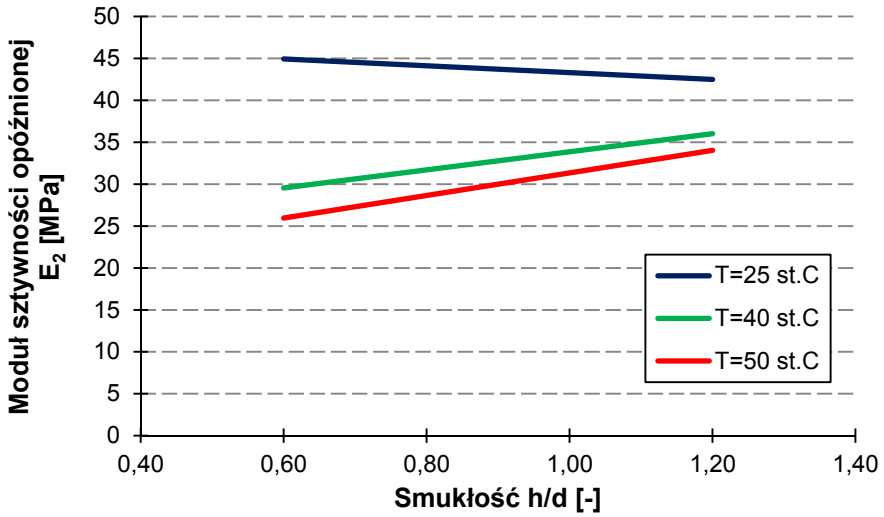
- Rysunek 3.59 – Wpływ smukłości na moduł plastyczności E_{pl},
- Rysunek 3.60 – Wpływ smukłości na parametr E_1,
- Rysunek 3.61 – Wpływ smukłości na parametr E_2,
- Rysunek 3.62 – Wpływ smukłości na parametr η_1,
- Rysunek 3.63 – Wpływ smukłości na parametr η_2.



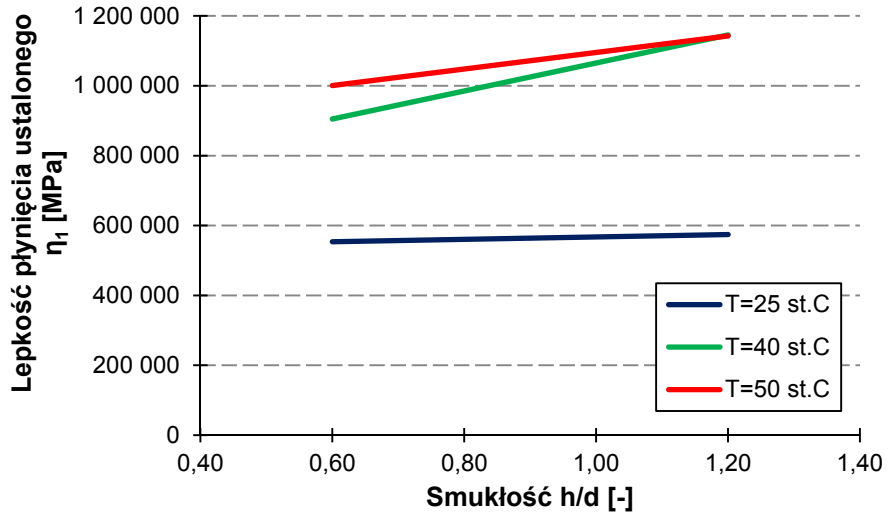
Rysunek 3.59 – Wpływ smukłości na moduł plastyczności E_{pl}



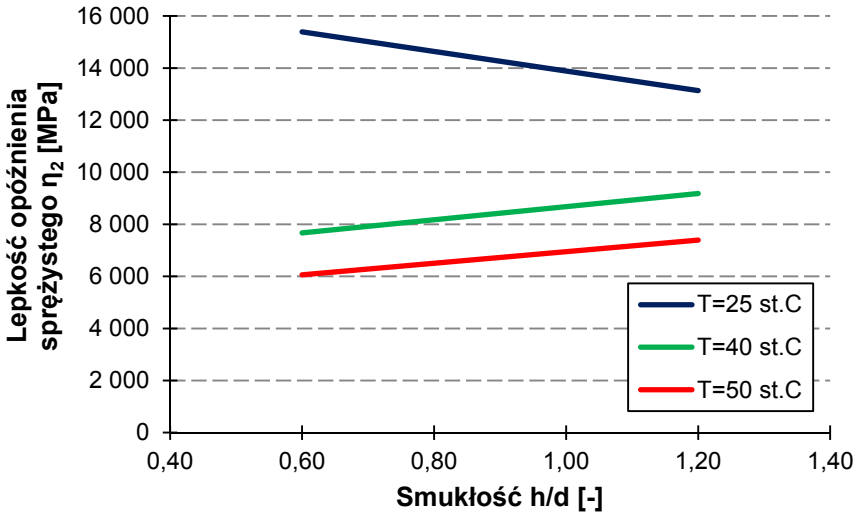
Rysunek 3.60 – Wpływ smukłości na parametr E_1



Rysunek 3.61 – Wpływ smukłości na parametr E_2



Rysunek 3.62 – Wpływ smukłości na parametr η_1



Rysunek 3.63 – Wpływ smukłości na parametr η_2

Jak można zauważyć na przedstawionych rysunkach wpływ smukłości na wyniki badań pełzania występuje wyraźnie, ale nie jest nadmiernie duży. Większość wyników mieści się w przedziale ±20% od wyników dla smukłości 1,0. Przy przybliżeniu metody obliczeniowej wykorzystanej do wyznaczenia parametrów Burgersa uznano, że wpływ jest pomijalny. Różnice przy wyznaczeniu parametrów E_1 i E_2 przedstawionych na wykresach oraz obliczeniach podanych w tablicy 3.16 wynikają z przyjęcia innej metodyki obliczeń. Nie wpływają one na zmianę charakteru zależności.

3.4.2.5. Wnioski z badań ściskania próbek betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem w wyższych temperaturach

Dane przedstawione w tablicy 3.17 mogą sugerować w przypadku niektórych parametrów reologicznych – szczególnie parametru η_1, że wyniki badań są niezgodne z teorią. Jeśli jednak uwzględni się w analizie wartość parametru E_{pl}, wyniki zaczynają pokazywać pewne tendencje.
W przypadku większości badanych mieszanek, wysokie wartości parametru lepkości, które rosną wraz z temperaturą badania połączone są z małymi wartościami parametru E_{pl}. Zależność jest tym bardziej widoczna im wyższa jest temperatura badania w stosunku do temperatury mięknienia asfaltu używanego w badanej mieszance.

W wysokich temperaturach próbki ulegają już tak dużemu odkształceniu plastycznemu (mała wartość parametru E_{pl}), że w dalszej fazie całe obciążenie jest przenoszone przez zaprojektowany szkielet mineralny (odkształcenie wraz z czasem obciążenia nie przyrasta już w sposób znaczący – parametr η_1 uzyskuje duże wartości).

Można stwierdzić, że przy ściskaniu pod stałym obciążeniem w wysokich temperaturach następuje pewien kres graniczny przemieszczeń pionowych i po skontaktowaniu się ziaren ze sobą dalsze przemieszczenia następują bardzo wolno i zanikają całkowicie. Z tego powodu parametr η_1 z modelu Burgersa uzyskuje bardzo duże wartości, które w niektórych przypadkach rosną wraz ze wzrostem temperatury.

Najlepsze wyniki uzyskała mieszanka AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30. W każdej z badanych temperatur uzyskała najwyższe wartości parametrów E_1 oraz E_{pl} (z wyłączeniem temperatury 40°C, w której uzyskane wartości były nieznacznie niższe niż dla mieszanki AC 22P z asfaltem 35/50). Drugi wynik uzyskała mieszanka AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60. Najgorsze wyniki uzyskano dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 multigrade. Jest to zaskakujące jeśli weźmie się pod uwagę wyniki badań modułów dynamicznych w urządzeniu SPT, w których mieszanka ta uzyskała najlepsze wyniki w temperaturze 45°C.

Zagadnienie badań bardzo dużych deformacji plastycznych i lepkich pod stałym obciążeniem wymaga dalszych prac badawczych.

3.4.3. Badanie właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności w wyższych temperaturach w warunkach obciążeń powtarzalnych

Autorzy podrozdziału 3.4.3: mgr inż. Łukasz Mejłun, prof. dr hab. inż. Józef Judycki, mgr inż. Mariusz Jaczewski

3.4.3.1. Metodyka badań i analizy wyników

Przeprowadzone badania w warunkach powtarzalnych obciążeń miały na celu określenie dla badanych mieszanek zespolonego modułu sztywności E* i kąta przesunięcia fazowego φ w kilku różnych temperaturach *T*, przy różnych częstotliwościach obciążenia *f*.

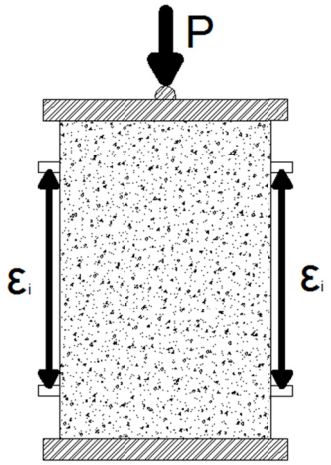
Uzyskane w ten sposób moduły zespolone posłużyły do wyznaczenia dla analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych krzywych wiodących, dzięki którym możliwe jest określenie wartości modułów dla dowolnej temperatury i częstotliwości obciążenia.

Obie wielkości E* oraz φ stanowiły podstawę do wyznaczenia parametrów reologicznych lepkosprężystego modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych. Parametry te wykorzystano w lepkosprężystych analizach obliczeniowych konstrukcji nawierzchni.

3.4.3.2. Badania w warunkach obciążeń powtarzalnych

Badanie wykonano w oparciu o wytyczne amerykańskie NCHRP 9-29: PP 02 „Developing Dynamic Modulus Master Curves for Hot-Mix Asphalt Concrete Using the Simple Performance Test System" [3.50].

Badanie polega na przekazaniu osiowych obciążeń impulsowych na próbkę walcową przy pomocy dwóch stalowych płytek w określonym zakresie temperatur oraz częstotliwości obciążenia. Schemat badania oraz urządzenia pokazane zostały na rysunkach 3.64 i 3.65.



Rysunek 3.64. Schemat zamocowania próbki, przyłożenia obciążenia i pomiaru odkształceń





Rysunek 3.65. Widok ogólny aparatury badawczej i komory z zamocowaną próbką.

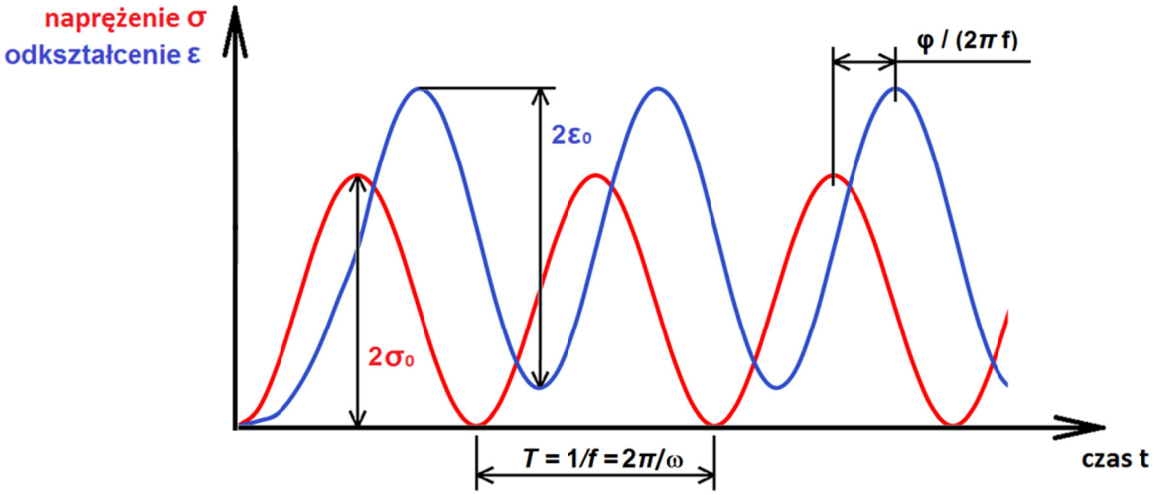
Wynikiem badania w warunkach obciążeń powtarzalnych jest para wartości: moduł zespolony E* [MPa] oraz kąt przesunięcia fazowego φ [^{0}]. Wartość modułu zespolonego odpowiada ilorazowi amplitudy σ_0 naprężenia zmiennego w czasie oraz amplitudy ε_0 odkształcenia. Naprężenie zmienia się w sposób cykliczny (sinusoidalny) zgodnie z zależnością:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t) \qquad (3.28)$$

gdzie: $\omega=2\pi \cdot f$, a f jest częstotliwością obciążenia. Odkształcenie jest przesuniętą w fazie o kąt φ w stosunku do naprężenia odpowiedzią badanego materiału zgodnie z równaniem:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi) \qquad (3.29)$$

Przesunięcie to wynika z właściwości lepkosprężystych charakteryzujących mieszanki mineralno-asfaltowe.



Rysunek 3.66. Poglądowy wykres zależności naprężenie (odkształcenie) od czasu w badaniu modułu zespolonego i kąta przesunięcia fazowego pod obciążeniem powtarzalnym

Badanie przeprowadzono dla cylindrycznych próbek o wysokości 150 mm i średnicy 100 mm zagęszczonych w prasie żyratorowej. Zbadano po 2 próbki w serii dla każdego materiału. Odkształcenia mierzono za pomocą 3 czujników umieszczonych na pobocznicy próbki w rozstawie 120^0.

Warunki badania były następujące:

- wartość obciążenia sinusoidalnego była dobierana oddzielnie dla każdej częstotliwości tak, aby średnia wartość odkształcenia zmiennego wynosiła 100 μ-strainów (10^{-6}),
- temperatury badania: +4°C; +20°C, +45°C (jak dla PG 76-XX i sztywniejszych),
- częstotliwości obciążenia dla temperatur 4^0 i 20^0 : 25 Hz, 20 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,2 Hz, 0,1 Hz,
- częstotliwości obciążenia dla temperatury 45^0 : 25 Hz, 20 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,2 Hz, 0,1 Hz, 0,01 Hz.

W badaniu dla najwyższej temperatury (45°C) występuje dodatkowo częstotliwość f = 0,01 Hz w celu uwzględnienia sytuacji długiego czasu obciążenia w wysokiej temperaturze (np. postój pojazdu przed skrzyżowaniem). W niższych temperaturach nie wymaga się badania dla tej częstotliwości wg [3.50].

3.4.3.3. Wyznaczenie krzywej wiodącej

Do wyznaczenia krzywej wiodącej wykorzystano metodykę podaną w NCHRP 9-29: PP 02 [3.50]. Dla poszczególnych temperatur wykorzystano częstotliwości obciążenia podane w tablicy 3.18.

Tablica 3.18. Temperatury badania oraz częstotliwości obciążenia [3.50]

Temperatura [°C]	Częstotliwości obciążenia [Hz]
4	10; 1; 0,1
20	10; 1; 0,1
45	10; 1; 0,1; 0,01

Do wyznaczenia równania krzywej wiodącej dla dynamicznego modułu zespolonego wykorzystano wzór z wytycznych NCHRP 9-29: PP 02 [3.50] następującej postaci:

$$\log\left|E^*\right| = \delta + \frac{\left(Max - \delta\right)}{1 + e^{\beta + \gamma\left\{\log f + \frac{\Delta E_a}{19.14714}\left[\left(\frac{1}{T}\right) - \left(\frac{1}{T_r}\right)\right]\right\}}} \tag{3.30}$$

gdzie:

|E*| - moduł dynamiczny, psi,

Max - maksymalny moduł ograniczający krzywą wiodącą, psi,

f_r - częstotliwość zredukowana w temperaturze referencyjnej, Hz,

f - częstotliwość obciążenia w temperaturze badania, Hz,

T_r - temperatura referencyjna, °K,

T - temperatura badania, °K,

ΔE_a - energia aktywacji (traktowana jako parametr dopasowania krzywej),

δ,β,γ - parametry dopasowania krzywej.

Do wyznaczenia częstotliwości zredukowanej przy wyznaczaniu krzywej wiodącej wykorzystano wzór podany w wytycznych NCHRP 9-29: PP 02 [3.50]. Wzór ma następującą postać:

$$\log f_r = \log f + \frac{\Delta E_a}{19.14714}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r}\right) \tag{3.31}$$

Pozostałe oznaczenia są takie same jak we wzorze (3.30).

Do wyznaczenia maksymalnego modułu ograniczającego krzywą wiodącą wykorzystano wzór wykorzystujący model Hirsch'a (Christensen i wsp. 2003 podany za NCHRP 9-29: PP 02 [3.50]). Wzór ma postać następującą:

$$\left|E^*\right|_{\max} = P_c\left[4{,}200{,}000\left(1 - \frac{VMA}{100}\right) + 435{,}000\left(\frac{VFA \times VMA}{10{,}000}\right)\right] + \frac{1 - P_c}{\left[\frac{\left(1 - \frac{VMA}{100}\right)}{4{,}200{,}000} + \frac{VMA}{435{,}000\left(VFA\right)}\right]} \tag{3.32}$$

gdzie:

$$P_c = \frac{\left(20 + \frac{435{,}000(VFA)}{VMA}\right)^{0{,}58}}{650 + \left(\frac{435{,}000(VFA)}{VMA}\right)^{0{,}58}} \tag{3.33}$$

$|E^*|_{max}$ - maksymalny moduł ograniczający krzywą wiodącą, psi,
VMA - wolna przestrzeń w mieszance mineralnej, %,
VFA - wolna przestrzeń wypełniona asfaltem, %.

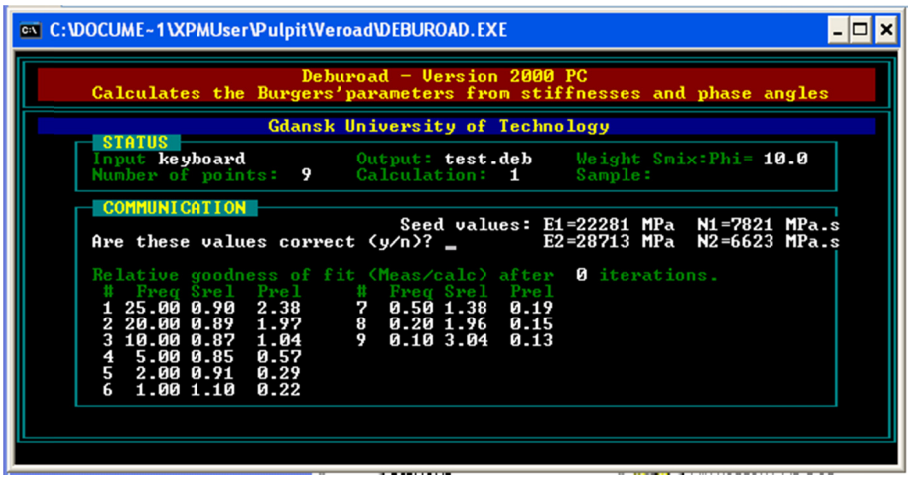
Ponieważ model Hirscha jako maksymalną wartość modułu asfaltu zakłada 1 GPa, co nie zawsze jest prawdziwe dla asfaltów twardych (rzadko stosowanych w Stanach Zjednoczonych), w przypadku gdy obliczona wartość modułu zespolonego $|E^*|_{max}$ przyjmowała wartość mniejszą niż uzyskaną z badania modułu dynamicznego, jako $|E^*|_{max}$ przyjmowano wartość dynamicznego modułu zespolonego z badań (wartość dla temperatury 4°C oraz częstotliwości 25 Hz).

Do wyznaczenia krzywej wiodącej wykorzystano, dla każdej temperatury, uśrednione wartości dynamicznych modułów zespolonych uzyskanych z badania dwóch próbek każdego materiału. Założono, że współczynnik przesunięcia temperaturowego $\alpha(T)$ zmienia się w zależności od temperatury T w sposób wykładniczy (w układzie logarytmicznym funkcja $\alpha = \alpha(T)$ jest zależnością liniową). Jako temperaturę referencyjną przyjęto 20°C (jest to jedna z trzech temperatur badania).

Po wyznaczeniu krzywej wiodącej obliczono, korzystając z wzorów (3.30) i (3.31) dynamiczne moduły zespolone dla następującego zakresu temperatur: -10°C, 5°C, 20°C, 30°C, 40°C, 50°C, 60°C i częstotliwości obciążenia: 25 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz i 0,1 Hz. Kąty przesunięcia fazowego dla danej temperatury i częstotliwości wyznaczono na podstawie wykresu zwanego w literaturze „krzywą Blacka", czyli zależności modułu oraz kąta przesunięcia fazowego.

3.4.3.4. Wyznaczenie parametrów reologicznych lepkosprężystego modelu Burgersa

Do wyznaczenia parametrów reologicznych modelu Burgersa wykorzystano podprogram Deburoad z pakietu oprogramowania VEROAD. Na rysunku 3.67 przedstawiono widok ekranu w trakcie działania programu.



Rysunek 3.67. Podprogram DEBUROAD pakietu VEROAD w trakcie obliczeń

Do wyznaczenia parametrów reologicznych modelu Burgers'a program wykorzystuje teorię lepkosprężystości. Podstawowe wzory wykorzystane w podprogramie podano za [3.48]:

Moduł sztywności dany jest wzorem:

$$S = \sqrt{\frac{1}{A^2 + B^2}} \tag{3.34}$$

gdzie:

$$A = \frac{1}{E_1} + \frac{E_2}{E_2^2 + (\eta_2 \cdot \omega)^2} \tag{3.35}$$

$$B = \frac{1}{\eta_1 \cdot \omega} + \frac{\eta_2 \cdot \omega}{E_2^2 + (\eta_2 \cdot \omega)^2} \tag{3.36}$$

Kąt przesunięcia fazowego dany jest wzorem:

$$\varphi = \arctan\left(\frac{B}{A}\right) \tag{3.37}$$

3.4.3.5. Badane materiały w badaniu modułów sztywności w warunkach obciążeń powtarzalnych

Badaniom pod obciążeniem powtarzalnym w wyższych temperaturach poddano następujące mieszanki mineralno-asfaltowe:

- konwencjonalne betony asfaltowe do warstwy wiążącej AC 16W z asfaltami drogowymi zwykłymi 35/50 oraz 50/70,
- konwencjonalny beton asfaltowy do podbudowy asfaltowej AC 22P z asfaltem drogowym zwykłym 35/50,
- beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltami: drogowym zwykłym 20/30, modyfikowanym PmB 25/55-60 oraz wielorodzajowym 20/30, zaprojektowane w laboratorium,

- beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem drogowym zwykłym 20/30, przygotowane w laboratorium na podstawie recept dostarczonych przez wykonawców Autostrady A1, A4 oraz drogi ekspresowej S7 oraz przy wykorzystaniu materiałów zastosowanych na budowie.

Szczegółowe parametry wymienionych mieszanek mineralno-asfaltowych opisano w punkcie 3.2. niniejszego opracowania.

3.4.3.6. Wyniki badań modułu dynamicznego i kąta przesunięcia fazowego w wyższych temperaturach

3.4.3.6.1 Wyniki badania dynamicznego modułu zespolonego

Uśrednione wyniki badania dynamicznego modułu zespolonego w 3 temperaturach (4°C, 20°C i 45°C) w zależności od częstotliwości obciążenia pokazano w tablicy 3.19.

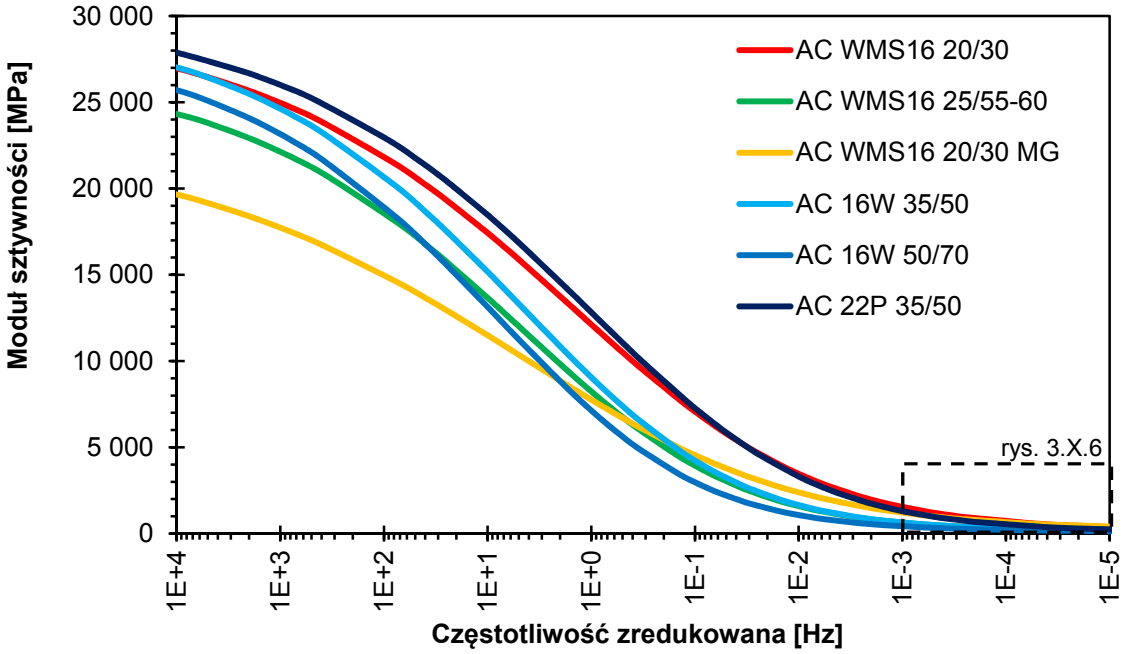
Szczegółowe wartości modułów zespolonych dla poszczególnych próbek z podaniem odchyleń standardowych i wskaźników zmienności umieszczono w Załączniku A.8.

Tablica 3.19. Uśrednione wartości modułów zespolonych uzyskanych z badań w temperaturach 4^0C, 20^0C, 45^0C

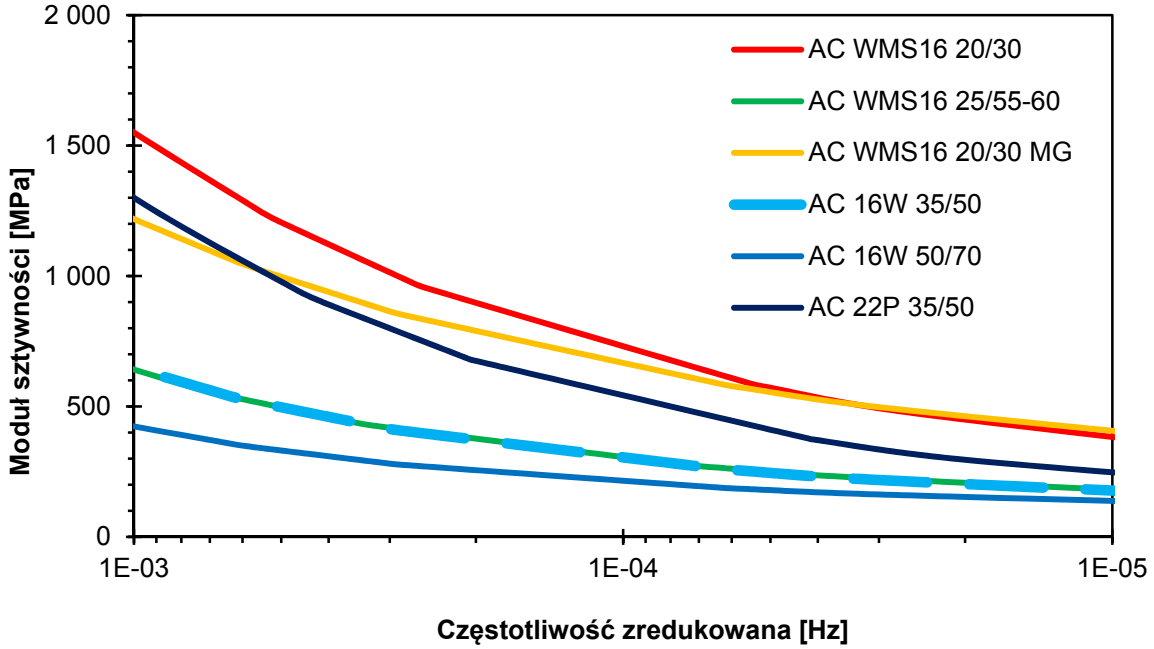
Mieszanka	Temp. [^{0}C]	Uśrednione wartości modułów zespolonych dla częstotliwości obciążenia f [Hz]:									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 16W 35/50	4	27 897	27 567	26 344	25 002	23 040	21 370	19 828	17 653	15 898	-
	20	15 981	15 361	13 638	12 019	9 942	8 522	7 158	5 456	4 379	-
	45	3 363	3 077	2 268	1 657	1 092	778	584	424	342	199
AC 16W 50/70	4	25 823	25 396	24 081	22 602	20 681	19 147	17 602	15 617	13 989	-
	20	13 921	13 399	11 723	10 190	8 235	6 829	5 512	4 002	3 066	-
	45	2 430	2 142	1 506	1 067	688	490	381	285	234	153
AC WMS16 20/30	4	29 918	29 473	28 302	27 062	25 226	23 902	22 570	20 394	18 956	-
	20	17 922	17 436	15 948	14 432	12 601	11 203	9 885	8 240	6 942	-
	45	5 528	5 138	4 114	3 287	2 424	1 878	1 456	1 054	827	417
AC 22P 35/50	4	29 649	29 194	28 056	26 723	25 041	23 540	22 149	20 161	18 598	-
	20	20 456	19 834	17 951	16 283	14 096	12 524	11 013	9 011	7 451	-
	45	5 223	4 839	3 749	2 883	2 009	1 477	1 100	758	570	264
AC WMS16 20/30 MG	4	21 616	21 358	20 313	19 143	17 610	16 434	15 190	13 603	12 286	-
	20	12 586	12 005	10 710	9 575	8 156	7 148	6 184	5 067	4 365	-
	45	3 647	3 387	2 778	2 306	1 808	1 482	1 234	962	798	428
AC-WMS 16 Pmb 25/55-60	4	26 709	26 321	25 042	23 709	21 821	20 371	18 672	16 549	14 710	-
	20	14 339	13 692	12 087	10 579	8 740	7 461	6 252	4 826	3 934	-
	45	3 199	2 938	2 202	1 645	1 115	821	632	456	364	202
AC WMS 16 20/30 (A1)	4	19 775	19 690	18 989	18 229	17 283	16 491	15 668	14 620	13 759	-
	20	13 693	13 448	12 580	11 691	10 618	9 784	8 883	7 739	6 844	-
	45	4 283	4 079	3 373	2 778	2 106	1 646	1 310	951	742	341
AC WMS16 20/30 (A4) wykonawca (a)	4	21 873	21 647	20 872	20 120	18 970	18 075	17 116	15 840	14 708	-
	20	16 813	16 576	15 468	14 291	12 662	11 508	10 249	8 785	7 533	-
	45	5 041	4 764	3 825	3 059	2 228	1 691	1 275	865	634	261
AC WMS16 20/30 (A4) wykonawca (b)	4	24 880	24 583	23 460	22 283	20 779	19 601	18 334	16 698	15 494	-
	20	14 275	13 842	12 493	11 186	9 463	8 258	7 088	5 637	4 678	-
	45	3 776	3 598	2 926	2 384	1 791	1 408	1 117	808	626	262
AC WMS16 20/30 (S7) wykonawca (a)	4	26 533	25 999	24 352	22 674	20 626	18 999	17 378	15 277	13 676	-
	20	15 507	14 931	13 170	11 496	9 647	8 314	7 059	5 572	4 531	-
	45	3 923	3 684	2 927	2 320	1 693	1 302	1 028	765	619	340
AC WMS16 20/30 (S7) wykonawca (b)	4	25 521	25 118	23 924	22 639	21 037	19 698	18 244	16 424	15 080	-
	20	14 771	14 279	12 833	11 429	9 653	8 441	7 286	5 852	4 839	-
	45	3 838	3 616	2 868	2 262	1 628	1 221	946	671	523	272

Na rysunkach 3.68 - 3.70 przedstawiono wykresy porównawcze zależności dynamicznego modułu zespolonego od częstotliwości zredukowanej wykorzystane do wyznaczenia parametrów reologicznych modelu Burgersa. Jako referencyjną temperaturę wybrano 20°C. Rys. 3.68 przedstawia porównanie krzywych wiodących

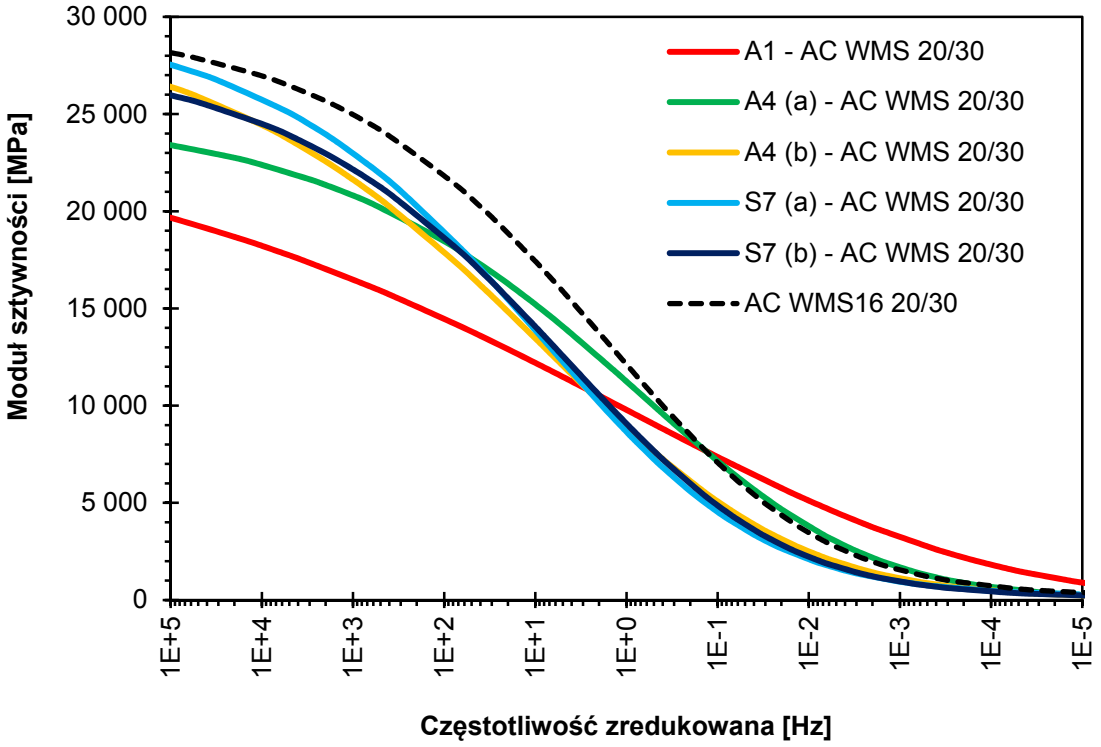
dla mieszanek zaprojektowanych w laboratorium na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym w zakresie częstotliwości od 0,00001 Hz do 10 000 Hz. Takie przedstawienie krzywych wiodących jest mało czytelne dla najdłuższych czasów obciążenia, dlatego na rysunku 3.69 przedstawiono fragment rys. 3.68 odpowiadającemu zakresowi częstotliwości od 0,00001 Hz do 0,001 Hz. Rys. 3.70 przedstawia porównanie krzywych wiodących dla mieszanek wykonanych na autostradach A1 i A4 oraz drodze ekspresowej S7 na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym w pełnym zakresie częstotliwości. Wszystkie krzywe wiodące zostały pokazane na osobnych wykresach w Załączniku A.8.



Rysunek 3.68. Krzywe wiodące dla mieszanek zaprojektowanych w laboratorium w oparciu o wyniki badań dynamicznych (T_{ref} = 20°C).



Rysunek 3.69. Krzywe wiodące dla mieszanek zaprojektowanych w laboratorium w oparciu o wyniki badań dynamicznych – zakres wysokotemperaturowy (T_{ref} = 20°C).



Rysunek 3.70. Krzywe wiodące dla AC WMS 20/30 wykonanych w laboratorium na podstawie recept dostarczonych przez wykonawców autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7 oraz materiałów wykorzystywanych na budowie oraz AC WMS16 20/30 wykonanego w laboratorium (linia przerywana) w oparciu o wyniki badań dynamicznych (T_{ref} = 20°C).

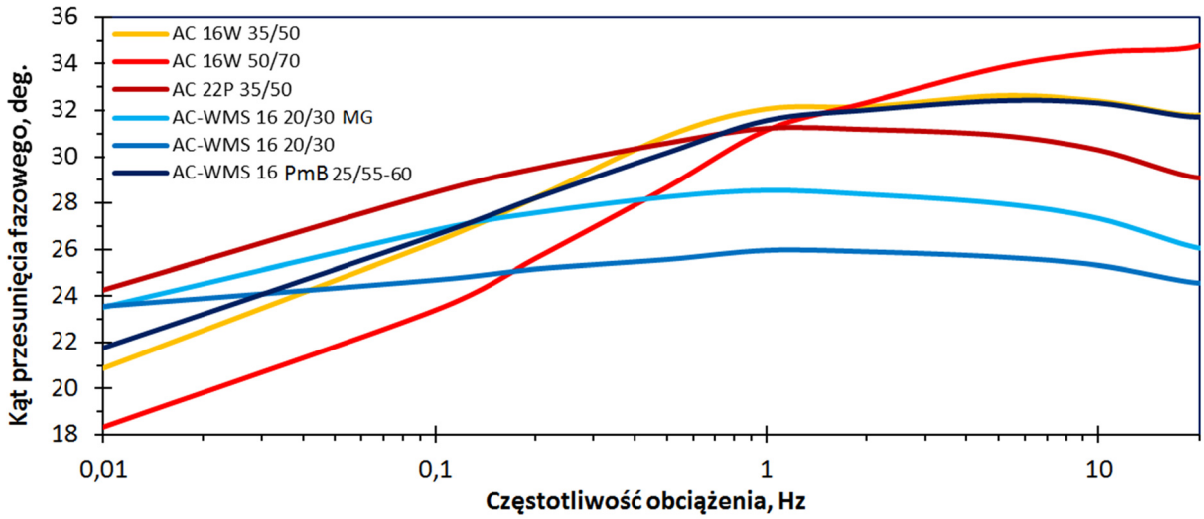
3.4.3.6.2 Kąt przesunięcia fazowego

Uśrednione wyniki kąta przesunięcia fazowego w 3 temperaturach (4°C, 20°C i 45°C) w zależności od częstotliwości obciążenia pokazano w tablicy 3.20 oraz graficznie w postaci zależności od częstotliwości na rysunkach 3.71 i 3.72. Dodatkowo przedstawiono je w postaci krzywej Blacka na rysunkach 3.73 i 3.74.

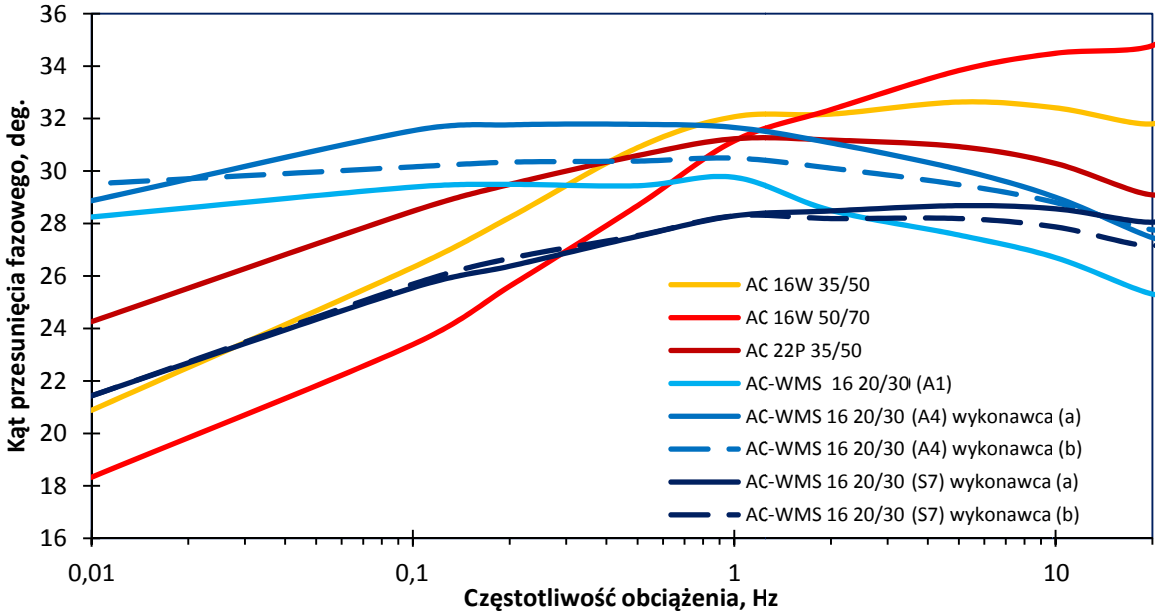
Tablica 3.20. Uśrednione wartości kątów przesunięcia fazowego uzyskane z badań w temperaturach 4^0C, 20^0C, 45^0C

Mieszanka	Temp. [^{0}C]	Uśrednione wartości modułów zespolonych dla częstotliwości obciążenia f [Hz]:									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01 *
AC 16W 35/50	4	6,78	6,94	7,54	7,81	8,74	9,49	10,41	11,91	13,16	-
	20	14,34	14,81	16,25	17,80	20,04	21,64	23,58	26,49	27,87	-
	45	32,86	31,80	32,41	32,63	32,17	32,07	30,89	28,23	26,33	20,88
AC 16W 50/70	4	7,33	7,48	7,91	8,64	9,50	10,39	11,42	13,03	14,53	-
	20	16,54	17,09	18,96	20,80	23,42	25,46	27,50	29,66	30,58	-
	45	36,21	34,78	34,49	33,83	32,34	31,15	28,68	25,61	23,39	18,33
AC WMS16 20/30	4	6,15	6,14	6,40	6,71	7,53	7,90	8,49	9,32	10,36	-
	20	11,28	11,48	12,44	13,47	14,80	15,82	17,03	18,93	20,80	-
	45	26,40	26,06	27,34	27,99	28,38	28,55	28,27	27,58	26,84	23,52
AC 22P 35/50	4	5,35	5,81	6,19	6,62	6,99	7,61	8,23	9,27	10,01	-
	20	11,24	11,68	12,61	13,93	15,54	16,82	18,15	20,46	22,53	-
	45	29,90	29,09	30,29	30,93	31,18	31,23	30,59	29,49	28,47	24,26
AC WMS16 20/30 MG	4	7,44	7,60	7,80	8,11	8,54	8,97	9,57	10,49	11,34	-
	20	12,81	12,97	13,93	14,83	16,13	17,30	18,47	20,09	20,82	-
	45	24,96	24,56	25,32	25,68	25,90	25,96	25,57	25,16	24,69	23,56
AC WMS16 25/55-60	4	6,63	6,84	7,45	7,95	8,69	9,49	10,26	11,72	13,06	-
	20	15,26	15,48	17,03	18,54	20,38	21,89	23,58	25,91	26,99	-
	45	32,47	31,72	32,32	32,42	32,02	31,57	30,17	28,22	26,62	21,76
AC WMS16 20/30 (A1)	4	5,17	5,30	5,53	5,94	6,43	6,90	7,40	8,07	8,70	-
	20	8,60	8,88	9,51	10,28	11,36	12,36	13,46	15,11	16,62	-
	45	25,56	25,31	26,70	27,56	28,50	29,76	29,44	29,49	29,39	28,25
AC WMS16 20/30 (A4) wykonawca (a)	4	5,00	5,11	5,29	5,71	6,23	6,59	7,19	8,10	8,89	-
	20	9,18	9,38	10,24	11,24	12,66	13,81	15,33	17,27	19,14	-
	45	27,38	27,46	29,00	30,06	31,07	31,66	31,78	31,76	31,54	28,87
AC WMS16 20/30 (A4) wykonawca (b)	4	6,77	6,83	7,17	7,39	8,07	8,53	9,03	9,96	10,74	-
	20	13,01	13,34	14,56	15,86	17,69	19,12	20,67	22,96	24,47	-
	45	28,15	27,76	28,80	29,48	30,11	30,49	30,38	30,34	30,16	29,51
AC WMS16 20/30 (S7) wykonawca (a)	4	8,24	8,54	8,81	9,43	10,04	10,74	11,72	13,08	14,19	-
	20	14,61	14,99	16,22	17,54	19,43	20,82	22,45	24,64	26,10	-
	45	28,70	28,05	28,56	28,68	28,48	28,29	27,51	26,37	25,55	21,44
AC WMS16 20/30 (S7) wykonawca (b)	4	6,39	6,49	7,06	7,46	8,22	8,61	9,74	10,76	11,82	-
	20	13,18	13,48	14,80	16,17	17,94	19,28	20,73	22,92	24,47	-
	45	28,02	27,15	27,87	28,19	28,19	28,29	27,54	26,67	25,69	21,43

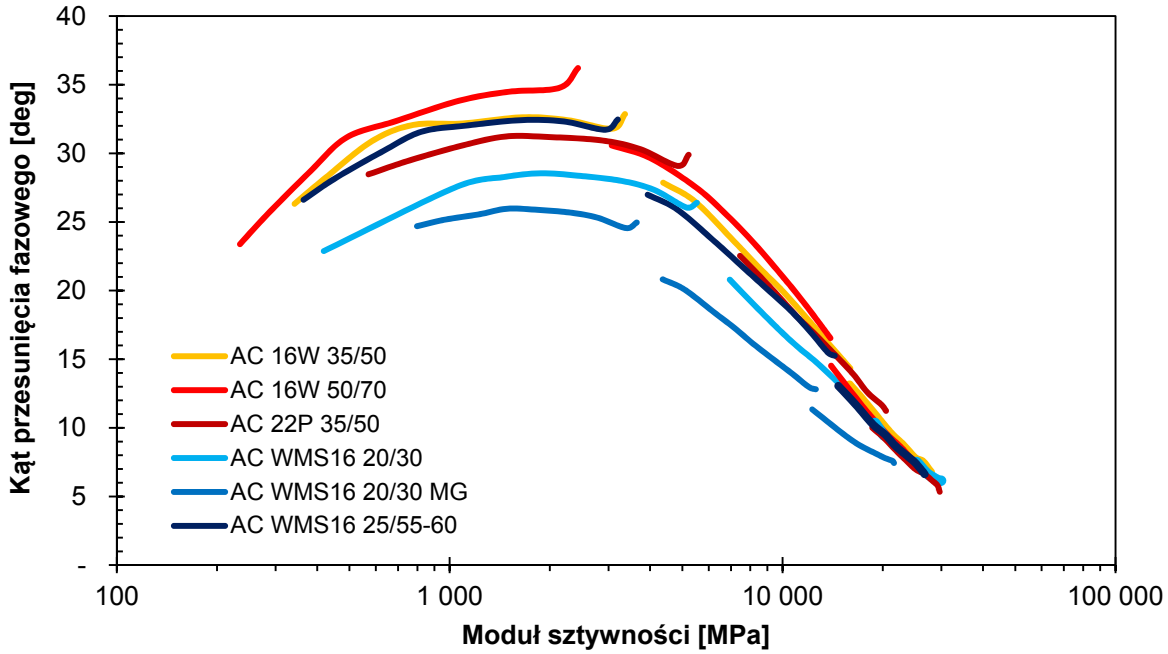
Szczegółowe wartości kątów przesunięcia fazowego dla poszczególnych zbadanych próbek w seriach z podaniem odchyleń standardowych i wskaźników zmienności umieszczono w Załączniku A.8.



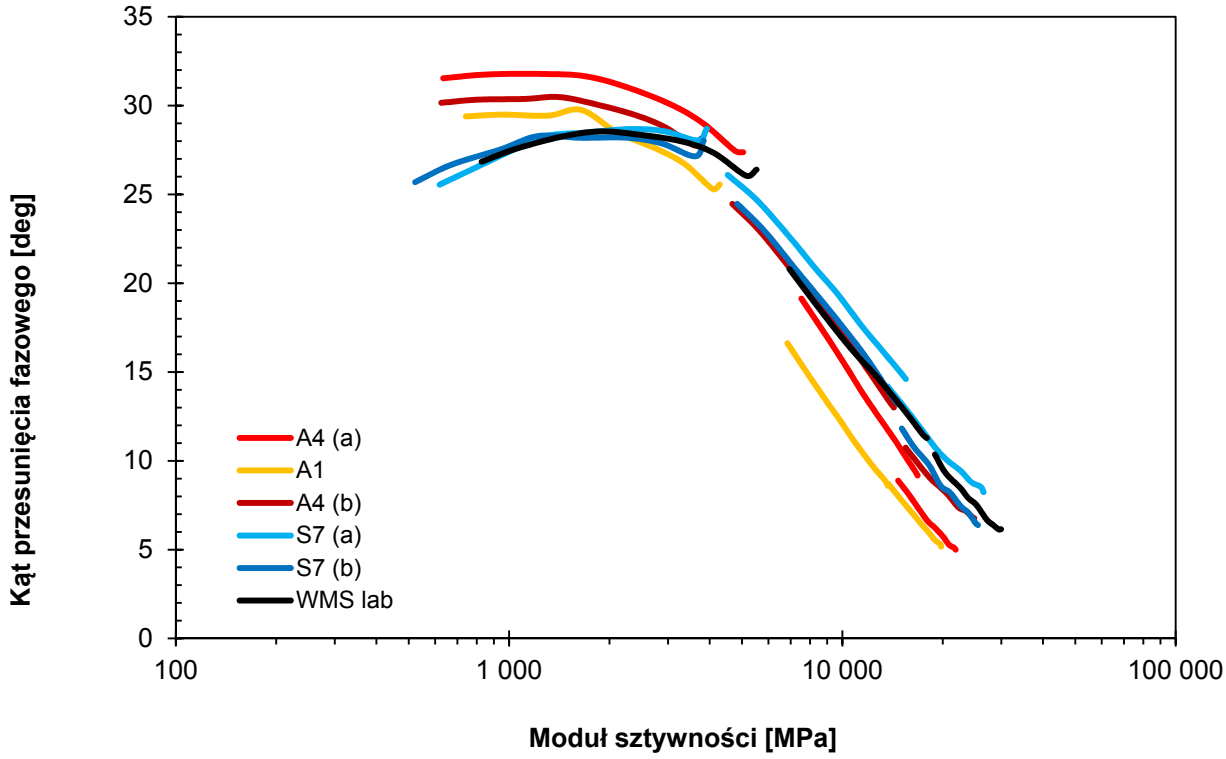
Rysunek 3.71. Porównanie zależności kąta przesunięcia fazowego od częstotliwości obciążenia w temperaturze 45^{0}C dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium



Rysunek 3.72. Porównanie zależności kąta przesunięcia fazowego od częstotliwości obciążenia w temperaturze 45^{0}C dla betonów asfaltowych pochodzących z autostrady A1, A4 i drogi ekspresowej S7



Rysunek 3.73. Porównanie zależności kąta przesunięcia fazowego od modułu sztywności dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium



Rysunek 3.74. Porównanie zależności kąta przesunięcia fazowego od modułu sztywności dla AC WMS16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7 oraz wykonanego w laboratorium

3.4.3.7. Obliczenia parametrów modelu Burgersa na podstawie wyników badań w warunkach powtarzalnych obciążeń

W bieżącym punkcie podano wyznaczone wartości parametrów modelu Burgersa:

- E_1 - moduł sprężystości natychmiastowej [MPa],
- E_2 - moduł sprężystości opóźnionej [MPa],
- η_1 - lepkość płynięcia ustalonego [MPa.s],
- η_2 - lepkość opóźnienia sprężystego [MPa.s],

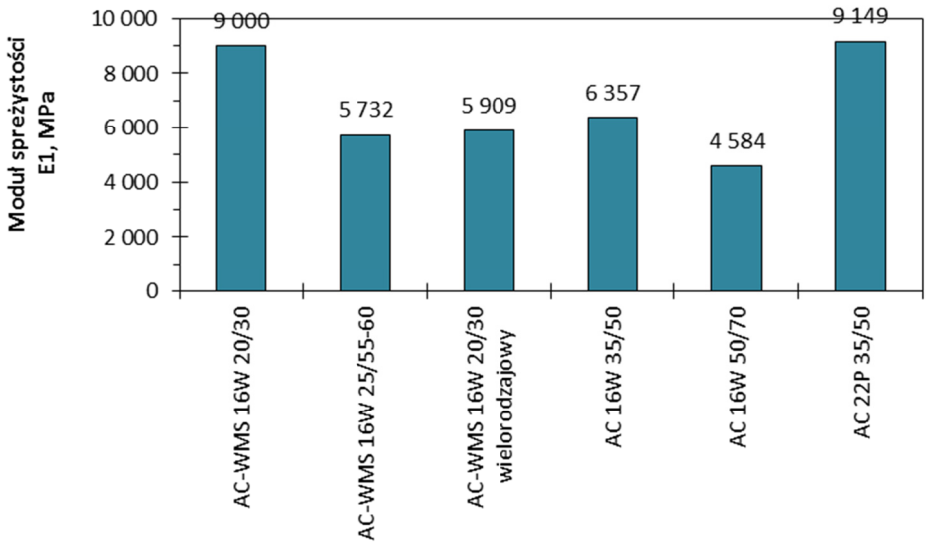
Parametry te wyznaczono w temperaturach z przedziału 20-60^{0}C z gradacją co 10^{0}C, na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym (|E*| oraz φ) według metodyki opisanej w punkcie 3.4.2.1.3.

W punkcie 3.4.2.4.1 podano parametry dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium, natomiast w punkcie 3.4.2.4.2 dla betonów asfaltowych AC-WMS 16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7. W każdym z punktów podano zestawienie tabelaryczne parametrów w zależności od temperatury oraz wykresy porównawcze dla 40^{0}C.

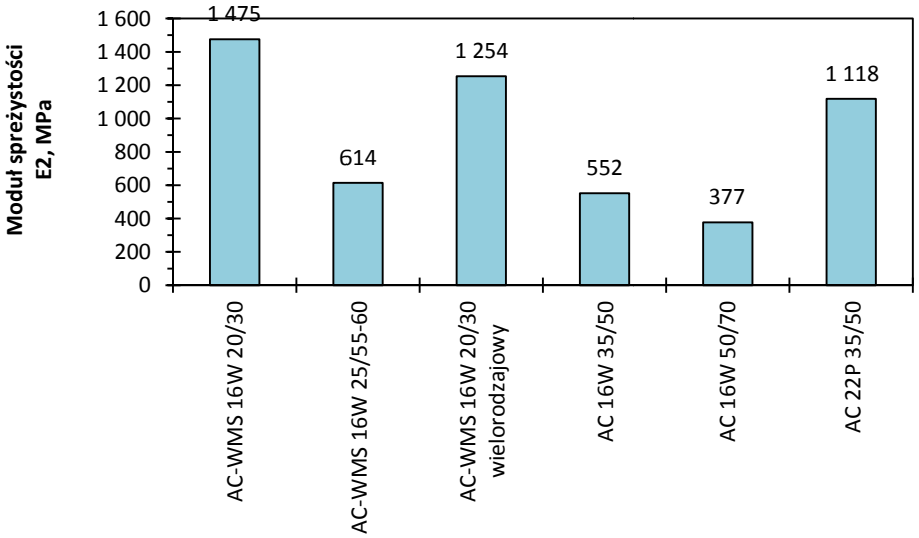
3.4.3.7.1 Parametry modelu Burgersa dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium

Tablica 3.21. Parametry modelu Burgersa dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium

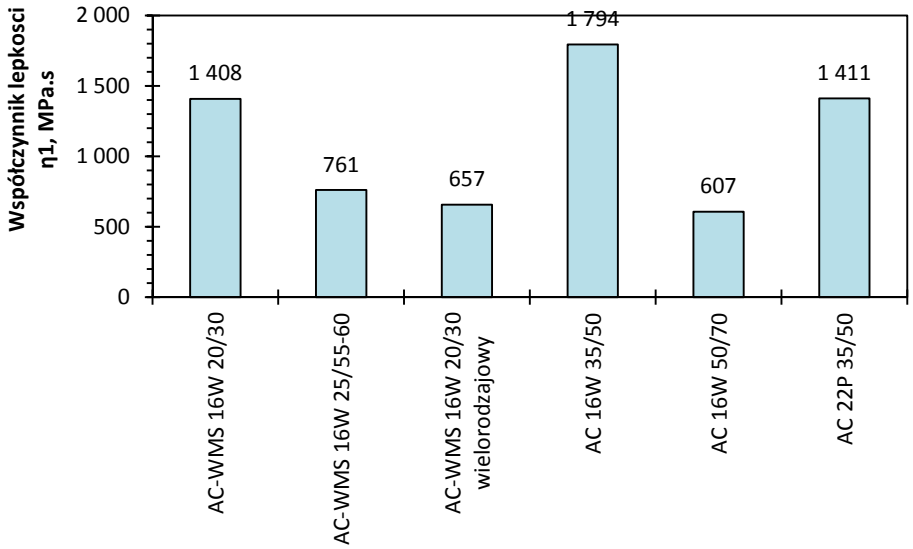
Mieszanka	Temp. [^{0}C]	Parametry modelu Burgersa			
		E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	η_1 [MPa.s]	η_2 [MPa.s]
AC WMS16 20/30	20	21 921	9 983	5 869	2 229
	30	15 286	3 917	2 029	878
	40	9 000	1 475	1 408	333
	50	4 689	659	421	141
	60	2 152	382	155	76
AC WMS16 PmB 25/55-60	20	18 100	5 258	4 056	1 194
	30	11 282	1 730	2 577	404
	40	5 732	614	761	140
	50	2 535	299	176	62
	60	1 017	200	60	38
AC WMS16 20/30 MG	20	14 853	6 265	3 226	1 372
	30	9 998	2 730	1 767	593
	40	5 909	1 254	657	268
	50	3 236	694	232	141
	60	1 685	478	108	93
AC 16W 35/50	20	18 873	6 383	3 336	1 442
	30	12 181	1 925	2 329	463
	40	6 357	552	1 794	135
	50	2 678	199	1 225	45
	60	950	99	167	21
AC 16W 50/70	20	17 626	3 981	5 153	933
	30	10 329	1 082	4 194	266
	40	4 584	377	607	86
	50	1 671	204	114	40
	60	619	159	35	29
AC 22P 35/50	20	23 083	10 549	5 907	2 363
	30	15 974	3 658	3 359	838
	40	9 149	1 118	1 411	264
	50	4 309	417	515	94
	60	1 696	209	155	43



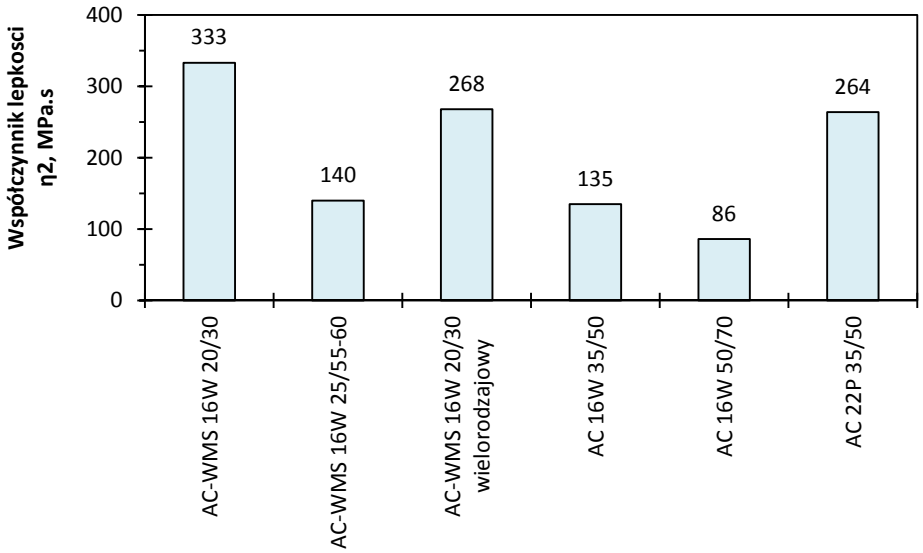
Rysunek 3.75. Porównanie wartości modułu sprężystości E_1 w temperaturze 40°C dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium.



Rysunek 3.76. Porównanie wartości modułu sprężystości E_2 w temperaturze 40^0C dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium.



Rysunek 3.77. Porównanie wartości współczynnika lepkości η_1 w temperaturze 40^0C dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium.

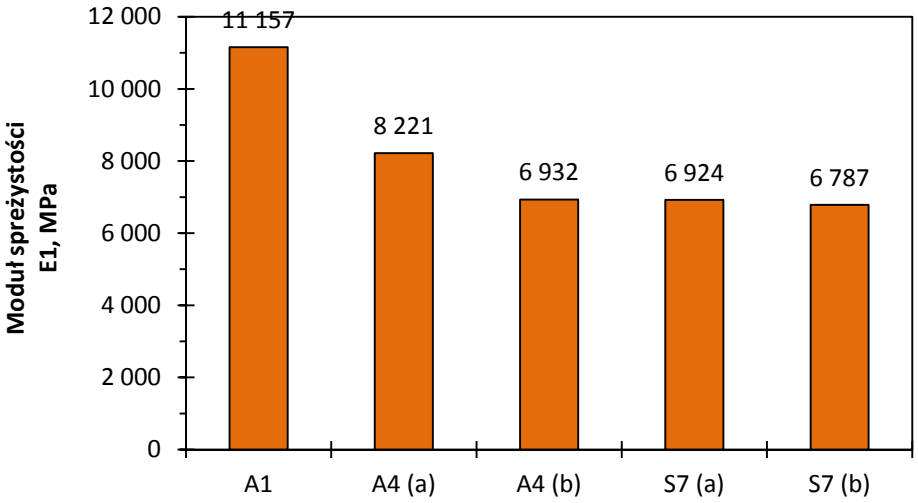


Rysunek 3.78. Porównanie wartości współczynnika lepkości η_2 w temperaturze 40^0C dla betonów asfaltowych wykonanych w laboratorium.

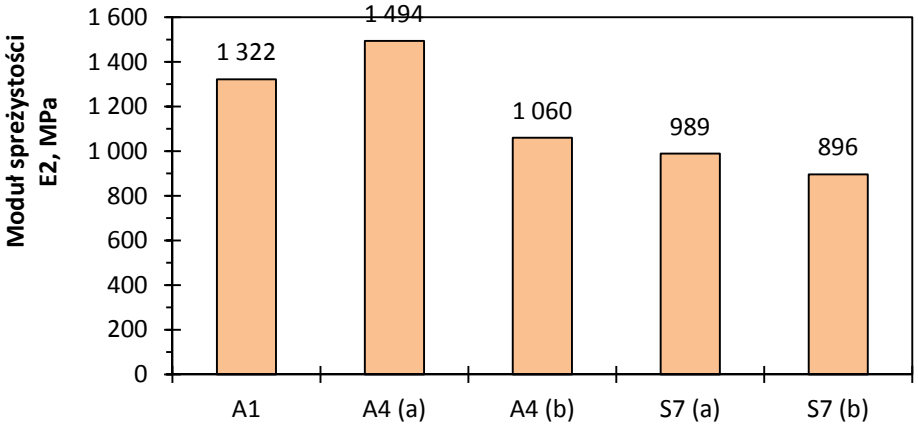
3.4.3.7.2 Parametry modelu Burgersa dla AC WMS16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7

Tablica 3.22. Parametry modelu Burgersa dla AC WMS16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7

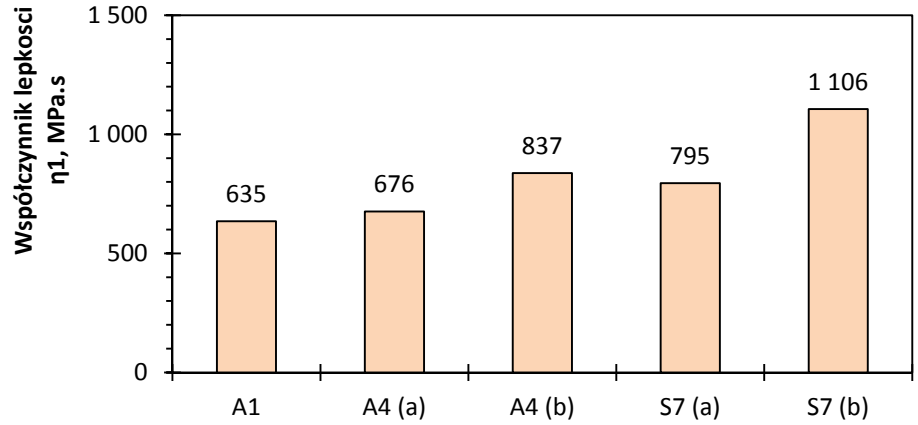
Pochodzenie mieszanki	Temp. [^{0}C]	Parametry modelu Burgersa			
		E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	η_1 [MPa.s]	η_2 [MPa.s]
A1	20	19 841	7 559	3 458	1 761
	30	15 835	3 204	1 663	758
	40	11 157	1 322	635	321
	50	6 989	617	165	146
	60	3 964	352	41	77
A4 (a)	20	18 478	10 834	5 078	2 384
	30	13 027	4 481	2 091	999
	40	8 221	1 494	676	342
	50	4 248	457	442	108
	60	1 853	149	368	35
A4 (b)	20	17 397	3 574	3 731	1 601
	30	11 863	2 790	2 052	626
	40	6 932	1 060	837	240
	50	3 541	469	287	102
	60	1 645	261	99	53
S7 (a)	20	18 259	6 177	3 494	1 381
	30	12 133	2 377	2 077	538
	40	6 924	989	795	219
	50	3 523	520	263	107
	60	1 653	353	110	68
S7 (b)	20	18 099	6 717	4 287	1 510
	30	12 131	2 409	2 626	555
	40	6 787	896	1 106	203
	50	3 281	420	344	89
	60	1 433	260	114	51



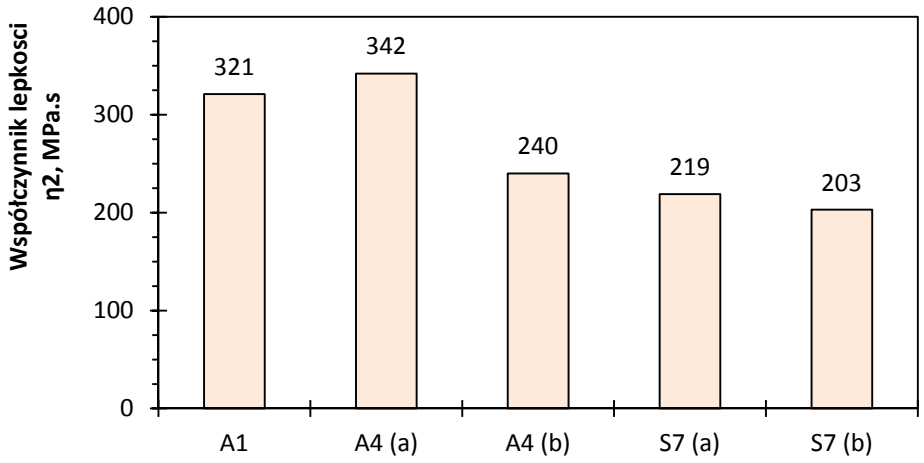
Rysunek 3.79. Porównanie wartości modułu sprężystości E_1 w temperaturze 40^0C dla AC WMS16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7.



Rysunek 3.80. Porównanie wartości modułu sprężystości E_2 w temperaturze 40^0C dla AC WMS16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7.



Rysunek 3.81. Porównanie wartości współczynnika lepkości η_1 w temperaturze 40^0C dla AC WMS16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7.



Rysunek 3.82. Porównanie wartości współczynnika lepkości η_2 w temperaturze 40^0C dla AC WMS16 20/30 pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7.

3.4.3.8. Wnioski z badań w warunkach powtarzalnych obciążeń w wyższych temperaturach

1. W temperaturach wysokich pożądane jest, aby moduł sztywności, ze względu na odporność na powstawanie deformacji trwałych, był jak największy. Największe wartości modułów uzyskano dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem drogowym zwykłym 20/30 oraz wielorodzajowym 20/30. Wysokim modułem charakteryzuje się także konwencjonalna podbudowa asfaltowa AC 22P z asfaltem drogowym zwykłym 35/50. Betony asfaltowe konwencjonalne do warstwy wiążącej charakteryzowały najniższe wartości modułów sztywności.
2. Pożądane jest, aby w warunkach wysokich temperatur kąt przesunięcia fazowego był jak najmniejszy (materiał bardziej wówczas zbliżony jest do materiału sprężystego). Największą zmiennością w zależności od częstotliwości i największymi osiąganymi wartościami kąta przesunięcia fazowego (dla dużych częstotliwości obciążenia) charakteryzują się konwencjonalne betony asfaltowe, co przemawia na ich niekorzyść (por. rys. 3.71 i 3.72). Badania wykazały również, że przy mniejszych częstotliwościach obciążenia (dłuższe czasy obciążenia) konwencjonalne betony asfaltowe charakteryzują się zbliżonym kątem przesunięcia fazowego (takim samym lub nawet mniejszym) do AC WMS. Wraz ze wzrostem temperatury wyraźniej zaznacza się różnica między AC WMS i konwencjonalnym AC na korzyść AC WMS (por. rys. 3.73 i 3.74).
3. Biorąc pod uwagę uzyskane wartości zarówno modułów sztywności, jak i kątów przesunięć fazowych w wysokich temperaturach największą odpornością na powstawanie deformacji trwałych charakteryzuje się, przy każdej częstotliwości obciążenia, beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem drogowym zwykłym 20/30. Wysokimi odpornościami charakteryzują się także AC WMS16 20/30, pochodzące z autostrady A1, A4 i drogi ekspresowej S7 oraz konwencjonalny beton

asfaltowy AC 22P 35/50. Najniższą odporność wykazują betony asfaltowe konwencjonalne do warstwy wiążącej oraz beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem modyfikowanym.

4. W kolejnych dwóch punktach podano ratingi odporności badanych mieszanek na powstawanie deformacji trwałych na podstawie badania pod obciążeniem powtarzalnym dla mieszanek mineralno-asfaltowych:
   - AC WMS wykonanych w laboratorium (p. 5)
   - AC WMS 16 20/30 wykonanym w laboratorium i pochodzących z autostrad A1 i A4 oraz drogi ekspresowej S7 (p. 6).

   Ratingi te stworzono w oparciu o wartość ilorazu |E*|/sin(φ). Badanie wartości takiego wyrażenia pozwala uwzględnić jednocześnie wpływ modułu zespolonego |E*| i kąta przesunięcia fazowego φ na odporność na powstawanie deformacji trwałych. Do porównania wybrano najwyższą temperaturę badania, wynoszącą 45ºC i trzy częstotliwości odpowiadające w przybliżeniu prędkości ruchu 30 km/h, 5 km/h oraz czasowi obciążenia 30 sekund.
5. Rating mieszanek AC WMS wykonanych w laboratorium, uszeregowanych wraz z malejącą odpornością na powstawanie deformacji trwałych (od najlepszej do najgorszej) przedstawia poniższa tablica:

Tablica 3.23. Rating badanych betonów asfaltowych od najbardziej odpornych na deformacje trwałe do najmniej odpornych na deformacje na podstawie wyników z metody obciążeń powtarzalnych, na podstawie ilorazu |E*|/sin(Φ) dla T=45°C

Kolejność	Rating od najlepszej do najgorszej mieszanki według sposobu obciążenia nawierzchni w temperaturze 45°C		
	Ruch pojazdu z prędkością 30 km/h	Ruch pojazdu z prędkością 5 km/h	Postój pojazdu przed skrzyżowaniem 30 sek.
1	AC 22P 35/50	AC WMS 16 20/30	AC WMS 20/30
2	AC WMS 16 20/30	AC 22P 35/50	AC WMS 20/30 MG
3	AC 16W 35/50	AC WMS 16 20/30 MG	AC 22P 35/50
4	AC WMS PmB 25/55-60	AC WMS PmB 25/55-60, AC 16W 35/50 (ex aequo)	AC WMS PmB 25/55-60
5	AC WMS 16 20/30 MG		AC 16W 35/50
6	AC 16W 50/70	AC 16W 50/70	AC 16W 50/70

6. Rating dla mieszanek AC WMS 16 20/30 wykonanych na autostradach, drogach ekspresowych i w laboratorium, uszeregowanych wraz z malejącą odpornością na powstawanie deformacji trwałych (od najlepszej do najgorszej) przedstawia poniższa tablica:

Tablica 3.24. Rating AC WMS 16 20/30 (pochodzących z laboratorium, autostrad A1, A4 i drogi ekspresowej S7) od najbardziej odpornych na deformacje trwałe do najmniej odpornych na deformacje na podstawie wyników z metody obciążeń powtarzalnych, na podstawie ilorazu |E*|/sin(Φ) dla T=45°C

Kolejność	Rating od najlepszej do najgorszej mieszanki według sposobu obciążenia nawierzchni w temperaturze 45°C		
	Ruch pojazdu z prędkością 30 km/h	Ruch pojazdu z prędkością 5 km/h	Postój pojazdu przed skrzyżowaniem 30 sek.
1	laborat.	laborat., A4 wykonawca (a) (ex aequo)	laborat.
2	A4 wykonawca (a)		A1
3	S7 wykonawca (a), A1 (ex aequo)	A1	A4 wykonawca (a)
4		A4 wykonawca (b)	A4 wykonawca (b)
5	S7 wykonawca (b), A4 wykonawca (b) (ex aequo)	S7 wykonawca (a)	S7 wykonawca (a)
6		S7 wykonawca (b)	S7 wykonawca (b)

3.4.4. Badania laboratoryjne modułów sztywności w metodzie pośredniego rozciągania w wysokich temperaturach

Autorzy podrozdziału 3.4.4: mgr inż. Mariusz Jaczewski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki

3.4.4.1. Metodyka badania modułów sztywności

Na wstępie należy zaznaczyć, że badanie opisane w tym punkcie nie jest odpowiednie dla wysokich i bardzo wysokich temperatur ze względu na trwałe odkształcenia o charakterze lepkim i plastycznym jakie powstają podczas obciążenia. Obciążenia są przekazywane poprzez przekładki stalowe, które wciskają się w próbkę. Uplastycznienie w strefie obciążenia sprawia, że rozkład naprężeń jest inny niż przyjmowany według teorii sprężystości. Wyniki obliczeń są więc nie do końca wiarygodne.

Badanie to wykonywane było w początkowym etapie prac badawczych, jako uzupełniające dla badania pełzania statycznego. Miało być próbą wyznaczenia jednego z parametrów modelu reologicznego Burgersa – modułu sztywności natychmiastowej. Jednakże wyniki badania modułów sztywności w schemacie pośredniego rozciągania nie wykazały zgodności w wynikami badania pełzania i ostatecznie zrezygnowano z ich wykorzystania.

Metodyka badania modułów sztywności w metodzie pośredniego rozciągania została podana w punkcie 3.3.3 niniejszego rozdziału i zostanie tutaj pominięta. Różnice w stosunku do metodyki badania w niskich temperaturach są następujące:

- przyjęto wartość deformacji poziomej według normy jako 5μm,
- współczynnik Poissona został przyjęty w zakresie od 0,40 do 0,48 w zależności od badanej temperatury zgodnie z literaturą [3.43] oraz doświadczeniami Katedry [3.5], [3.49].

Interpretacja wyników

Lepszy z badanych materiałów będzie charakteryzował się wyższym modułem sztywności w temperaturach wyższych od 25°C. Warstwa z takiego materiału powinna charakteryzować się większą nośnością i niższymi wartościami deformacji.

3.4.4.2. Badane materiały w badaniu modułu sztywności w schemacie pośredniego rozciągania

Badaniu poddano trzy betony asfaltowe o wysokim module sztywności:

- AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30,
- AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60,
- AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30,

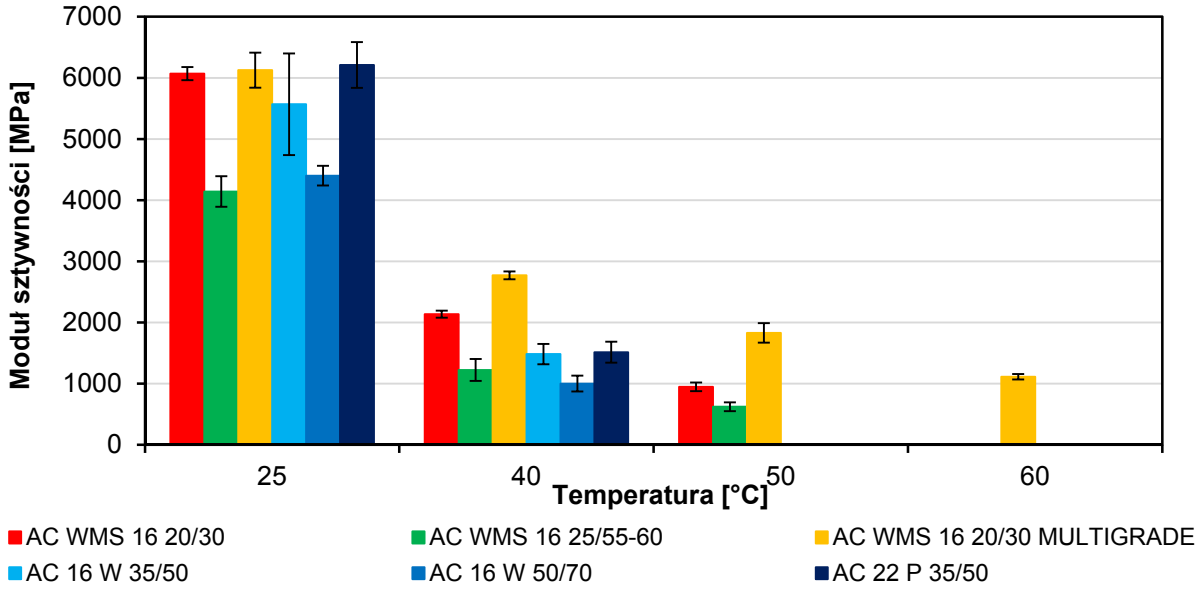
oraz trzy betony asfaltowe konwencjonalne:

- AC 16W z asfaltem zwykłym 35/50,
- AC 16W z asfaltem zwykłym 50/70,
- AC 22P z asfaltem zwykłym 35/50.

Szczegółowe dane dotyczące badanych mieszanek podano w punkcie 3.2.

3.4.4.3. Wyniki badań modułów sztywności w metodzie pośredniego rozciągania

Badanie modułów sztywności wykonano w 4 temperaturach: +25°C, +40°C, +50°C oraz +60°C. Dla części mieszanek nie było możliwe uzyskanie wyniku badania modułu sztywności ze względu na nadmierne deformacje trwałe. Jest to szczególnie widoczne w temperaturach +50°C i wyższych. Wyniki badania przedstawiono na rysunku 3.83.



Rysunek 3.83. Wyniki badania modułu sztywności IT-CY w temperaturach dodatnich.

W przypadku temperatury +25°C moduły sztywności mieszanek AC WMS są albo niewiele wyższe od mieszanek konwencjonalnych (o około 10-30% w stosunku do mieszanek do warstw wiążących AC 16W) albo są na podobnym poziomie (w stosunku do mieszanki do warstwy podbudowy).

W przypadku temperatury +40°C różnice w module sztywności pomiędzy mieszankami AC WMS a mieszankami konwencjonalnymi są już wyraźne i wynoszą od 50 do ponad 100%.

W przypadku temperatury +50°C i wyższych wyłącznie betony asfaltowe o wysokim module sztywności wykazywały wartości w badaniu. Przy czym pojawiają się także wyraźne różnice pomiędzy mieszankami ze względu na zastosowany asfalt. Mieszanka AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30 wykazuje dwukrotnie wyższy moduł sztywności, niż ta sama mieszanka z asfaltem zwykłym 20/30. Dodatkowo moduł, który osiąga mieszanka AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym w temperaturze +50°C jest wyższy niż moduł uzyskany w temperaturze +40°C przez mieszanki konwencjonalne.

3.4.4.4. Wnioski z badań modułów sztywności w metodzie pośredniego rozciągania

Jak widać z rys. 3.83 w temperaturze 50°C nie można uzyskać wyników dla betonów asfaltowych konwencjonalnych. Zastosowanie tego badania w temperaturach powyżej +25°C jest więc niecelowe. Należy więc wyjaśnić, że zastosowanie tego schematu badań w niniejszej pracy badawczej miało tylko charakter próbnej oceny i nie jest dalej brane pod uwagę.

3.5. Wnioski z badań laboratoryjnych dotyczące zachowania się betonu asfaltowego o wysokim module sztywności

3.5.1. Badania w niskich temperaturach

3.5.1.1. Badanie zginania belek ze stałą prędkością deformacji

W badaniu zginania ze stałą prędkością deformacji oceniane były trzy parametry – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, odkształcenie przy zniszczeniu oraz moduł sztywności.

W przypadku wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu oraz odkształcenia przy zniszczeniu beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30 uzyskuje podobne wyniki jak mieszanki konwencjonalne do warstwy wiążącej oraz do warstwy podbudowy. W przypadku modułu sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30 uzyskał najwyższe wartości w temperaturach od 0°C do -20°C. Wartości modułów sztywności mieszanek konwencjonalnych były niższe o 25 – 50% w zależności od temperatury badania.

Najlepsze parametry w badaniu zginania ze stałą prędkością deformacji uzyskał beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30. Uzyskał on najwyższe wartości wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, najwyższe wartości odkształcenia przy zniszczeniu oraz najniższe wartości modułów sztywności w temperaturach ujemnych. AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60 uzyskał wyniki lepsze od mieszanek konwencjonalnych wyłącznie w przypadku wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu. W przypadku pozostałych parametrów uzyskał wyniki zbliżone do pozostałych rozpatrywanych mieszanek.

3.5.1.2. Badanie zginania belek pod stałym obciążeniem

W badaniu zginania belek pod stałym obciążeniem oceniane były dwa zbiory parametrów – parametry reologiczne modelu Burgersa oraz krzywe wiodące sztywności badanych mieszanek mineralno-asfaltowych

Mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30 uzyskała najwyższe wartości parametrów reologicznych modelu Burgersa oraz najdłuższe czasy relaksacji. Sugerować to może, że będzie ona wykazywać najwyższe wartości naprężeń termicznych podczas ochładzania, a relaksacja naprężeń będzie przebiegać najwolniej.

Mieszanki konwencjonalne uzyskały niższe wartości parametrów reologicznych: w przypadku modułu sztywności natychmiastowej E1 uzyskane wartości są niższe o

około 15 do 25%; w przypadku lepkości płynięcia ustalonego η1 uzyskane wartości są niższe od 50 do 80%. Uzyskane czasy relaksacji dla mieszanek konwencjonalnych są krótsze od 50 do 60%.
Najniższe wartości parametrów reologicznych w temperaturach 0°C i -10°C uzyskała mieszanka AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30. W temperaturze -20°C mieszanka ta uzyskała wartości zbliżone do mieszanki AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30.
Mieszanka AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60 uzyskała wyniki zbliżone do mieszanek konwencjonalnych.

W przypadku krzywych wiodących mieszanka AC WMS16 20/30 uzyskuje najwyższe wartości modułu sztywności. Co zaskakujące mieszanka konwencjonalna AC 16W z asfaltem 50/70 uzyskała podobne wartości. Druga z mieszanek konwencjonalnych uzyskała wartości niższe od 20 do 60%. Najlepsze wyniki uzyskała mieszanka AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30.
Dodatkowo mieszanki AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30 charakteryzowały się największą nieliniowością zachowania w niskich temperaturach. Uzyskiwały one najwyższe wartości modułów sztywności dla czasów obciążenia dłuższych od 600 sekund w każdej z badanych temperatur.

3.5.1.3. Badanie modułów sztywności w pośrednim rozciąganiu
Mieszanka AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30 uzyskała podobne wartości modułu sztywności jak mieszanki konwencjonalne, przy czym najwyższymi wartościami charakteryzowała się mieszanka konwencjonalna zaprojektowana do warstwy podbudowy. Jednak różnice te nie były duże i w części z rozpatrywanych temperatur mieściły się w granicy rozrzutów wyników badania.
Najniższe wartości modułów sztywności uzyskała mieszanka AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30.

3.5.1.4. Badanie wytrzymałości na pośrednie rozciąganie
Praktycznie wszystkie mieszanki (poza mieszanką AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30) uzyskały wartości wytrzymałości na pośrednie rozciąganie na zbliżonym poziomie. Różnice pomiędzy poszczególnymi badaniami mieszczą się w granicach rozrzutów wyników badania. Jedyną mieszanką, która uzyskała gorsze wyniki w temperaturach 0°C oraz -10°C jest mieszanka AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30. Uzyskane wyniki były gorsze o około 20%. W przypadku pozostałych temperatur, uzyskane wyniki dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30 były zbliżone do pozostałych badanych mieszanek.

3.5.1.5. Badanie mechaniki pękania
Na potrzeby oceny mieszanek pod kątem odporności na pękanie przeprowadzono badania dwóch podstawowych parametrów mechaniki pękania – odporności na pękanie K_{IC} oraz całki J_C. W przypadku parametru K_{IC} z inżynierskiego punktu widzenia nie otrzymano bardzo dużych istotnych różnic dla badanych betonów asfaltowych. Wszystkie wyniki badań w temperaturze -10°C zawierały się w

przedziale od 26 do 31 N*mm$^{-3/2}$. Analiza statystyczna wykazała jednak, że różnice były istotne i możliwe jest uszeregowanie badanych betonów asfaltowych pod kątem odporności na pękanie. Najlepszy parametr K_{IC} charakteryzował AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym. Beton asfaltowy AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym ma parametr K_{IC} porównywalny z AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60. Najgorszy parametr K_{IC} charakteryzował AC WMS16 z asfaltem 20/30.
Dużo większe różnice wystąpiły w przypadku parametru J_C. W tym przypadku wyraźnie najwyższym (najlepszym) parametrem J_C charakteryzował się AC WMS z asfaltem wielorodzajowym, a najniższym (najgorszym) AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30 i AC 16 W z asfaltem zwykłym 50/70. Badania wykazały jednoznacznie, że najgorszymi parametrami mechaniki pękania K_{IC} i J_C charakteryzuje się beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym 20/30, AC WMS16 20/30. Najlepsze parametry K_{IC} i J_C miał beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym. Nieco gorsze parametry K_{IC} i J_C miał beton asfaltowy AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60.

3.5.1.6. Badanie TSRST

W badaniu TSRST oceniane były dwa parametry – temperatura przy pęknięciu oraz naprężenia termiczne generowane w próbce pod wpływem obniżania temperatury z prędkością 10°C.
Najwyższą temperaturę pęknięcia, czyli gorsze właściwości niskotemperaturowe, uzyskano dla mieszanek AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30 oraz AC 16W z asfaltem 35/50, przy czym mieszanka o wysokim module sztywności charakteryzowała się wyższymi naprężeniami termicznymi.
Najniższą temperaturę pęknięcia oraz najniższe wartości naprężeń termicznych, czyli najlepsze właściwości niskotemperaturowe, uzyskano dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30. Temperatura pęknięcia była niższa o 10°C, natomiast wygenerowane naprężenia były niższe o około 30%.

3.5.1.7. Wnioski ogólne z badań w niskich temperaturach

Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem 20/30 uzyskał najgorsze wartości w trzech na sześć przeprowadzonych badań. Wyniki te dotyczyły w dwóch przypadkach najwyższych wartości uzyskanych modułów sztywności w niskich temperaturach oraz najgorszych wartości parametrów K_{IC} i J_C w badaniu mechaniki spękania.

W przypadku modułów sztywności, najwyższe wartości były uzyskane w schematach belkowych (ze stałym przemieszczeniem oraz ze stałym obciążeniem). Wyniki te nie potwierdziły się w badaniu modułów w schemacie pośredniego rozciągania na próbkach walcowych, w których beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30 uzyskał wyniki zbliżone do mieszanek konwencjonalnych.

Badania cech mechanicznych w dwóch schematach: wytrzymałość na rozciąganiu przy zginaniu oraz wytrzymałość na pośrednie rozciąganie, wykazały że betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS16 20/30 mają podobne parametry jak mieszanki konwencjonalne.

Zestawienie tych dwóch zbiorów parametrów może sugerować, że w warstwach z mieszanek AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30 powinny szybciej występować spękania niskotemperaturowe. Cecha ta nie do końca potwierdziła się w badaniu TSRST. O ile mieszanka AC WMS16 20/30 uzyskała jedną z najwyższych wartości temperatury pęknięcia, to temperatura ta jest identyczna jak dla mieszanki konwencjonalnej AC 16W z asfaltem zwykłym 35/50, która jest typowo stosowana do warstw wiążących na terenie całego kraju.

Na uwagę zasługują wyniki dwóch innych mieszanek: AC WMS16 z asfaltem multigrade 20/30 oraz mieszanki konwencjonalnej AC 16W z asfaltem zwykłym 50/70. Pierwsza z nich uzyskała najlepsze wartości parametrów w każdym z wykonanych badań niskotemperaturowych, co wskazuje na fakt, że możliwe jest wykonanie bardziej odpornego na spękania temperaturowe betonu asfaltowego o wysokim module sztywności. Niewiadomą jest jednak, w jaki sposób mieszanka ta będzie się zachowywała wraz z upływem czasu.

Mieszanka AC 16W z asfaltem 50/70 wykazała natomiast bardzo duże usztywnienie w temperaturach ujemnych – bliskich -20°C oraz -30°C. Wyniki te znajdują potwierdzenie w badaniach indeksu penetracji. Zwraca to uwagę, że powinniśmy podczas projektowania mieszanek zwracać większą uwagę nie tylko na cechy podstawowe asfaltów (penetracja, PiK), jednak badać je w sposób dokładniejszy.

3.5.2. Badania w wysokich temperaturach

3.5.2.1. Badanie odporności na odporności na deformacje trwałe

Konwencjonalny beton asfaltowy do warstwy podbudowy charakteryzuje się niewielkimi, choć przemawiającymi na jego niekorzyść, różnicami w porównaniu z AC WMS, w szczególności z asfaltem zwykłym i modyfikowanym. Bardziej wyraźna różnica pojawia się natomiast między AC WMS, a betonem asfaltowym do warstwy wiążącej z asfaltem 35/50, dla którego otrzymano najgorsze wyniki spośród mieszanek dopuszczonych do ruchu najcięższego.
Beton asfaltowy o wysokim module sztywności, pod kątem odporności na koleinowanie, może być wskazany do zastosowania zamiast konwencjonalnego AC w szczególności do warstwy wiążącej.

3.5.2.2. Badanie pełzania statycznego

W badaniu pełzania statycznego ocenie poddano parametry reologiczne zmodyfikowanego modelu Burgersa.
Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30 potwierdził swoje dobre właściwości w wysokich temperaturach uzyskując

najwyższe wartości parametrów reologicznych oraz najniższą wartość odkształcenia plastycznego. Co zaskakujące najgorsze wartości parametrów uzyskał beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem multigrade 20/30, który uzyskał najlepsze wyniki we wszystkich pozostałych badaniach zarówno nisko- jak i wysokotemperaturowych.

3.5.2.3. Badanie pod obciążeniem powtarzalnym

W badaniu pod obciążeniem powtarzalnym ocenie poddano odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na powstawanie trwałych deformacji na podstawie wartości modułów zespolonych |E*| [MPa] oraz kątów przesunięcia fazowego φ [^{0}] w warunkach wysokich temperatur dla konwencjonalnych betonów asfaltowych (do warstwy wiążącej i podbudowy) oraz betonów asfaltowych o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym, wielorodzajowym i modyfikowanym.
Uzyskane wyniki badań pokazują, że największą odpornością na powstawanie deformacji trwałych charakteryzuje się beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym. Najniższą odporność natomiast wykazały betony asfaltowe konwencjonalne do warstwy wiążącej oraz beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem modyfikowanym.

3.5.2.4. Wnioski ogólne z badań w wysokich temperaturach

Badania w warunkach wysokich temperatur pokazały, że beton asfaltowy o wysokim module sztywności w stosunku do konwencjonalnego betonu asfaltowego może być dobrym rozwiązaniem pod kątem zwiększenia odporności na powstawanie deformacji trwałych w nawierzchni. Różnice pomiędzy wynikami badań wskazują, że AC-WMS może stanowić dobre rozwiązanie pod kątem wykorzystania go zamiast konwencjonalnego AC w warstwie wiążącej. W przypadku zastosowania do warstwy podbudowy asfaltowej dobrze sprawdza się zarówno konwencjonalny beton asfaltowy (AC), jak i beton asfaltowy o wysokim module sztywności (AC-WMS).

3.6. Literatura do rozdziału 3

[3.1] Judycki J., Analiza niektórych właściwości reologicznych drogowego betonu asfaltowego poddanego działaniu obciążeń statycznych, praca doktorska, Gdańsk, 1975

[3.2] Judycki J., Pszczoła M., Jaskuła P., Modyfikacja metody zginania belek z mieszanek mineralno-asfaltowych i ocena ich parametrów reologicznych. VII Międzynarodowa Konferencja, Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe", Kielce, 2001, s. 91-100

[3.3] Judycki J., Zależność wytrzymałości betonu asfaltowego poddanego zginaniu od prędkości wywoływanych odkształceń, Budownictwo Lądowe XXVIII, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr. 245, 1976

[3.4] Judycki J., Modele reologiczne betonu asfaltowego, Budownictwo Lądowe XXXIX, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 368, Gdańsk, 1984

[3.5] Judycki J. i wsp., Badania i analizy dotyczące zastosowania asfaltów modyfikowanych SBS oraz dodatkiem gumy do mieszanek mineralno-asfaltowych, Raport końcowy, Gdańsk, czerwiec 2014
[3.6] Pszczoła M., Spekania niskotemperaturowe warstw asfaltowych nawierzchni, praca doktorska, promotor: prof. dr hab. inż. Józef Judycki, Gdańsk, 2006
[3.7] Williams M., Landel R. F., Ferry J. D., The Temperature Dependance of Relaxation Mechanisms in Amorphous Polymers and Other Glass-forming Liquids, Journal of the American Chemical Society, Vol. 77, p. 3701-3707, 1955
[3.8] AASHTO PP42-02 Standard Practice for Determination of Low-Temperature Performance Grade (PG) of Asphalt Binders, 2006 AASHTO Provisional Standards, American Association of State Highway and Transportation Officials
[3.9] Rowe G., Baumgardner G., Sharrock M., Functional forms for master curve analysis of bituminous materials, Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials, Loizos, Part I, Scarpas & Al-Quadi (eds), Taylor & Francis Group, London, 2009
[3.10] Rowe G. M., Sharrock M. J., Alternate Shift Factor Relationship for Describing the Temperature Dependency of the Visco-Elastic Behaviour of Asphalt Materials, Transportation Research Record, vol 2207, p. 125-135, 2011
[3.11] Rowe G. M., Sharrock M. J., Bouldin M. G., Dongre R. N., Advanced Techniques to Develop Asphalt Master Curves from the Bending Beam Rheometer, Petroleum and Coal, Vol. 43, p 54 - 59, 2001
[3.12] Marasteanu M. O., Anderson D.A., Improved Model for Bitumens Rheological Characterization, Eurobitume Workshop on Performance-Related Properties for Bituminous Binders, Paper No. 133, Luxembourg, May 1999
[3.13] Christensen D. W., Anderson D. A., Interpretation of Dynamic Mechanical Test Data for Paving Grade Asphalt Cements, Asphalt Paving Technology 1992, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, vol 61 (1992), p. 68 – 116
[3.14] ASTM D6931-12 Standard Test Method for Indirect Tensile (IDT) Strength of Bituminous Mixtures
[3.15] PN-EN 12697-23 Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 23: Oznaczanie wytrzymałości mieszanki mineralno-asfaltowej na rozciąganie pośrednie.
[3.16] PN-EN 12697-26 Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 26: Sztywność
[3.17] PN-EN 12697-46:2012: Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 46: Pękanie niskotemperaturowe i właściwości w badaniach osiowego rozciągania.
[3.18] SHRP M-007 Standard Method of Test for Short- and Long-Term Aging of Bituminous Mixes, The SUPERPAVE Mix Design System Manual of Specifications, Test Methods, and Practices, SHRP-A-379, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC 1994.

[3.19] AASHTO R30-02 Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot-Mix Asphalt (HMA), Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part 1B: Specifications, 26th Edition 2006, American Association of State Highway and Transportation Officials.
[3.20] Arabani M., Ferdowsi B., Evaluating the semi-circular bending test for HMA mixtures, International Journal of Engineering, Vol. 22, No. 1, 2009, pages 47-58
[3.21] Artamendi I., Khalid H. A., A comparison between beam and semi-circular bending fracture tests for asphalt, Road Materials and Pavement Design, volume 7, supplement 1, 2006, pages 163-180
[3.22] Birgisson B., Montepara A., Romeo E., Roque R., Tebaldi G., Influence of mixture properties on fracture mechanisms in asphalt mixtures, Road Materials and Pavement Design, volume 11, supplement 1, 2010, pages 61-88
[3.23] Elseifi M. A., Mohammad L. N., Ying H., Cooper S., Modeling and evaluation of the cracking resistance of asphalt mixtures using the semi-circular bending test at intermediate temperatures, Road Materials and Pavement Design, volume 13, supplement 1, 2012, pages 124-139
[3.24] German J., Podstawy mechaniki pękania, Politechnika Krakowska, Kraków 2011
[3.25] Judycki J., Fatigue of asphalt mixes, Publication of University of Oulu, Finland 1991
[3.26] Kim K. W., El Hussein M., Variation of fracture toughness of asphalt concrete under low temperatures, Construction and Building Materials, 1997, volume 11, issues 7-8, 1997, pages 403-411
[3.27] Li X.-J., Marasteanu M.O., Using semi circular bending test to evaluate low temperature fracture resistance for asphalt concrete, Experimental Mechanics, volume 50, issue 7, 2010, pages 867-876
[3.28] Marasteanu M., Zofka A., Turos M., Li X., Velasquez R., Li Xue, Buttlar W., Paulino G., Braham A., Dave E., Ojo J., Bahia H., Williams C., Bausano J., Gallistel A., McGraw J., Investigation of low temperature cracking in asphalt pavements, Final Report, Minnesota Department of Transportation, MN/RC 2007-43, Minnesota 2007
[3.29] Mobasher B., Mamlouk M. S., Lin H.-M., Evaluation of crack propagation properties of asphalt mixtures, Journal of Transportation Engineering, volume 123, issue 5, 1997, pages 405-413
[3.30] Murakami Y., Stress Intensity Factors Handbook, Ed. Pergamon, Oxford, 1987
[3.31] Wagoner M. P., Buttlar W. G., Paulino G. H., Blankenship P., Investigation of the fracture resistance of hot-mix asphalt concrete using a disk-shaped compact tension test, Journal of the Transportation Research Board, volume 1929, 2005, pages 183-192
[3.32] Wagoner M. P., Buttlar W. G., Paulino G. H., Development of a single-edge notched beam test for asphalt concrete mixtures, Journal of Testing and Evaluation, volume 33, issue 6, 2005

[3.33] Wagnoner M.P., Buttlar W. G., Paulino G. H., Disk-shaped compact tension test for asphalt concrete fracture, Experimental Mechanics, volume 45, issue 3, 2005, sages 270-277
[3.34] Wu Z., Mohammad L.N., Wang L.B., Mull, M.A., Fracture resistance characterization of SUPERPAVE mixtures using the semi-circular bending test, Performance tests for hot mix asphalt (HMA) including fundamental and empirical procedures, Monograph, American Society for Testing and Materials, 2006, pages 127-141
[3.35] Yoo M.-Y., Jeong S.-H., Park J.-Y., Kim N.-H., Kim K.-W., Low-temperature fracture characteristics of selected warm-mix asphalt concretes, Journal of the Transportation Research Board, volume 2208, issue 2, 2011, pages 40-47
[3.36] Zegeye E., Le J.-L., Turos M., Marasteanu M., Investigation of size effect in asphalt mixture fracture testing at low temperature, Road Materials and Pavement Design, volume 13, supplement 1, 2012, pages 88-101
[3.37] Zhu X.-K., Joyce J. A., Review of fracture toughness (G, K, J, CTOD, CTOA) testing and standardization, Engineering Fracture Mechanics, volume 85, 2012, pages 1-46
[3.38] Szydłowski C., Judycki J., Badania parametrów mechaniki pękania betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności, Drogownictwo nr 7-8/2014, s. 219-225
[3.39] PN-EN 12697-22: 2010, Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 22: Koleinowanie
[3.40] Wymagania Techniczne WT-2 2014, *Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych*, GDDKiA 2014
[3.41] Wymagania Techniczne WT-2 2010, *Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych*, GDDKiA 2010
[3.42] Judycki J., *Analiza niektórych właściwości reologicznych drogowego betonu asfaltowego poddanego działaniu obciążeń statycznych*, praca doktorska, Politechnika Gdańska, Instytut Budownictwa Lądowego, 1975,
[3.43] Judycki J., *Drogowe asfalty i mieszanki mineralno-asfaltowe modyfikowane elastomerem*, Zeszyty naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 452, Gdańsk, 1991,
[3.44] Judycki J., *Modele reologiczne betonu asfaltowego*, Zeszyty naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 368, 1984,
[3.45] National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 513, *Simple Performance Tester for Superpave Mix Design: First-Article Development and Evaluation*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 2003,
[3.46] National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 614, *Refining the Simple Performance Tester for Use in Routine Practice*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 2008,
[3.47] Stachowicz M., *Badania laboratoryjne właściwości reologicznych betonów asfaltowych o podwyższonym module sztywności*, praca magisterska, opiekun pracy: Judycki J., Gdańsk, 2011,

[3.48] VEROAD, User manual, Version 2000 April. Appendix B: “Additional Theory”, NPC bv, Utrecht, Netherlands 2000
[3.49] Judycki J., Jaskuła P., Dołżycki B., Pszczoła M., Jaczewski M., Ryś D., „Przyczyny spękań poprzecznych podbudowy asfaltowej o wysokim module sztywności na autostradzie A1, Odcinek 1, Czerniewice – Odolion, Odcinek 2, Odolion – Brzezie, Gdańsk, kwiecień 2012
[3.50] AASHTO PP42-02 Standard Practice for Determination of Low-Temperature Performance Grade (PG) of Asphalt Binders, 2006 AASHTO Provisional Standards, American Association of State Highway and Transportation Officials
[3.51] Marasteanu M. O., Velasquez R., Falchetto A. C., Zofka A., Development of a Simple Test to Determine the Low Temperature Creep Compliance of Asphalt Mixtures, Final Report for Highway IDEA Project 133, Transportation Research Board of the National Academies, June 2009

4. Analizy i obliczenia

4.1. Cel i zakres analiz i obliczeń

Autor podrozdziału 4.1: prof. dr hab. inż. Józef Judycki

Celem przeprowadzonych analiz i obliczeń było udzielenie odpowiedzi na następujące pytania:

a) Czy zastosowanie betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS do warstw wiążących i podbudów zwiększa podatność nawierzchni asfaltowych na spękania niskotemperaturowe w okresie zimowym i jaka jest skala tego wzrostu w porównaniu z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi AC?
b) Jak duży będzie wzrost odporności nawierzchni asfaltowych na koleinowanie w okresie letnim, jeżeli do warstw wiążących i podbudów zastosowany zostanie beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS w miejsce konwencjonalnego betonu asfaltowego AC?

W analizach o obliczeniach wykorzystano wyniki badań laboratoryjnych mieszanek mineralno-asfaltowych, opisanych w rozdziale 3.

Zakres analiz i obliczeń był następujący:

a) Przeprowadzono ocenę rodzaju funkcjonalnego asfaltów stosowanych do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS i betonów asfaltowych konwencjonalnych AC („Performance Grades") i ich przydatności w warunkach klimatycznych Polski według metody Superpave. Do oceny tej wykorzystano dane o temperaturze w okresie zimowym z wielu stacji klimatycznych rozlokowanych w całej Polsce z okresu ostatnich 30 lat. Zastosowano metodę analizy opracowaną w metodzie Superpave. Stwierdzono, że asfalty 20/30 zalecane do AC WMS są zbyt twarde do polskich warunków klimatycznych.
b) Dokonano obliczeń naprężeń termicznych w warstwach asfaltowych nawierzchni z AC WMS i AC. Obliczenia poprzedzono analizą temperatur nawierzchni asfaltowych w okresie zimy z wykorzystaniem danych z wielu stacji klimatycznych zlokalizowanych na polskich drogach. Przeprowadzono przegląd metod obliczania naprężeń termicznych i wybrano dwie metody: pseudo-sprężystą Hillsa i Briena oraz lepkosprężystą Monismitha. Obliczenia wykonano dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS i betonu asfaltowego konwencjonalnego AC z zastosowaniem różnych asfaltów (zwykłych, modyfikowanych i wielorodzajowych) o różnej twardości. Wyniki obliczeń porównano z badaniami według metody TSRST. Stwierdzono, że betony asfaltowe o wysokim module sztywności są znacznie bardziej podatne na spękania niskotemperaturowe od betonów asfaltowych konwencjonalnych AC.

c) Dokonano oceny modułów sztywności i czasów relaksacji betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS w niskich temperaturach. Moduły sztywności i czasy relaksacji są podstawowymi parametrami mieszanek mineralno-asfaltowych, od których zależy wielkość indukowanych naprężeń termicznych podczas oziębiania. Stwierdzono, że najgorsze parametry ma AC WMS z asfaltem 20/30.
d) Przeprowadzono analizę lepkosprężystą konstrukcji nawierzchni z warstwami z betonu asfaltowego konwencjonalnego AC i o wysokim module sztywności AC WMS w warunkach wyższych temperatur letnich. Analizę poprzedzono studiami nad rozkładem temperatury na głębokości nawierzchni w okresie upalnego lata. Wykorzystano do tego celu wyniki badań ze stacji klimatycznych z polskich dróg. Podstawowym parametrem oceny były obliczone deformacje trwałe nawierzchni powstające na powierzchni nawierzchni po przejeździe koła równoważnej osi standardowej. Do obliczeń wykorzystano wyniki badań przy obciążeniach powtarzalnych w wyższych temperaturach i program komputerowy VEROAD, opracowany dla wielowarstwowej półprzestrzeni lepkosprężystej. Stwierdzono, że w okresie wysokich temperatur letnich, w przypadku zastosowania do warstw wiążących betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS w miejsce betonu asfaltowego AC następuje zmniejszenie deformacji trwałych. Zmniejszenie to jest jednak niezbyt duże. Stwierdzono ponadto, że rodzaj betonu asfaltowego zastosowany do podbudowy asfaltowej (AC WMS lub AC) nie ma istotnego wpływu na wartości wywoływanych deformacji trwałych.

4.2. Ocena rodzaju funkcjonalnego asfaltów stosowanych do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS i betonów asfaltowych konwencjonalnych AC („Performance Grades") i ich przydatności w warunkach klimatycznych Polski według metody Superpave

Autor podrozdziału 4.2: dr inż. Marek Pszczoła

4.2.1. Ocena rodzaju funkcjonalnego PG asfaltów stosowanych do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS oraz do betonów asfaltowych konwencjonalnych AC

Ocena rodzaju funkcjonalnego asfaltów stosowanych do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS oraz do betonów asfaltowych konwencjonalnych przeprowadzono zgodnie z metodą Superpave opracowaną w Stanach Zjednoczonych w ramach programu badawczego SHRP (ang. Strategic Highway Research Program) [4.1], [4.2]. Rodzaj funkcjonalny asfaltu oznacza się jako **PG X-Y**, gdzie:

- wartość X jest średnią, 7-dniową maksymalną temperaturą nawierzchni,
- wartość Y jest minimalną temperaturą nawierzchni.

Rodzaj funkcjonalny PG oznacza, w jakich warunkach klimatycznych może pracować dany asfalt zastosowany do danej asfaltowej warstwy nawierzchni. Wartości rodzaju funkcjonalnego podawany są z gradacją co 6°C. Klasyfikację asfaltów na podstawie rodzaju funkcjonalnego PG przedstawiono w tablicy 4.1.

Tablica 4.1. Klasyfikacja asfaltów na podstawie rodzaju funkcjonalnego PG, według [4.1]

Rodzaj funkcjonalny **PG X-Y**		Średnia 7-dniowa maksymalna temperatura nawierzchni, wartość **X**, [°C]	Minimalna temperatura nawierzchni, wartość **Y**, [°C]
PG 46	-34	< +46	> -34
	-40		> -40
	-46		> -46
PG 52	-10	< +52	> -10
	-16		> -16
	-22		> -22
	-28		> -28
	-34		> -34
	-40		> -40
	-46		> -46
PG 58	-16	< +58	> -16
	-22		> -22
	-28		> -28
	-34		> -34
	-40		> -40
PG 64	-10	< +64	> -10
	-16		> -16
	-22		> -22
	-28		> -28
	-34		> -34
	-40		> -40
PG 70	-10	< +70	> -10
	-16		> -16
	-22		> -22
	-28		> -28
	-34		> -34
	-40		> -40
PG 76	-10	< +76	> -10
	-16		> -16
	-22		> -22
	-28		> -28
	-34		> -34
PG 82	-10	< +82	> -10
	-16		> -16
	-22		> -22
	-28		> -28
	-34		> -34

W ostatnich latach badania laboratoryjne asfaltów, wymagane do wyznaczenia rodzaju funkcjonalnego PG, prowadzone były między innymi przez:

- Orlen Asfalt sp. z o.o. – raport z roku 2014 [4.2],
- Politechnikę Warszawską – raport z roku 2011 na zlecenie GDDKiA [4.3],
- Politechnikę Warszawską – raport z roku 2012 na zlecenie firmy Eurovia Polska S.A. [4.4],

Rodzaj funkcjonalny asfaltów wyznacza się na podstawie następujących badań laboratoryjnych, zgodnie z procedurą SHRP [4.1]:

- Badanie w reometrze zginanej belki (ang. Bending Beam Rheometer – BBR) – ocena właściwości asfaltu w niskich temperaturach,
- Badanie w reometrze dynamicznego ścinania (ang. Dynamic Shear Rheometer – DSR) – ocena właściwości asfaltu w wysokich temperaturach.

Klasyfikacja rodzaju funkcjonalnego PG asfaltów na podstawie badań przeprowadzonych w Orlen Asfalt sp. z o.o. w latach 2010 – 2012 [4.2] została przedstawiona w tablicy 4.2.

Tablica 4.2. Klasyfikacja rodzaju funkcjonalnego PG asfaltów produkowanych w Orlen Asfalt sp. z o.o. według badań Orlen Asfalt sp. z o.o., [4.2]

Rodzaj badanego asfaltu	Rodzaj funkcjonalny PG (bezpośrednie wyniki z badań)	Rodzaj funkcjonalny PG według normy AASHTO MP1 [4.5]
20/30	84-18	82-16
35/50	74-21	70-16
50/70	67-25	64-22
70/100	63-26	58-22
Wielorodzajowy 35/50	84-20	82-16
Wielorodzajowy 50/70	74-21	70-16
Modyfikowany 10/40-65	83-18	82-16
Modyfikowany 25/55-60	80-23	76-22
Modyfikowany 45/80-55	72-26	70-22
Modyfikowany 45/80-65	77-24	76-22
Modyfikowany 65/105-60	69-30	64-28

Według badań przedstawionych w tablicy 4.2 asfalt 20/30, który jest stosowany w Polsce do betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS został zakwalifikowany jako PG 82-16. Bezpośrednie wartości rodzaju funkcjonalnego z badań laboratoryjnych według procedury SHRP dla tego asfaltu wyniosły PG 84-18.

W latach 2009-2011 na zlecenie GDDKiA na Politechnice Warszawskiej prowadzone były badania asfaltów drogowych produkowanych w Polsce [4.3]. W ramach tych

badań oceniano również rodzaj funkcjonalny PG asfaltów. W tablicy 4.3 przedstawiono wyniki badań źródłowych BBR oraz DSR asfaltów zwykłych, na podstawie których wyznaczono rodzaj funkcjonalny. Dla porównania podano również wyniki badań temperatury łamliwości Fraassa oraz temperatury mięknienia PiK.

Tablica 4.3. Wyniki badań asfaltów oraz klasyfikacja rodzaju funkcjonalnego PG według raportu Politechniki Warszawskiej na zlecenie GDDKiA, [4.3]

Oznaczenie próbek asfaltu	Pochodzenie próbek: I lub II – producent 1, 2, 3, 4 – wytwórnia mma	Temperatura łamliwości wg metody Fraassa, [°C]	Rodzaj funkcjonalny PG
20/30_1	I; 1	-11	PG 82-10
20/30_2	I; 1	-11	PG 82-10
20/30_3	II; 1	-6	PG 82-10
20/30_4	II; 1	-6	PG 82-10
35/50_1	II; 1	-21	PG 70-16
35/50_2	II; 2	-18	PG 70-16
35/50_3	II; 3	-16	PG 70-16
35/50_4	II; 1	-11	PG 76-16
35/50_5	I; 4	-12	PG 70-16
35/50_6	I; 3	-11	PG 70-16
35/50_7	I; 3	-9	PG 76-16
35/50_8	II; 3	-10	PG 70-16
50/70_1	II; 1	-12	PG 64-16
50/70_2	II; 1	-14	PG 70-22
50/70_3	II; 1	-23	PG 64-16
50/70_4	II; 2	-17	PG 64-16
50/70_5	I; 3	-14	PG 64-16
50/70_6	II; 3	-16	PG 70-16
50/70_7	I; 1	-11	PG 64-22

Wyniki badań właściwości niskotemperaturowych analizowanych asfaltów określone w aparacie BBR (dolny zakres rodzaju funkcjonalnego PG), a także na podstawie temperatury łamliwości Fraassa wskazują na istotnie gorsze właściwości w niskich temperaturach asfaltu 20/30 w porównaniu z asfaltami 35/50 oraz 50/70. Asfalt 20/30 zaklasyfikowany został do rodzaju funkcjonalnego PG 82-10, co oznacza, że według metody Superpave jest on przydatny do wykonywania warstw asfaltowych nawierzchni pracujących w temperaturach ujemnych jedynie do -10°C.

Badania właściwości funkcjonalnych asfaltów według wymagań metody Superpave prowadzone były przez Politechnikę Warszawską również na zlecenie firmy Eurovia Polska S.A. Badania przeprowadzono w roku 2012 i obejmowały one 6 różnych rodzajów asfaltów:

- Asfalt 20/30 produkcji firmy Shell,
- Asfalt 20/30 produkcji firmy Lotos Asfalt,
- Asfalt 35/50 produkcji firmy Orlen Asfalt,
- Asfalt 50/70 produkcji firmy Lotos Asfalt,
- Asfalt PmB 25/55-60 produkcji firmy Lotos Asfalt,
- Asfalt PmB 45/80-55 produkcji firmy Lotos Asfalt.

Wyniki badań oraz wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG asfaltów przedstawiono w tablicy 4.4.

Tablica 4.4. Wyniki badań asfaltów oraz klasyfikacja rodzaju funkcjonalnego PG według raportu Politechniki Warszawskiej na zlecenie firmy Eurovia Polska S.A., [4.4]

Rodzaj lepiszcza – producent	Rodzaj funkcjonalny PG
20/30 – Shell	PG 76-4*
20/30 – Lotos Asfalt	PG 82-10
35/50 – Orlen Asfalt	PG 76-16
50/70 – Lotos Asfalt	PG 64-16
PmB 25/55-60 – Lotos Asfalt	PG 82-10
PmB 45/80-55 – Lotos Asfalt	PG 76-16

(*) – wartość szacowana, poza wymaganiami Superpave

Według badań przedstawionych w tablicy 4.4 asfalt 20/30, który jest stosowany do betonu asfaltowego o wysokim module sztywności ACWMS został zakwalifikowany, jako PG 76-4 (Shell) oraz PG 82-10 (Lotos Asfalt). Wartość dolnego przedziału PG uzyskana dla asfaltu 20/30 Shell oszacowana została poza wymaganiami Superpave. Wskazuje to, że nawet wymagania amerykańskiej metody Superpave nie obejmują asfaltów o tak wysokiej wartości minimalnej temperatury, w jakiej miałby pracować asfalt w nawierzchni.

W tablicy 4.5 przedstawiono podsumowanie przedstawionych wcześniej wyników badań rodzaju funkcjonalnego PG dla asfaltu 20/30 najczęściej stosowanego do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS.

Tablica 4.5. Podsumowanie wyników badań rodzaju funkcjonalnego PG dla asfaltów zwykłych

Badania prowadzone przez:	Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG dla asfaltu:		
	20/30	35/50	50/70
Orlen Asfalt	PG 82-16	PG 70-16	PG 64-22
Politechnika Warszawska (zlecenie GDDKiA)	PG 82-10	PG 70-16 PG 76-16	PG 64-16 PG 70-22
Politechnika Warszawska (zlecenie Eurovia)	PG 76-4* (Shell) PG 82-10 (Lotos)	PG 76-16	PG 64-16

(*) – wartość szacowana, poza wymaganiami Superpave

4.2.2. Analiza warunków temperaturowych w Polsce

Celem przeprowadzonej analizy było wyznaczenie wymaganego rodzaju funkcjonalnego PG na podstawie danych klimatycznych z okresu 30 lat (od roku 1983 do roku 2012) uzyskanych ze stacji meteorologicznych. Do analizy przyjęto 22 stacje meteorologiczne zlokalizowane na terytorium Polski. Dodatkowo, ze względu na występujące istotne braki w danych między innymi ze stacji zlokalizowanych w południowo-wschodniej Polsce, przyjęto dodatkowe 7 punktów pomiarowych zlokalizowanych w regionach przygranicznych [4.10].

4.2.2.1. Wyznaczenie średnich 7-dniowych maksymalnych temperatur projektowych i minimalnych temperatur projektowych nawierzchni w Polsce dla warstw ścieralnej, wiążącej i podbudowy według metody SUPERPAVE

Dane pomiarowe dotyczące temperatury powietrza zostały pobrane z amerykańskiej bazy danych National Climatic Data Center [4.6]. Z bazy danych uzyskano dobowe temperatury powietrza, jako wartości średniej temperatury dobowej, minimalnej oraz maksymalnej temperatury zarejestrowanej w ciągu 24 godzin każdej analizowanej doby. Spośród dostępnych stacji meteorologicznych do dalszej analizy przyjęto tylko te stacje, których dane pomiarowe były kompletne lub występujące braki nie wpływały na wynik analizy. Na rysunku 4.1 przedstawiono lokalizację stacji meteorologicznych, które zostały przyjęte do dalszej analizy rodzaju funkcjonalnego PG. Niestety nie były dostępne stacje w rejonie województw małopolskiego i podkarpackiego, dlatego przyjęto dane z przyległych do tych regionów stacji z Lwowa (Ukraina) oraz Popradów i Żylicy (Słowacja) jak podano na rys np. 4.1.



Rysunek 4.1. Lokalizacja stacji meteorologicznych przyjętych do analizy rodzaju funkcjonalnego PG asfaltów

Procedura wyznaczania rodzaju funkcjonalnego PG na podstawie danych klimatycznych przeprowadzona według metody Superpave [4.1] była następująca:

1. Przyjęcie okresu obliczeniowego 30 lat (1983-2012) i pozyskanie danych temperaturowych z poszczególnych stacji meteorologicznych.
2. Wyznaczenie maksymalnej średniej 7-dniowej temperatury powietrza oraz minimalnej temperatury powietrza dla każdego analizowanego roku.
3. Wyznaczenie występowania maksymalnych średnich 7-dniowych temperatur oraz minimalnych temperatur powietrza z prawdopodobieństwem 50% oraz 98%.
4. Przyjęcie typowej konstrukcji nawierzchni według Katalogu 2013 [4.7], typ A1, dla ruchu KR6 – łączna grubość warstw asfaltowych 28 cm:
   - warstwa ścieralna z mieszanki SMA gr. 4 cm,
   - warstwa wiążąca z betonu asfaltowego gr. 8 cm,
   - warstwa podbudowy zasadniczej z betonu asfaltowego gr. 16 cm.
5. Wyznaczenie maksymalnych i minimalnych temperatur nawierzchni przy wykorzystaniu następujących zależności obliczeniowych:
   - maksymalna średnia 7-dniowa temperatura nawierzchni:

$$T_{max}^{d} = 54{,}32 + 0{,}78 \cdot T_{air} - 0{,}0025 \cdot \phi^2 - 15{,}14 \cdot \log_{10}(d + 25) + z\,(9 + 0{,}61(\sigma_{air})^2)^{0{,}5} \qquad (4.1)$$

gdzie:

T_{max}^{d} - maksymalna temperatura w nawierzchni na głębokości d, [°C]

T_{air} - maksymalna średnia 7-dniowa temperatura powietrza, [°C]

ϕ - szerokość geograficzna stacji meteorologicznej, [°]
d - głębokość w nawierzchni, [mm]
σ_{air} - odchylenie standardowe maksymalnej średniej 7-dniowej temperatury powietrza, [°C]
z - wielkość statystyczna z = 2,055 dla prawdopodobieństwa 98%, z = 0 dla prawdopodobieństwa 50%.

- minimalna temperatura nawierzchni:

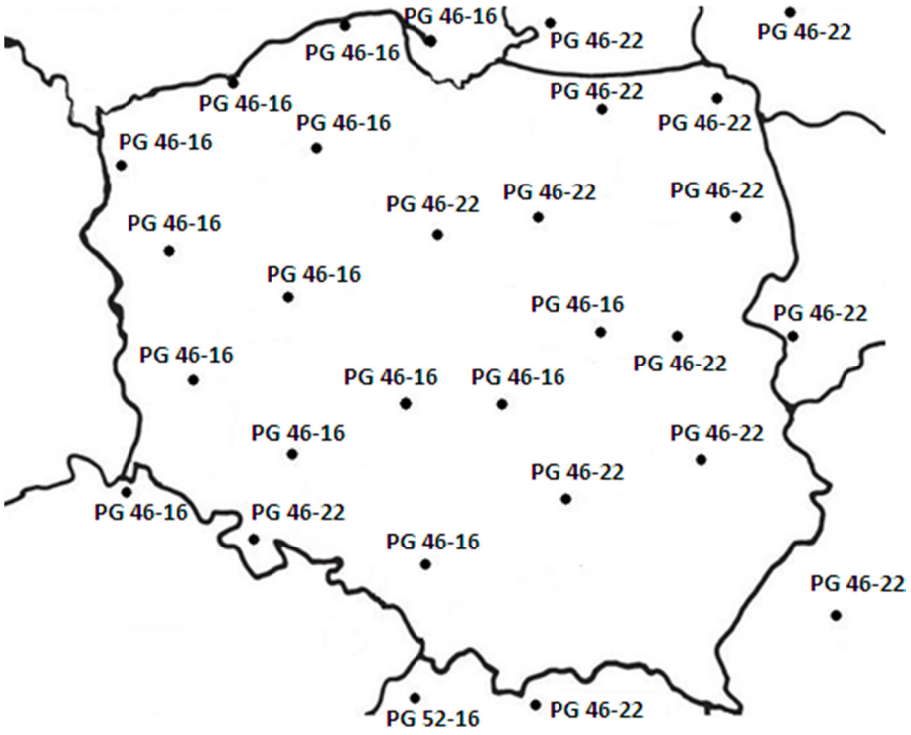
$$T_{min}^{d} = -1{,}56 + 0{,}72 \cdot T_{air} - 0{,}004 \cdot \phi^2 + 6{,}26 \cdot \log_{10}(d + 25) - z(4{,}4 + 0{,}52 \cdot (\sigma_{air})^2)^{0{,}5} \quad (4.2)$$

gdzie:
T_{min}^{d} - minimalna temperatura nawierzchni na głębokości d, [°C]
T_{air} - minimalna temperatura powietrza, [°C]
ϕ - szerokość geograficzna stacji meteorologicznej, [°]
d - głębokość w nawierzchni, [mm]
σ_{air} - odchylenie standardowe minimalnej temperatury powietrza, [°C]
z - wielkość statystyczna z = 2,055 dla prawdopodobieństwa 98%, z = 0 dla prawdopodobieństwa 50%.
Maksymalne i minimalne temperatury nawierzchni wyznaczane były w środku grubości poszczególnych warstw asfaltowych, czyli na głębokości d nawierzchni:
- dla warstwy ścieralnej na głębokości d = 2 cm (0,5 x 4 cm)
- dla warstwy wiążącej na głębokości d = 8 cm (0,5 x 8 cm + 4 cm),
- dla warstwy podbudowy asfaltowej na głębokości d = 20 cm (0,5 x 16 cm + 8 cm + 4 cm).

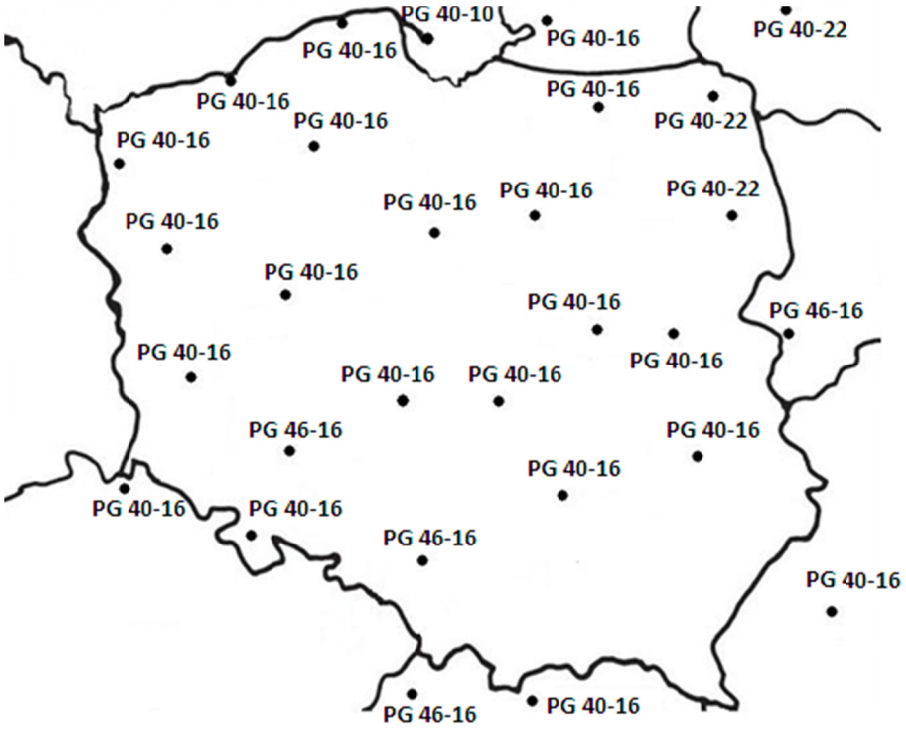
6. Obliczenie rodzaju funkcjonalnego PG dla warstw konstrukcji nawierzchni: ścieralnej, wiążącej i podbudowy oraz dla każdej analizowanej lokalizacji stacji meteorologicznej z założonym poziomem prawdopodobieństwa 50% i 98%.

Obliczone wartości maksymalnych średnich 7-dniowych temperatur i minimalnych temperatur nawierzchni dla warstwy ścieralnej (d=20 mm), wiążącej (d=8 cm) oraz podbudowy asfaltowej (d=20cm) dla każdego analizowanego roku przedstawiono w Załączniku B.1.

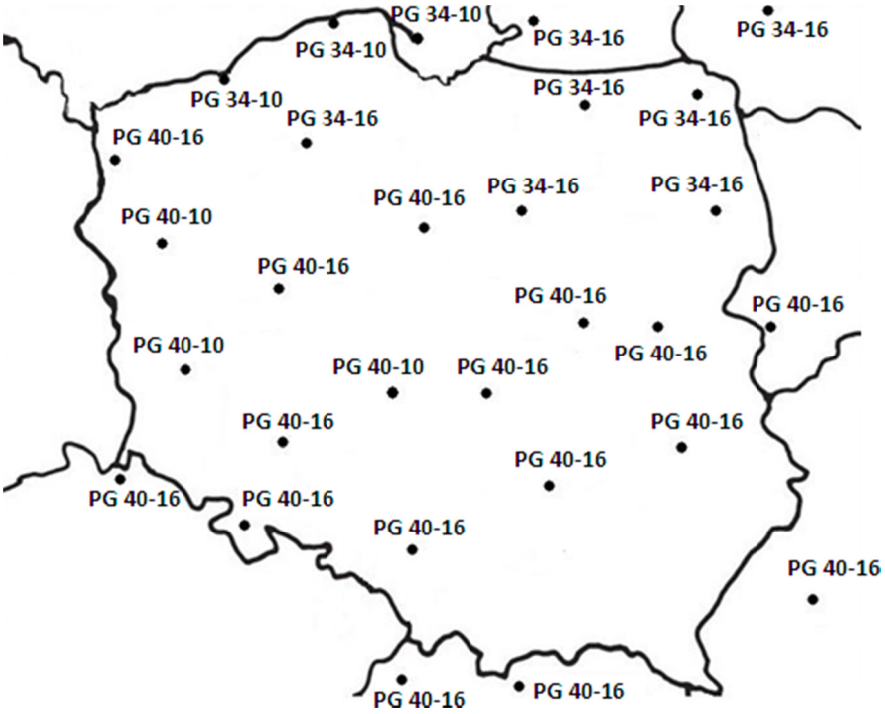
Na rysunkach od 4.2 do 4.4 przedstawiono wyznaczone wartości rodzaju funkcjonalnego PG z 50% poziomem ufności dla wszystkich analizowanych stacji meteorologicznych. Szczegółowe wyniki obliczeń przedstawiono w Załączniku B.1.



Rysunek 4.2. Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG z 50% poziomem ufności, dla warstwy ścieralnej (głębokość d=20 mm)



Rysunek 4.3. Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG z 50% poziomem ufności, dla warstwy wiążącej (głębokość d=80 mm)



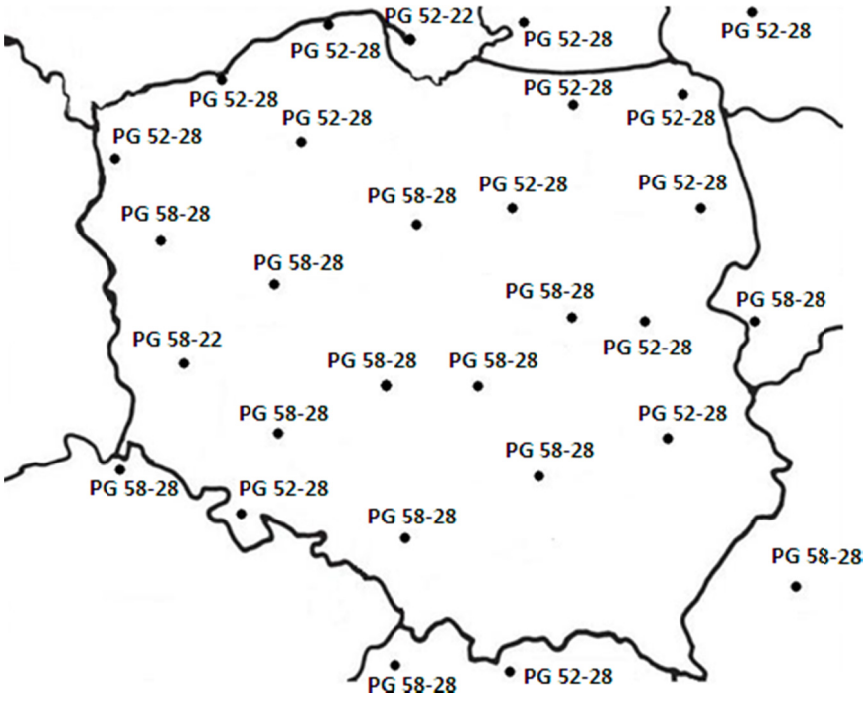
Rysunek 4.4. Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG z 50% poziomem ufności, dla warstwy podbudowy asfaltowej (głębokość d=200 mm)

Na rysunku 4.2 z zaznaczonymi obliczonymi rodzajami funkcjonalnymi PG z 50% stopniem pewności, wyznaczonymi na podstawie danych z 30-letniego okresu obliczeniowego można zauważyć, że na głębokości nawierzchni 20 mm, która reprezentuje warstwę ścieralną można wyróżnić 2 strefy o różnych wartościach PG. W całym kraju górna wartość rodzaju funkcjonalnego wynosi 46, natomiast różnice są jedynie w dolnej granicy, która wynosi -22 głównie na obszarze Polski wschodniej bądź -16 na pozostałym obszarze kraju.

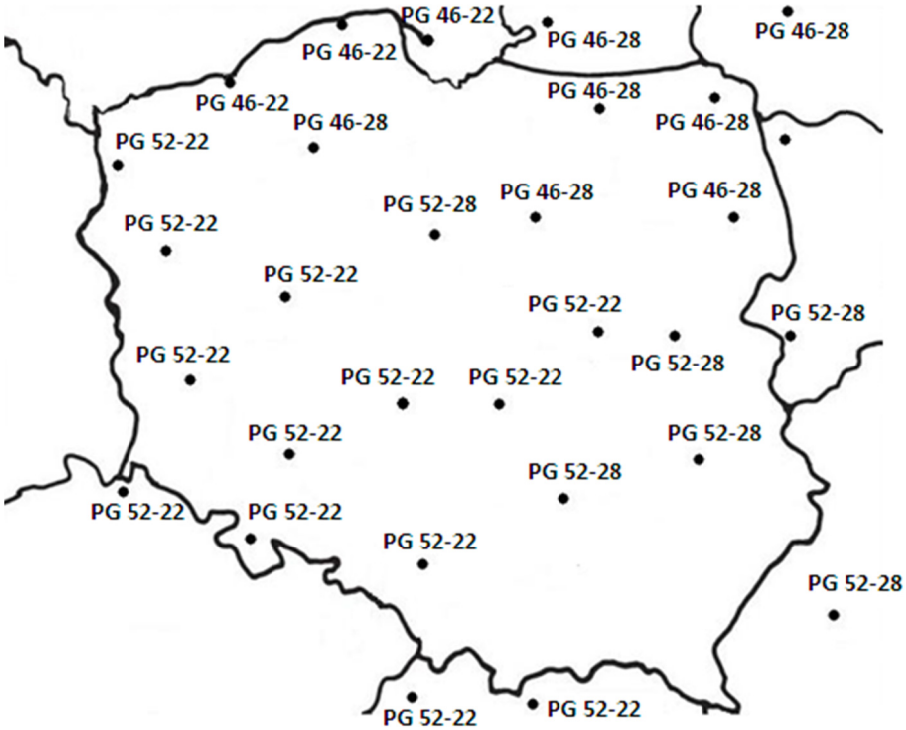
Na głębokości nawierzchni 80 mm (rys. 4.3), charakteryzującej warstwę wiążącą, również wszystkie lokalizacje w kraju cechują się jednakową wartością górnej granicy liczby PG, wynoszącą 40. Natomiast dolne granice, z wyjątkiem Kętrzyna (PG 40-22 → PG 40-16) pozostały bez zmian.

Na głębokości nawierzchni 200 mm (rys 4.4), charakteryzującej warstwę podbudowy asfaltowej, najwęższym zakresem temperaturowym charakteryzują się lokalizacje nadmorskie (Hel, Łeba, Koszalin), gdzie występuje rodzaj funkcjonalny PG 34-10. Równie niskimi wartościami górnej granicy liczy PG cechują się lokalizacje w północnej i północno wschodniej części Polski. Na pozostałym terenie kraju wartości te pozostały niezmienione i wynoszą 40. Natomiast dolna granica rodzaju funkcjonalnego w dalszym ciągu w większości kraju wynosi -16, z wyłączeniem lokalizacji wymienionych powyżej oraz Kalisza, Gorzowa Wielkopolskiego i Zielonej Góry (-10).

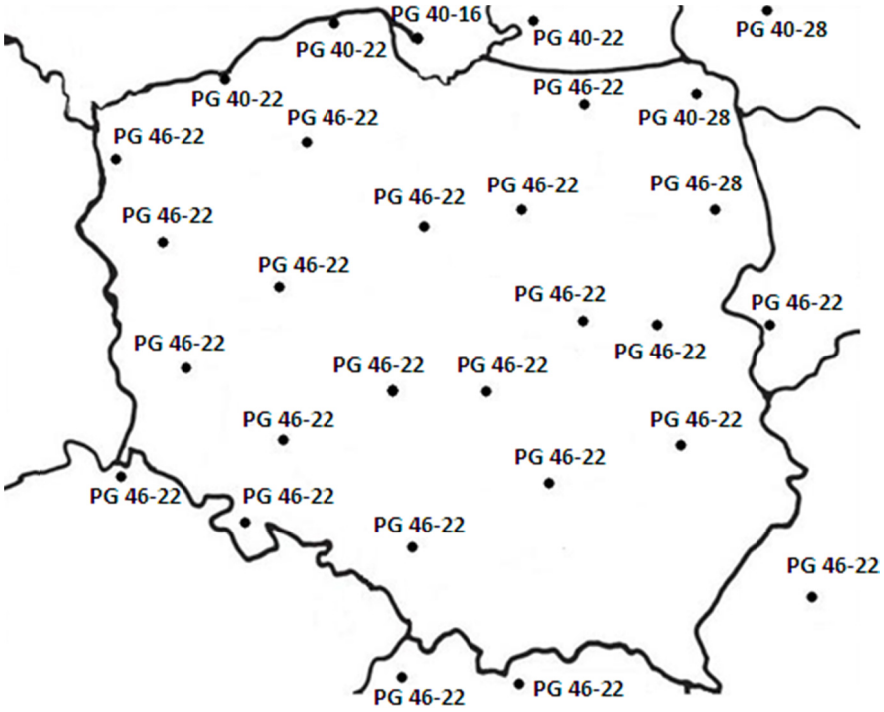
Na rysunkach od 4.5 do 4.7 przedstawiono wyznaczone wartości rodzaju funkcjonalnego PG z 98% poziomem ufności dla wszystkich analizowanych stacji meteorologicznych. Podobnie jak w przypadku analiz z 50 % poziomem ufności szczegółowe wyniki obliczeń przedstawiono w Załączniku B.1.



Rysunek 4.5. Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG z 98% poziomem ufności, dla warstwy ścieralnej (głębokość d=20 mm)



Rysunek 4.6. Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG z 98% poziomem ufności, dla warstwy wiążącej (głębokość d=80 mm)



Rysunek 4.7. Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG z 98% poziomem ufności, dla warstwy podbudowy asfaltowej (głębokość d=200 mm)

Na rysunku 4.5, przedstawiającym obliczone rodzaje funkcjonalne PG z 98% poziomem ufności, widoczne są wyraźne różnice w wyznaczonych wartościach PG w porównaniu z założonym 50% poziomem ufności (rys 4.2). Zakresy pomiędzy górną, a dolną granicą rodzajów funkcjonalnych uległy zwiększeniu, w porównaniu do zakresów z 50% poziomem ufności. Wstępujące wartości górnej i dolnej granicy PG w każdej lokalizacji i na każdej głębokości zwiększyły się o jedną lub dwie klasy (o 6 bądź o 12 °C).

Maksymalna górna granica przedziału funkcjonalnego i minimalna dolna granica przedziału funkcjonalnego dla warstwy ścieralnej (d = 20 mm) wynoszą odpowiednio 58 i -28. Wyróżniającym się miastem jest Hel, który charakteryzuje się najwęższym zakresem temperaturowym rodzaju funkcjonalnego PG na wszystkich rozpatrywanych głębokościach. Hel jest też, obok Zielonej Góry, jedną z dwóch lokalizacji, dla której odnotowano najwyższą ujemną wartość dolnej granicy PG wynoszącą -22.

Dla warstwy ścieralnej (d=20 mm) występują 4 rodzaje funkcjonalne PG (58-28; 58-22; 52-28; 52-22) Ze względu na górne granice PG, Polska podzielona jest na 2 strefy, o granicy 52 i 58. Dolne granice PG dla wszystkich lokalizacji z wyjątkiem Helu i Zielonej Góry (-22) wynoszą -28.

Dla warstwy wiążącej (d=80 mm) różnice pomiędzy górną wartością PG wahają się w granicach jednego przedziału. Polska podzielona jest na dwie strefy: północ i

północy-wschód charakteryzuje się górną granicą PG wynoszącą 46, natomiast na pozostałym obszarze kraju jest to wartość 52. Najwęższym zakresem temperatur charakteryzują się Hel i Łeba, gdzie występuje PG 46-22. Dolne granice w dalszym ciągu zróżnicowane są na miasta o PG-28 oraz przeważające PG-22. Najszerszy zakres temperatur wynoszący 80 stopni występuje w Kielcach, Lublinie, Siedlcach oraz Toruniu. Rodzaj funkcjonalny w tych miastach to PG 52-28. Najwęższy zakres równy 68 stopni występuje w miastach nadmorskich (Koszalin, Łeba, Hel) charakteryzujących się PG 46-22.

Dla warstwy podbudowy asfaltowej (d=200 mm) występują dwie wartości górnego przedziału PG. Przeważająca część Polski określona jest przez PG 46, wyjątkiem są lokalizacje nadmorskie (Hel, Łeba, Koszalin) oraz Suwałki. Bardziej zróżnicowana jest dolna granica PG. W Suwałkach oraz Białymstoku wynosi ona -28, a Hel charakteryzuje się najwyższą jej wartością równą -16. Reszta kraju znajduje się w strefie dolnej granicy PG wynoszącej -22. Wśród analizowanych miast wyróżniają się Białystok, gdzie przedział rodzaju funkcjonalnego PG jest najszerszy i wynosi 74 stopnie (PG 46-28) oraz Hel, o najwęższym przedziale wynoszącym 56 stopni (PG 40-16).

Szczegółowe wyniki analizy przydatności asfaltów do poszczególnych warstw nawierzchni w oparciu o klasyfikację PG przedstawiono w tablicach 4.6 i 4.7.

Tablica 4.6. Przydatność asfaltów według klasyfikacji PG na terenie kraju w wysokich temperaturach

<table>
<tr><td rowspan="2">Rodzaj asfaltu wg klasyfikacji funkcjonalnej PG</td><td colspan="3">Warstwa</td></tr>
<tr><td>ścieralna</td><td>wiążąca</td><td>podbudowa asfaltowa</td></tr>
<tr><td colspan="4">Prawdopodobieństwo P = 50%</td></tr>
<tr><td>PG 34-X</td><td colspan="2">nieprzydatne</td><td>przydatne:
Suwałki, Białystok, Kętrzyn, Mława, Hel, Łeba, Chojnice, Koszalin</td></tr>
<tr><td>PG 40-X</td><td>nieprzydatne</td><td rowspan="4">przydatne:
cały kraj</td><td rowspan="4">przydatne:
cały kraj</td></tr>
<tr><td>PG 46-X</td><td rowspan="3">przydatne:
cały kraj</td></tr>
<tr><td>PG 52-X</td></tr>
<tr><td>PG 58-X</td></tr>
<tr><td colspan="4">Prawdopodobieństwo P = 98%</td></tr>
<tr><td>PG 34-X</td><td colspan="3">nieprzydatne</td></tr>
<tr><td>PG 40-X</td><td colspan="2">nieprzydatne</td><td>przydatne:
Suwałki, Białystok, Hel, Łeba, Koszalin</td></tr>
<tr><td>PG 46-X</td><td>nieprzydatne</td><td>przydatne:
Suwałki, Białystok, Kętrzyn, Mława, Hel, Chojnice, Łeba, Koszalin</td><td rowspan="3">przydatne:
cały kraj</td></tr>
<tr><td>PG 52-X</td><td>przydatne:
Suwałki, Białystok, Siedlce, Lublin, Kętrzyn, Mława, Hel, Łeba, Chojnice, Koszalin, Szczecin, Zielona Góra</td><td rowspan="2">przydatne:
cały kraj</td></tr>
<tr><td>PG 58-X</td><td>przydatne:
cały kraj</td></tr>
</table>

Tablica 4.7. Przydatność asfaltów według klasyfikacji PG na terenie kraju w niskich temperaturach

<table>
<tr><td rowspan="2">Rodzaj asfaltu wg klasyfikacji funkcjonalnej PG</td><td colspan="3">Warstwa</td></tr>
<tr><td>ścieralna</td><td>wiążąca</td><td>podbudowa asfaltowa</td></tr>
<tr><td colspan="4">Prawdopodobieństwo P = 50%</td></tr>
<tr><td>PG X-10</td><td colspan="2">nieprzydatne</td><td>przydatne:
Hel, Łeba, Koszalin, Gorzów Wlkp., Zielona Góra</td></tr>
<tr><td>PG X-16</td><td>przydatne:
Hel, Łeba, Chojnice, Koszalin, Szczecin, Gorzów Wlkp., Poznań, Zielona Góra, Warszawa, Łódź, Kalisz, Wrocław</td><td>przydatne:
Kętrzyn, Mława, Hel, Łeba, Chojnice, Koszalin, Szczecin, Mława, Toruń, Poznań, Zielona Góra, Siedlce, Warszawa, Łódź, Kalisz, Wrocław, Kłodzko, Lublin, Kielce, Katowice</td><td>przydatne:
cały kraj</td></tr>
<tr><td>PG X-22</td><td colspan="3" rowspan="2">przydatne:
cały kraj</td></tr>
<tr><td>PG X-28</td></tr>
<tr><td colspan="4">Prawdopodobieństwo P = 98%</td></tr>
<tr><td>PG X-10</td><td colspan="3">nieprzydatne</td></tr>
<tr><td>PG X-16</td><td colspan="2">nieprzydatne</td><td>przydatne:
Hel</td></tr>
<tr><td>PG X-22</td><td>przydatne:
Hel, Zielona Góra</td><td>przydatne:
Hel, Łeba, Koszalin, Szczecin, Gorzów Wlkp., Poznań, Zielona Góra, Warszawa, Łódź, Kalisz, Wrocław, Katowice, Kłodzko</td><td>przydatne:
Kętrzyn, Mława, Hel, Łeba, Chojnice, Koszalin, Szczecin, Mława, Toruń, Poznań, Zielona Góra, Siedlce, Warszawa, Łódź, Kalisz, Wrocław, Kłodzko, Lublin, Kielce, Katowice</td></tr>
<tr><td>PG X-28</td><td colspan="3">przydatne:
cały kraj</td></tr>
</table>

4.2.2.2. Porównanie uzyskanych wyników z wcześniejszymi analizami IBDiM

W roku 2000 opublikowane zostały wyniki analiz przeprowadzone w IBDiM, dotyczące wyznaczenia stref klimatycznych w Polsce na podstawie analizy danych klimatycznych i obliczeń rodzaju funkcjonalnego PG [4.8], [4.9]. Celem tych analiz

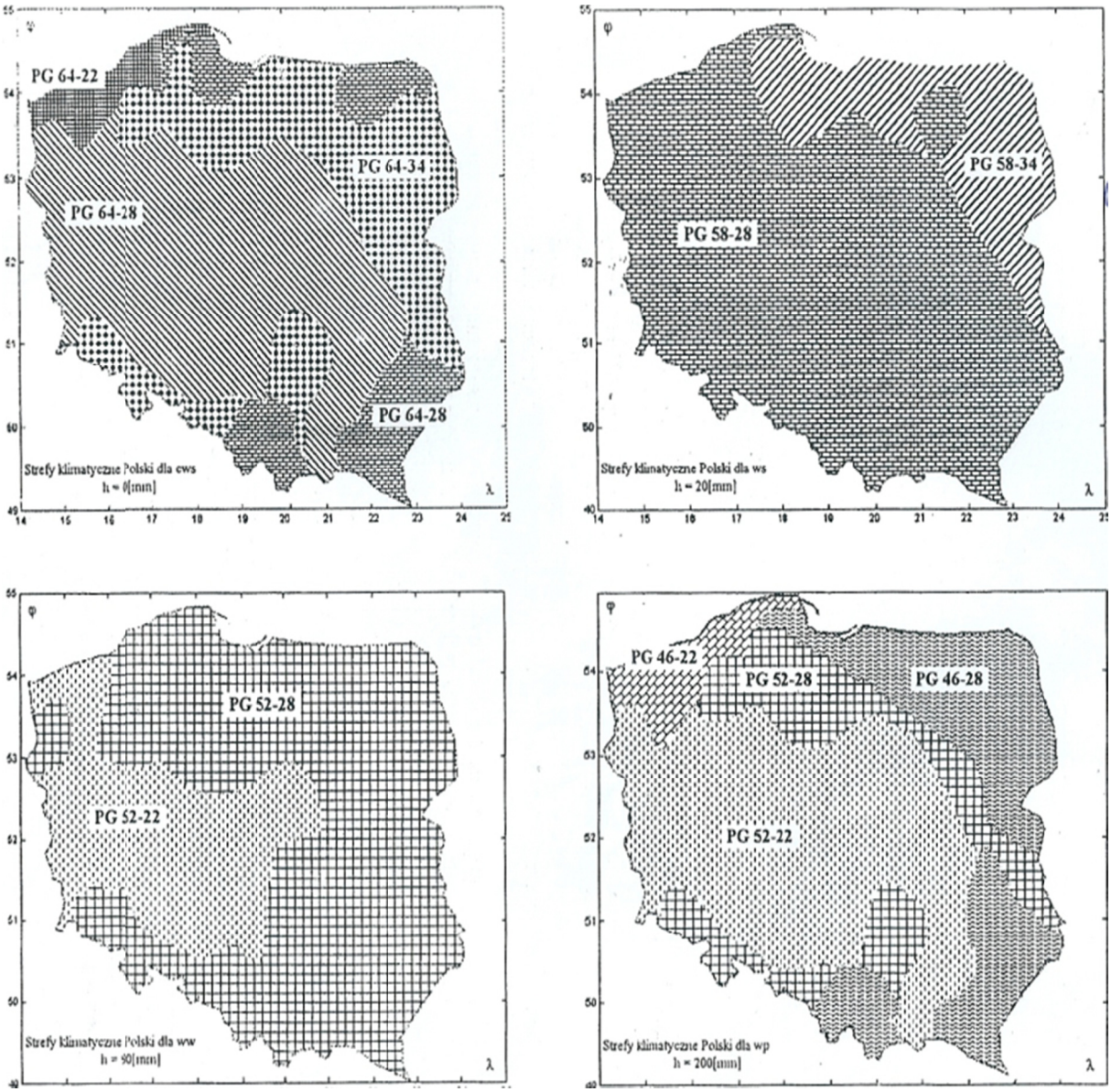
było odpowiednie dopasowanie lepiszcza asfaltowego do warunków klimatycznych panujących w Polsce. W analizie uwzględniono położenie warstw w nawierzchni i w zależności od tego dokonano zróżnicowanego doboru lepiszcza. Ponadto przedstawiono sposób przetwarzania wartości rodzajów funkcjonalnych PG na takie właściwości asfaltu jak temperatura mięknienia i temperatura łamliwości.
Temperatura nawierzchni wyznaczana była na pięciu głębokościach, które uznano za reprezentatywne dla konkretnych warstw nawierzchni drogowej:

- 0 cm – cienka warstwa ścieralna o grubości 1÷3 cm,
- 2 cm – konwencjonalna warstwa ścieralna o grubości 4 – 5 cm,
- 5 cm – głębokość reprezentatywna według SHRP/Superpave,
- 9 cm – warstwa wiążąca o grubości 8 cm,
- 20 cm – warstwa podbudowy o grubości 14÷18 cm.

Analiza została przeprowadzona w oparciu o dane pomiarowe z 59 polskich stacji meteorologicznych z okresu 5 lat (od 1994 do 1998). Na podstawie przeprowadzonych analiz przygotowano 4 mapy, przedstawiające ustalone strefy klimatyczne Polski dla następujących warstw konstrukcyjnych nawierzchni:

- cienka warstwa ścieralna, h=0 mm,
- warstwa ścieralna, h=20 mm,
- warstwa wiążąca, h=90 mm,
- warstwa podbudowy, h=200 mm.

Podział terytorium Polski na strefy klimatyczne oraz wyznaczone wartości rodzaju funkcjonalnego PG w poszczególnych strefach przedstawiono na rys. 4.8.



Rysunek 4.8 Ustalone strefy klimatyczne Polski, wg [4.8]

Przestawiony na rys. 4.8 podział Polski na strefy klimatyczne oraz wyznaczone w IBDiM wartości wymaganego rodzaju funkcjonalnego PG dla polskich asfaltów różnią się istotnie od tych jakie zostały wyznaczone w ramach prac Politechniki Gdańskiej. Najwyższa wartość górnej granicy PG w niniejszym raporcie wynosi 58 i występuje jedynie na głębokości 20 mm, natomiast według prac IBDiM [4.8] jest to wartość 64 na powierzchni nawierzchni bądź 58 na głębokości 20 mm, a wartość 52 występuje nawet na głębokości 200 mm. Analogicznie wygląda porównanie dolnych wartości rodzajów funkcjonalnych. Według IBDiM najniższa dolna granica PG to -34 na głębokości 20 mm, czyli dla warstwy ścieralnej, a najwyższa to -22. W niniejszym opracowaniu jest to odpowiednio -28 i -16. Różnice w wynikach mogą być spowodowane przyjęciem przez IBDiM znacznie krótszego okresu czasu do analizy danych temperaturowych. Do analizy wykorzystano 5-letni okres obliczeniowy (1994 – 1998), natomiast w ramach niniejszej pracy przeanalizowano dane 30-letnie (1983 – 2012).

4.2.2.3. Ocena asfaltów używanych do AC WMS i AC w Polsce z uwzględnieniem wyników analizy według Superpave

Ocena rodzaju funkcjonalnego asfaltów stosowanych do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS oraz do betonów asfaltowych konwencjonalnych przeprowadzono zgodnie z metodą Superpave. Rodzaj funkcjonalny PG oznacza, w jakich warunkach klimatycznych może pracować dany asfalt zastosowany do danej asfaltowej warstwy nawierzchni. Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że:

1. W przypadku asfaltu 20/30 wyznaczony na podstawie badań laboratoryjnych rodzaj funkcjonalny wynosił od PG 74-4 (badania Politechniki Warszawskiej dla Eurovii) do PG 82-16 (badania Orlen Asfalt). W 2 przypadkach na 4 był to wynik PG 82-10. Oznacza to, że według metody Superpave jest on przydatny do wykonywania warstw asfaltowych nawierzchni pracujących w temperaturach ujemnych jedynie do -10°C.
2. W przypadku asfaltu 35/50 wyznaczony rodzaj funkcjonalny wyniósł PG 70-16 oraz PG 76-16. Oznacza to, że jest on przydatny do wykonywania warstw asfaltowych nawierzchni pracujących w temperaturach ujemnych do -16°C. Dla asfaltu 50/70 rodzaj funkcjonalny wyniósł od PG 64-16 do PG 70-22. Oznacza to, że asfalt ten jest przydatny do wykonywania warstw asfaltowych nawierzchni pracujących w temperaturach ujemnych do -22°C.
3. Analiza rodzaju funkcjonalnego PG na podstawie danych klimatycznych ze stacji meteorologicznych z okresu 30 lat i dla 50% poziomu ufności wykazała, że w zależności od lokalizacji stacji dla warstwy ścieralnej wymagany rodzaj funkcjonalny asfaltu powinien wynosić od PG 46-16 do PG 46-22, dla warstwy wiążącej od PG 40-16 do PG 40-22, natomiast dla warstwy podbudowy od PG 34-10 do PG 40-16. **Oznacza to, że asfalt 20/30 nie powinien być dopuszczony do stosowania do warstwy wiążącej na całym terytorium Polski oraz do warstwy podbudowy w większości lokalizacji Polski**.
4. Wyznaczony przez IBDiM podział Polski na strefy klimatyczne oraz wartości wymaganego rodzaju funkcjonalnego PG dla polskich asfaltów różnią się istotnie od tych, jakie zostały wyznaczone w ramach prac Politechniki Gdańskiej. Według IBDiM najniższa dolna granica PG to -34 na głębokości 20 mm, czyli dla warstwy ścieralnej, a najwyższa to -22. W niniejszym opracowaniu jest to odpowiednio -28 i -16. Różnice w wynikach mogą być spowodowane przyjęciem przez IBDiM znacznie krótszego okresu czasu do analizy danych temperaturowych.

4.3. Analiza naprężeń termicznych w warstwach asfaltowych nawierzchni w okresie oziębiania w niskich temperaturach zimowych

Autor podrozdziału 4.3.1: mgr inż. Dawid Ryś
Autorzy podrozdziałów od 4.3.2 do 4.4.4: mgr inż. Mariusz Jaczewski, prof. dr hab. inż. Józef Judycki, dr inż. Marek Pszczoła

4.3.1. Analiza temperatur nawierzchni asfaltowych w okresie zimowym w Polsce na podstawie danych z wybranych stacji meteorologicznych

4.3.1.1. Zakres analizy

Zakres analiz temperatur nawierzchni asfaltowych w okresie zimowym był następujący:

- Zebrano dane pomiarowe ze stacji meteorologicznych, które między innymi zawierają wyniki pomiarów temperatury powietrza i nawierzchni.
- Zweryfikowano dane wejściowe.
- Dla pełnego dostępnego okresu pomiaru wyznaczono
    - minimalne temperatury w nawierzchni,
    - czas utrzymywania się niskich temperatur nawierzchni,
    - prędkość ochładzania się nawierzchni,
- Dla wybranego, jednego roku pomiarowego (okres od 10.09.2012 do 11.09.2013) wyznaczono liczbę przejść temperatury nawierzchni w roku przez określony poziom niskich temperatur (0°C, -5°C, -10°C, -15°C, -20°C).

4.3.1.2. Dane pomiarowe

Dane, na podstawie których przeprowadzono analizę, pochodzą z pomiarów temperatury nawierzchni na stacjach meteorologicznych zlokalizowanych przy drogach w różnych rejonach Polski. Dane zostały udostępnione przez GDDKiA. W tablicy 4.8 zestawiono wszystkie punkty pomiarowe uwzględnione w analizie, a na rysunku 4.9 zamieszczono mapkę z lokalizacją punktów pomiarowych. Dla podanych punktów dostępny jest pomiar temperatury powietrza 20 cm nad nawierzchnią, temperatura mierzona na powierzchni jezdni oraz na głębokościach 5 cm i 30 cm w konstrukcji nawierzchni. Inne dane meteorologiczne, takie jak wilgotność, opady, prędkość i kierunek wiatru mimo, że są podane w danych pomiarowych to nie zostały wykorzystane do dalszych analiz. Łącznie do obliczeń wykorzystano 3,3 mln zapisów z pomiaru temperatury nawierzchni. Pomiary na stacjach zapisywane były co 10 min. Do dalszych analiz przyjmowano obliczane średnie temperatury dla każdej godziny.

Dane pomiarowe zostały zweryfikowane ze względu na możliwość pojawienia się błędnych odczytów. Weryfikację danych przeprowadzono według następujących kryteriów:

1. Dostępność danych temperaturowych ze wszystkich miejsc pomiarowych (czujniki w nawierzchni i w powietrzu) w danej chwili pomiaru.
2. Komplet odczytów temperatury z całej doby.

Jeżeli dane określone dla danego dnia nie spełniały powyższych kryteriów to wszystkie dane z tego dnia były odrzucane. Liczbę dni miarodajnych, spełniających kryteria selekcji danych, podano w tablicy 4.8.

Tablica 4.8. Zestawienie stacji meteorologicznych, analizowanego okresu pomiaru oraz liczby miarodajnych dni pomiarowych

Lp.	Lokalizacja stacji meteorologicznej			Głębokość przemarzania gruntu (wg PN-81-B-03020) [m]	Okres pomiaru		Liczba miaro-dajnych dni pomiaro-wych
	Droga	Województwo	Miejscowość		od	do	
1.	DK1	Kujawsko-Pomorskie	Probostwo	1	2011-04-05	2013-09-11	834
2.	DK10	Kujawsko-Pomorskie	Kruszyniec	0,8	2011-01-01	2013-09-11	950
3.	DK10	Zachodnio-Pomorskie	Człopa	0,8	2011-01-06	2013-09-11	945
4.	DK15	Kujawsko-Pomorskie	Żabieńko	0,8	2011-10-08	2013-09-11	486
5.	DK3	Dolnośląskie	Radomierz	0,8	2010-12-14	2013-09-11	930
6.	DK45	Opolskie	Zawada	0,8	2004-04-30	2013-09-11	2948
7.	DK50	Mazowieckie	Brok	1,0	2012-01-01	2013-09-11	554
8.	DK59	Mazowieckie	Myszyniec Stary	1,0	2008-07-15	2013-09-10	1762
9.	DK7	Mazowieckie	Pepłowo	1,0	2004-01-30	2013-09-11	2879
10.	DK8	Mazowieckie	Podborze	1,0	2003-03-26	2013-09-11	3327
11.	DW426	Opolskie	Zalesie Śląskie	0,8	2003-03-27	2013-09-11	3289
12.	DK25	Kujawsko-Pomorskie	Koronowo	1,0	2011-09-02	2013-09-11	659
13.	S10	Kujawsko-Pomorskie	Lipniki	1,0	2010-12-11	2013-09-11	946
14.	S10	Kujawsko-Pomorskie	Zielonka	1,0	2010-12-11	2013-09-11	966
15.	S6	Pomorskie	Kobylnica	0,8	2010-10-26	2013-09-11	1030
16.	S8	Podlaskie	Choroszcz	1,2	2012-09-12	2013-09-11	332
17.	S8	Podlaskie	Jeżewo	1,2	2012-12-01	2013-09-11	221
18.	S8	Podlaskie	Żółtki	1,2	2012-09-12	2013-09-11	346
SUMA							22738



Rysunek 4.9. Mapa lokalizacji stacji pomiarowych (na podstawie mapy firmy Trax Elektronik, obsługującej stacje meteorologiczne)

Dalsze analizy przeprowadzono na zbiorze wszystkich dostępnych, miarodajnych pomiarów. Należy zwrócić uwagę na fakt, że okres pomiaru różni się na poszczególnych stacjach i wynosi od kilku miesięcy do dziewięciu lat. Do analizy przejść temperatury przez dany poziom ograniczono zakres dostępnych danych do okresu jednego roku. Zawężenie zakresu danych pomiarowych wprowadzono w tej analizie, aby wyniki otrzymane z różnych stacji można było porównać ze sobą.

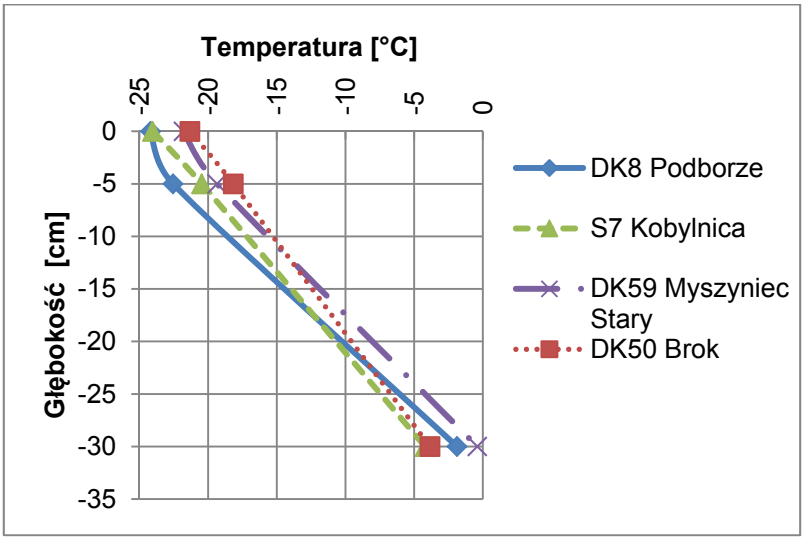
4.3.1.3. Minimalne temperatury nawierzchni

Na każdym z rozpatrywanych punktów pomiarowych określono maksymalne i minimalne wartości temperatury nawierzchni. Celem tej części analiz było poznanie minimalnych temperatur na podstawie pomiarów, dlatego też rozpatrywano pełen dostępny okres danych na każdej ze stacji. Stwierdzono, że ekstrema występują zawsze na powierzchni jezdni (głębokość 0 cm). W tablicy 4.9 zestawiono minimalne odnotowane temperatury nawierzchni dla poszczególnych punktów pomiarowych. Najniższą temperaturę nawierzchni -24,2°C odnotowano 26 stycznia 2010 roku na stacji DK8 Podborze (w północno-wschodniej części woj. mazowieckiego).

Tablica 4.9 Najniższe odnotowane wartości temperatury nawierzchni

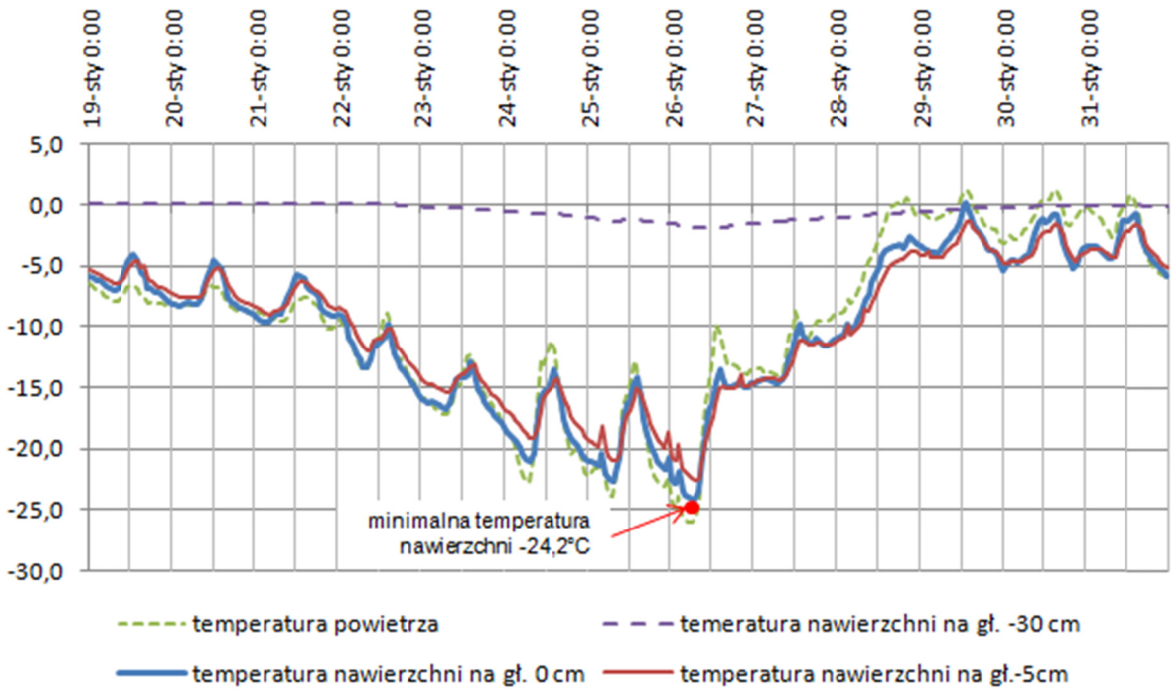
Lokalizacja stacji meteorologicznej	Województwo	Data pomiaru			Godzina pomiaru	Temperatura nawierzchni (minimum)
DK1 Probostwo	kujawsko-pomorskie	2012	2	4	7	-17,6
DK10 Człopa	zachodnio-pomorskie	2012	2	6	4	-17,2
DK10 Kruszyniec	kujawsko-pomorskie	2013	3	23	5	-11,9
DK15 Żabieńko	kujawsko-pomorskie	2012	2	3	5	-15,1
DK25 Koronowo	kujawsko-pomorskie	2012	2	6	2	-18,9
DK45 Zawada	opolskie	2012	2	4	7	-19,3
DK50 Brok	mazowieckie	2012	2	3	6	-21,3
DK59 Myszyniec Stary	mazowieckie	2010	1	26	7	-21,8
DK7 Pepłowo	mazowieckie	2012	2	3	7	-20,9
DK8 Podborze	mazowieckie	2010	1	26	7	-24,2
DW426 Zalesie Śląskie	opolskie	2012	2	4	7	-18,0
S10 Lipniki	kujawsko-pomorskie	2012	2	11	7	-18,5
S10 Zielonka	kujawsko-pomorskie	2012	2	11	7	-19,8
S6 Kobylnica	pomorskie	2012	2	6	7	-24,1
S8 Choroszcz	podlaskie	2012	12	23	7	-16,2
S8 Jeżewo	podlaskie	2013	1	26	5	-19,7
S8 Żółtki	podlaskie	2012	12	23	7	-16,4

Na rysunku 4.10 przedstawiono rozkłady temperatury na głębokości konstrukcji nawierzchni. Na wykresie zamieszczono rozkłady z czterech stacji z najniższymi zaobserwowanymi temperaturami nawierzchni w godzinie osiągnięcia minimalnej temperatury. Warto zwrócić uwagę na fakt, że temperatura na głębokości 5 cm jest większa o około 2-4°C natomiast na głębokości 30 cm jest większa już o około 20°C niż temperatura zmierzona na powierzchni nawierzchni asfaltowej.



Rysunek 4.10. Rozkład temperatury na głębokości nawierzchni w przypadku czterech najniższych odnotowanych wartości temperatur

Na rysunku 4.11 przedstawiono przykładowy przebieg zmian temperatury na stacji DK8 Podborze w woj. mazowieckim w okresie bezpośrednio przed i po osiągnięciu minimalnej temperatury nawierzchni. Na wykresie widoczne są dobowe wahania temperatury oraz kilkudniowy okres ochładzania się nawierzchni i później jej ogrzewania. Warto również zwrócić uwagę na brak dobowych wahań temperatury na głębokości 30 cm, oraz powolne obniżanie się temperatury na tej głębokości, wynikające z kilkudniowego utrzymywania się bardzo niskich temperatur (okres od 23 do 26 stycznia) i następnie powolne, kilkudniowe ogrzewanie się nawierzchni na tej głębokości.



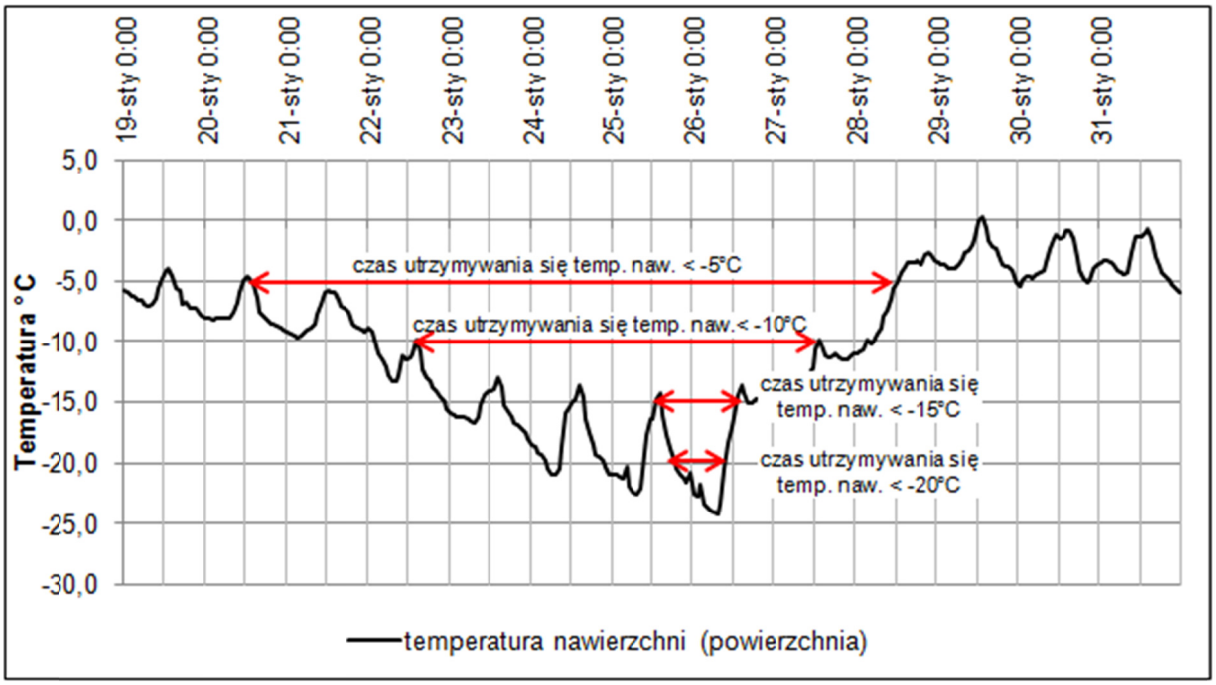
Rysunek 4.11. Wykres godzinowych zmian temperatury nawierzchni na stacji DK8 Podborze w okresie między 19 stycznia a 1 lutego 2010 r.

4.3.1.4. Czas utrzymywania się niskich temperatur nawierzchni

Jak przedstawiono w punkcie 4.3.1.3 temperatura nawierzchni ulega wahaniom w ciągu doby. Podczas zimy okres utrzymywania się niskich temperatur nawierzchni (poniżej przyjętej wartości, np. -10°C) może trwać długo (kilka, a nawet kilkanaście dni). Długość trwania okresu utrzymywania się temperatury nawierzchni poniżej danego poziomu jest istotna ze względu na powstające w nawierzchni naprężenia rozciągające oraz relaksację tych naprężeń, co wiąże się z intensywnością powstawania spękań niskotemperaturowych. Przedmiotem tej części analizy było określenie:

- najdłuższego okresu, w którym na danej stacji temperatura nawierzchni utrzymywała się poniżej określonego poziomu,
- liczby przejść temperatury nawierzchni przez określony poziom temperatury nawierzchni.

Do zobrazowania metodologii analizy wybrano przykładowy pomiar przeprowadzony na stacji DK8 Podborze w okresie od 19 do 31 stycznia 2010 r (rys.4.12). Strzałkami zaznaczono czas utrzymywania się temperatury poniżej określonego poziomu. Przykładowo czas utrzymywania się temperatury nawierzchni poniżej -5°C wyniósł w tym okresie 192 godziny (8 dni). W analizach dla każdej ze stacji poszukiwano najdłuższego okresu z utrzymującymi się temperaturami poniżej określonej wartości. Wyniki tych analiz zamieszczono w tablicy 4.10.



Rysunek 4.12. Zobrazowanie czasu nieprzerwanego utrzymywania się temperatury nawierzchni poniżej określonej wartości na przykładzie wykresu zmian temperatur na stacji

Tablica 4.10. Najdłuższy zmierzony czas nieprzerwanego utrzymywania się niskich temperatur nawierzchni (okres pomiaru różny na poszczególnych stacjach, por. tablica 4.7)

Lokalizacja stacji meteorologicznej	Województwo	Najdłuższy czas nieprzerwanego utrzymywania się temperatury nawierzchni [godziny]				
		poniżej 0°C	poniżej -5°C	poniżej -10°C	poniżej -15°C	poniżej -20°C
DK1 Probostwo	kujawsko-pomorskie	286	70	19	13	0
DK10 Człopa	zachodnio-pomorskie	169	19	16	10	4
DK10 Kruszyniec	kujawsko-pomorskie	16	12	4	0	0
DK15 Żabieńko	kujawsko-pomorskie	472	116	17	2	0
DK25 Koronowo	kujawsko-pomorskie	425	165	22	16	0
DK3 Radomierz	dolnośląskie	420	91	21	13	5
DK45 Zawada	opolskie	334	44	18	12	0
DK50 Brok	mazowieckie	451	190	69	17	6
DK59 Myszyniec Stary	mazowieckie	453	227	139	19	9
DK7 Pepłowo	mazowieckie	476	237	139	19	6
DK8 Podborze	mazowieckie	746	261	143	85	18
DW426 Zalesie Śląskie	opolskie	167	21	18	11	0
S10 Lipniki	kujawsko-pomorskie	403	188	21	15	0
S10 Zielonka	kujawsko-pomorskie	401	163	19	14	0
S6 Kobylnica	pomorskie	425	68	20	17	12
S8 Choroszcz	podlaskie	442	99	19	4	0
S8 Jeżewo	podlaskie	445	124	20	12	1
S8 Żółtki	podlaskie	326	101	20	6	0

Drugą częścią analiz było wyznaczenie liczby przejść temperatury poniżej danej wartości. Przykładowo na stacji DK8 Podborze w okresie 19.01-31.01.2010 r. temperatura nawierzchni 3-krotnie zmalała poniżej wartości -10°C (przy czym okresy utrzymywania się temperatury poniżej -10°C wynosiły odpowiednio 14 h, 120 h, 12 h - por. rys. 4.12). Celem tej części analiz było wyznaczenie liczby przejść temperatury poniżej danej wartości dla okresu jednego roku. W tym celu ze zbioru wszystkich danych wybrano tylko te dane, które zostały zarejestrowane w okresie od 10 września 2012 r. do 11 września 2013 r. Okres ten dobrano w taki sposób, aby uzyskać zakres danych z pełnego roku dla możliwie dużej liczby stacji. Wyniki przedstawiono w tablicy 4.11. W tablicy 4.8 podano liczbę przejść temperatury nawierzchni poniżej 0°C. Przykładowo liczba ta dla stacji DK1 Probostwo wynosi 71,

oznacza to, że temperatura nawierzchni 71 razy spadła poniżej 0 i 71 razy wzrosła powyżej 0°C, czyli liczba przejść temperatury przez 0°C wyniosła 142.

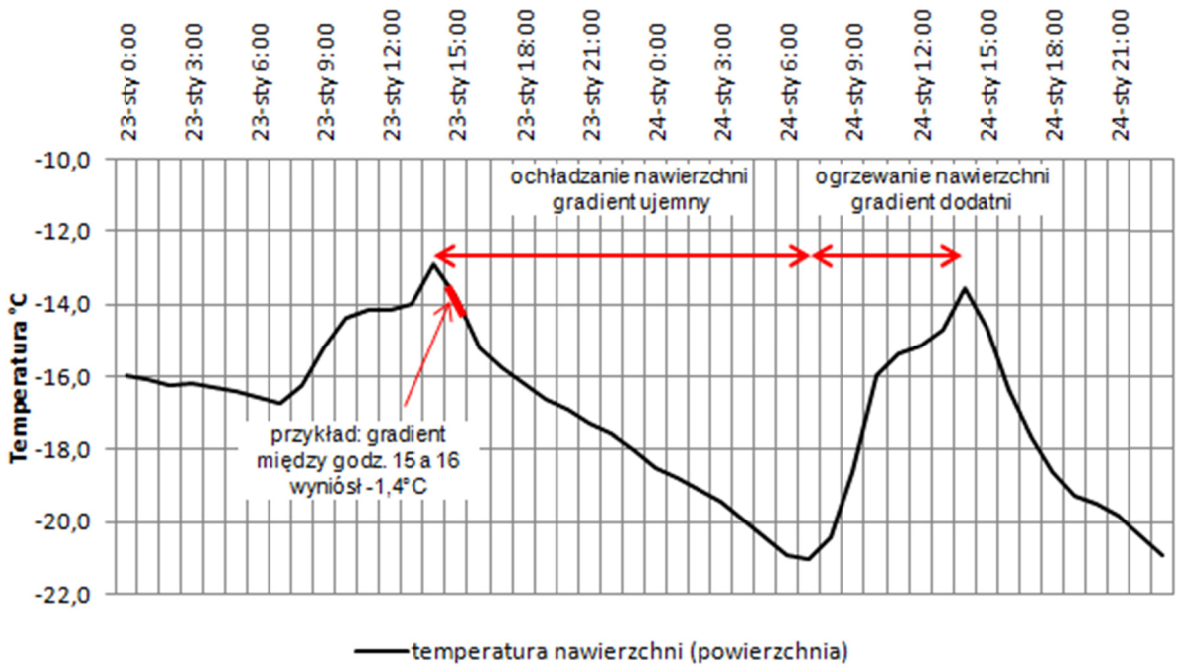
Tablica 4.11. Liczba przejść przez określony poziom niskich temperatur w zimie 2012/13

Lokalizacja stacji meteorologicznej	Województwo	liczba dni miarodajnych w okresie od 10-09-2012 do 11-09-2013	Liczba przejść temperatury nawierzchni poniżej temperatury				
			0°C	-5°C	-10°C	-15°C	-20°C
DK1 Probostwo	kujawsko-pomorskie	354	71	35	6	0	0
DK10 Człopa	zachodnio-pomorskie	354	61	32	5	0	0
DK25 Koronowo	kujawsko-pomorskie	362	72	37	5	0	0
DK3 Radomierz	dolnośląskie	338	76	33	4	0	0
DK50 Brok	mazowieckie	340	77	28	6	0	0
DK59 Myszyniec Stary	mazowieckie	353	81	29	12	0	0
DK7 Pepłowo	mazowieckie	351	81	41	13	1	0
DK8 Podborze	mazowieckie	359	80	29	12	4	0
DW426 Zalesie Śląskie	opolskie	350	79	18	4	0	0
S10 Lipniki	kujawsko-pomorskie	334	62	25	4	0	0
S10 Zielonka	kujawsko-pomorskie	355	62	33	6	0	0
S6 Kobylnica	pomorskie	358	73	26	2	0	0
S8 Choroszcz	podlaskie	332	81	41	12	1	0

4.3.1.5. Gradient temperatury górnej powierzchni nawierzchni

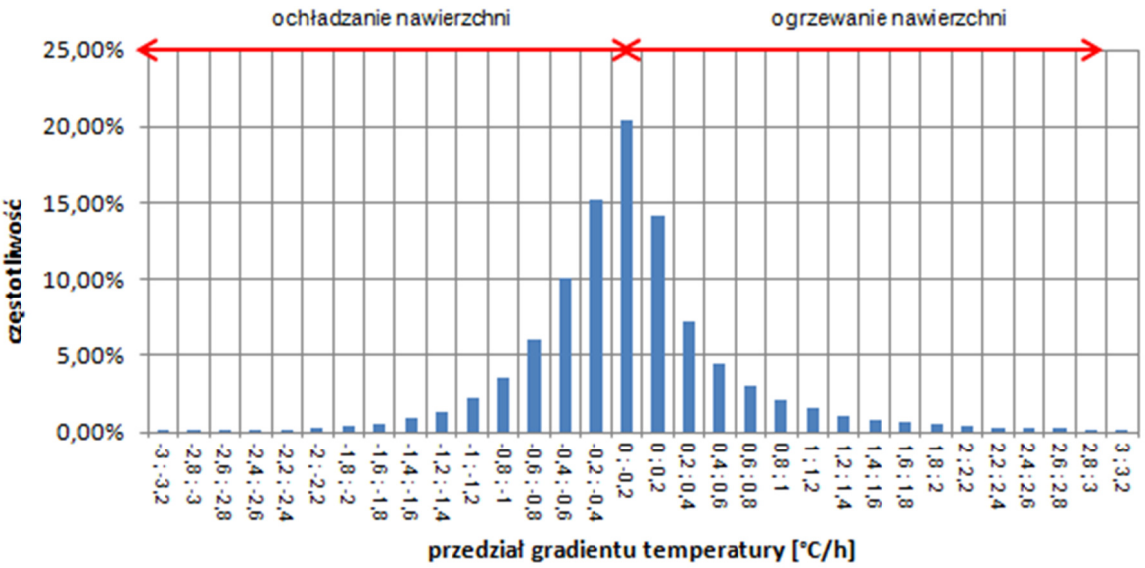
Poprzez gradient temperatury nawierzchni rozumie się prędkość zmiany temperatury pomiędzy kolejnymi godzinami w ciągu doby [°C/h]. Prędkość ochładzania się nawierzchni ma znaczenie w przypadku analizowania naprężeń termicznych powstających w nawierzchni. W analizie przede wszystkim poszukiwano maksymalnych wartości godzinowych spadków temperatury nawierzchni mających znaczenie przy powstawaniu spękań niskotemperaturowych. Do określenia maksymalnych spadków temperatury rozpatrywano te dni w roku, w których temperatura nawierzchni była niższa niż 0°C.

Na rysunku 4.13 zobrazowano okres ochładzania się nawierzchni z gradientem temperatury oraz okres ogrzewania się nawierzchni z gradientem dodatnim. Każdorazowo gradient mierzony był między dwiema sąsiednimi godzinami.



Rysunek 4.13. Zmiany temperatury na powierzchni jezdni na stacji DK8 Podborze w dniach 23-24 stycznia 2010 r. wraz z zobrazowanym okresem ochładzania i ogrzewania się nawierzchni oraz zaznaczonym przykładowym gradientem temperatury.

Na każdej ze stacji w całym dostępnym okresie pomiarowym (w którym temperatury nawierzchni były ujemne) określono gradienty w poszczególnych godzinach. Następnie sporządzono rozkład prawdopodobieństwa występowania określonych gradientów temperatury, który przedstawiono na rysunku 4.14. W tablicy 4.12 podano maksymalne wartości gradientu temperatury wyznaczone dla określonego prawdopodobieństwa.



Rysunek 4.14. Rozkład prawdopodobieństwa występowania gradientu temperatury górnej powierzchni nawierzchni wyznaczony dla danych ze wszystkich stacji pomiarowych dla okresów, w których temperatura nawierzchni utrzymywała się poniżej 0°C.

Tablica 4.12. Prawdopodobieństwa wystąpienia prędkości ochładzania się górnej powierzchni jezdni V_T(°C/h) na podstawie danych ze wszystkich stacji pomiarowych wg tablicy 4.8.

Prawdopodobieństwo wystąpienia gradientu temperatury nie mniejszego niż V_T	Prędkość ochładzania się nawierzchni V_T (°C/h)
99,9%	≥ 3,7
99%	≥ 2,1
95%	≥ 1,2
90%	≥ 0,8
85%	≥ 0,6

Z tablicy 4.12 wynika, że prawdopodobieństwo oziębiania się nawierzchni z prędkością większą niż 3°C/h jest mniejsze od 1%. Niemniej jednak spękania niskotemperaturowe są inicjowane przy kombinacji najbardziej niekorzystnych warunków, do których należy również prędkość oziębiania się nawierzchni.

4.3.2. Metody obliczania naprężeń termicznych w warstwach asfaltowych

Analiza naprężeń termicznych powstających w warstwach asfaltowych nawierzchni pod wpływem obniżania się temperatury jest tematem badań od ponad 50 lat. Jedno z pierwszych rozwiązań zostało zaproponowane przez Hillsa i Briena [4.24] (1966).Było to proste rozwiązanie quasi-sprężyste. Ze względu na dość proste i rozsądne wyniki obliczeń, ta metoda obliczeniowa jest używana na Politechnice Gdańskiej do dnia dzisiejszego [4.25], [4.26], [4.27]. W latach 60-tych ubiegłego wieku Muki i Sternberg [4.28] (1961), Humpreys i Martin [4.29] (1963) oraz Lee i Rogers [4.30] (1963) opublikowali rozwiązania teoretyczne dotyczące naprężeń termicznych powstających w lepkosprężystej płycie. Metoda ta była dedykowana pewnej klasie polimerów i wykorzystywała parametry lepkosprężyste zależne od temperatury. W roku 1965 Monismith [4.31] zaadaptował lepkosprężyste rozwiązanie zaproponowane przez Humpreysa i Martina [4.29] (1963) do obliczania naprężeń termicznych w nawierzchniach drogowych. Tak zwana „metoda Monismitha" jest używana do dnia dzisiejszego zarówno w rozwiązaniach normowych, np. AASHTO PP 42-02 [4.32] (2006) jak i pracach naukowych z ostatnich lat, jak np. Marasteanu i wsp. [4.33] (2012), Velasquez i Bahia [4.34] (2012).

W niniejszej pracy zastosowane zostały dwie metody obliczeń naprężeń termicznych:

a) metoda quasi-sprężysta Hillsa i Briena,
b) metoda lepkosprężysta Monismitha.

4.3.3. Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej

Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej charakteryzuje zdolność materiału do zwiększania lub zmniejszania swojej objętości pod wpływem zmiany temperatury. Współczynnik ten nie jest stały dla całego zakresu temperatur. Występują przynajmniej dwa punkty („temperatury przejścia") w których następuje zmiana wartości współczynnika liniowej rozszerzalności termicznej.

Prace badawcze nad wyznaczeniem współczynników rozszerzalności termicznej, liniowej jak i objętościowej dla asfaltów oraz mieszanek mineralno-asfaltowych trwają od początku lat 60 tych XX wieku do chwili obecnej. Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej może być wyznaczony w sposób dokładny w badaniach laboratoryjnych lub w sposób przybliżony na podstawie wzorów opartych o dane dotyczące składu mieszanki mineralno-asfaltowej oraz współczynników liniowej rozszerzalności termicznej poszczególnych składników. W niniejszej pracy zastosowano następujący wzór podany za Jonesem [4.35]:

$$\alpha_L = \frac{V_{ac} \cdot \beta_{ac} + V_{agg} \cdot \beta_{agg}}{3 \cdot V_{mix}} \tag{4.3}$$

gdzie:

α_L – współczynnik linowej rozszerzalności termicznej mieszanki mineralno-asfaltowej,

β_{ac} – współczynnik objętościowej rozszerzalności termicznej asfaltu,

β_{agg} – współczynnik objętościowej rozszerzalności termicznej kruszywa,
V_{agg} – objętość mieszanki mineralnej,
V_{mix} – objętość mieszanki mineralno-asfaltowej, V_{mix} = 100%
V_{ac} – objętość asfaltu.

Współczynniki liniowej rozszerzalności termicznej α_L obliczono w oparciu o wzór (4.3) oraz parametry objętościowe mieszanek mineralno-asfaltowych. W celu uproszczenia obliczeń przyjęto jeden współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej dla asfaltu w całym zakresie temperatur wynoszący $\alpha_L = 1{,}72\times10^{-4}$ [1/°C] (według [4.32] oraz [4.36]) oraz średnie współczynniki liniowej rozszerzalności termicznej dla poszczególnych rodzajów kruszyw.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń współczynników liniowej rozszerzalności termicznej α_L dla mieszanek wykonanych w laboratorium (zastosowano kruszywo granitowe $\alpha_L = 7{,}0\times10^{-6}$ [1/°C] oraz wypełniacz wapienny $\alpha_L = 6{,}5\times10^{-6}$ [1/°C]) przedstawiono w tablicy 4.13.

Tablica 4.13. Obliczone wartości współczynnika liniowej rozszerzalności termicznej α_T

Rodzaj mieszanki	Skład mieszanki mineralno-asfaltowej [%, objętościowo]		Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej α_L ($\times10^{-5}$ [1/°C])
	V_{ac}	V_{agg}	
AC WMS 16W 20/30 25/55-60 20/30 MG	12,11	83,99	2,677
AC 22P 35/50	9,74	85,46	2,278
AC 16W 35/50	11,12	84,28	2,508
AC 16W 50/70	11,09	84,10	2,502

4.3.4. Obliczenia naprężeń termicznych według metody quasi-sprężystej Hillsa i Briena

Metoda Hillsa i Briana jest uproszczoną metodą, opartą o rozwiązanie quasi-sprężyste, które nie uwzględnia relaksacji naprężeń. Obliczenia naprężeń termicznych metodą Hillsa i Briena przeprowadzono dla wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych, dla których określano wcześniej temperatury pęknięcia i naprężenia przy pęknięciu w badaniu TSRST (patrz punkt 3.3.5).

Obliczenia naprężeń termicznych metodą Hillsa i Briena przeprowadzono dla dwóch wariantów:

a) Naprężenia powstające w warstwie asfaltowych – przypadek nieskończonej płyty według następującej zależności:

$$\sigma(T_i) = \alpha_L \frac{1}{1-\nu} \sum_{i=1}^{n} S(t, T_i) \Delta T \tag{4.4}$$

b) przypadek skrępowanego pręta (wykorzystywany do porównania z wynikami badania próbki skrępowanej w metodzie TSRST) według następującej zależności:

$$\sigma(T_i) = \alpha_L \sum_{i=1}^{n} S(t, T_i) \Delta T \tag{4.5}$$

gdzie:

$\sigma(T_i)$ - sumowane naprężenia termiczne dla przyjętej prędkości chłodzenia V_T, MPa,

α_L - współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej, dla którego założono, że jest niezależny od zmian temperatury, ale zależny od rodzaju mieszanki 1/°C, według tablicy 4.13

$S(t,T_i)$ - moduł sztywności zależny od czasu obciążenia t i temperatury T_i, MPa

ΔT - wielkość przedziału temperatury; przyjęto do obliczeń ΔT=2ºC,

ν - współczynnik Poissona,

i=1,2,3,...,n - kolejny przedział temperatury T_i.

Założenia przyjęte w obliczeniach:

1. W temperaturze powyżej +20ºC warstwy są w stanie bez naprężeń termicznych.
2. Temperatura obniża się od +20ºC w sposób liniowy w czasie.
3. Przyjęto 2 prędkości chłodzenia V_T:
   - wariant 1 – prędkość chłodzenia V_T=3ºC/h; jest to wariant zbliżony do rzeczywistych warunków bardzo gwałtownego obniżania się temperatury w okresie mroźnej zimy, co zostało pokazane w rozdziale 4.3.1.5.
   - wariant 2 – prędkość chłodzenia V_T=10ºC/h; odpowiada to prędkości chłodzenia przyjętej w metodzie laboratoryjnej TSRST i pozwala na porównanie obliczonych wartości naprężeń termicznych z naprężeniami uzyskanymi z badań laboratoryjnych według metody TSRST.
4. Przyjęto wartości współczynnika rozszerzalności liniowej α_T analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie tablicy 4.13.

Moduł sztywności betonu asfaltowego zależny jest od temperatury i czasu obciążenia. W analizie naprężeń termicznych w tym opracowaniu czas obciążenia wyznaczono na podstawie badań zginania ze stałym obciążeniem według zależności:

$$t = \frac{\Delta T}{V_T} \tag{4.6}$$

gdzie:

ΔT - jak w zależności (4.4) - wielkość przedziału temperatury, przyjęta w obliczeniach ΔT=2ºC,

V_T - prędkość chłodzenia, ºC/h.

Podany sposób przyjmowania czasu obciążenia t jest stosowany również w innych pracach, na przykład [4.25]. Wyznaczony z zależności (4.6) czas obciążenia dla ΔT=2ºC wynosi dla wariantu pierwszego 2400 sekund, natomiast dla wariantu drugiego 720 sekund. Przyjęty czas obciążenia w tej metodzie obliczeń zależy od obliczeniowego przedziału temperatury ΔT. W przypadku gdyby przyjąć ten przedział czasu obciążenia jako ΔT=4ºC, to czas obliczony z zależności (4.6) wzrósłby dwukrotnie. Jest to więc pewna dość istotna niedoskonałość zastosowanej metody obliczeń.

Moduły sztywności dla każdej analizowanej mieszanki mineralno-asfaltowej przyjęte zostały na podstawie badań laboratoryjnych krzywych pełzania uzyskanych przy zginaniu próbek ze stałą wartością obciążenia. Metodyka tych badań została szczegółowo opisana w rozdziale 3.3.2 i zostanie tutaj pominięta. Temperatury badania pełzania próbek były następujące: 0ºC, -10ºC, -20ºC.

Moduły sztywności S(t,T) wyznaczane były na podstawie następującej zależności:

$$S_{(t,T)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{(t,T)}} \tag{4.7}$$

gdzie:

$S_{(t,T)}$ - moduł sztywności zależny od czasu obciążenia i temperatury, MPa

σ - naprężenie wyznaczane dla każdej próbki w teście zginania przy stałej wartości obciążenia, MPa

$\varepsilon_{(t,T)}$ - odkształcenie próbki zginanej przy stałej wartości obciążenia w danej temperaturze T odczytane dla czasu obciążenia wynoszącego: t = 2 400 s dla wariantu pierwszego i t = 720 s dla wariantu drugiego.

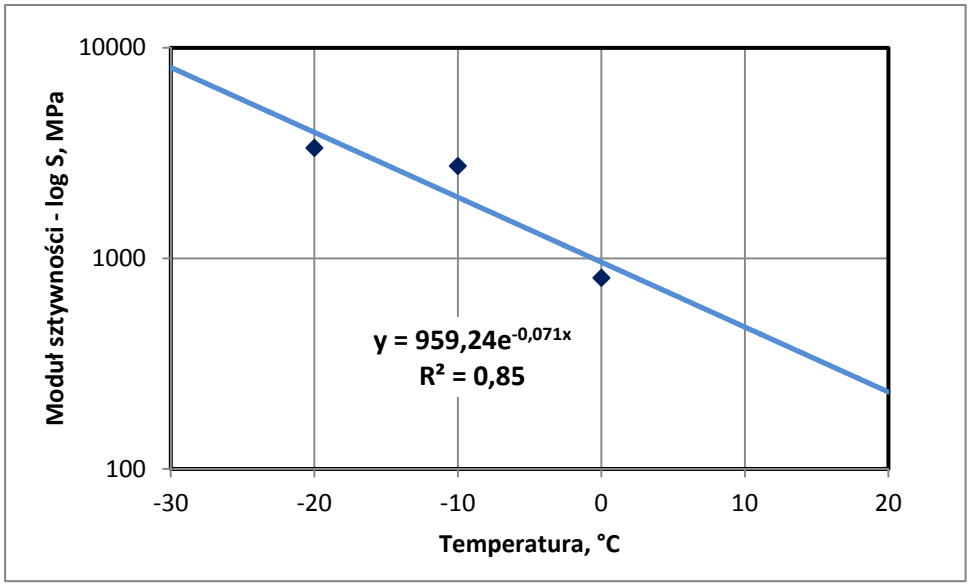
Wartości wyznaczonych modułów sztywności na podstawie badań laboratoryjnych metodą zginania przy stałej wartości obciążenia dla określonych czasów obciążenia i w danych temperaturach badania przedstawiono w tablicy 4.14.

Tablica 4.14. Wyznaczone wartości modułów sztywności betonu asfaltowego dla danych temperatur badania oraz dla czasów obciążenia t=2400s i t=720s

Temperatura [°C]	Moduł sztywności na podstawie badań pełzania mma, MPa:				
	AC 16W 35/50	AC 16W 50/70	AC WMS16 20/30	AC WMS16 25/55-60	AC WMS16 20/30 Multigrade
Wariant 1 - czas obciążenia t=2400s, wyznaczony dla prędkości chłodzenia V_T=3ºC/h					
0	808	919	1282	868	738
-10	2746	2379	3222	2497	1732
-20	3345	3713	5346	3178	3326
Wariant 2 - czas obciążenia t=720s, wyznaczony dla prędkości chłodzenia V_T=10ºC/h					
0	1097	1465	1472	1317	1032
-10	3045	2658	3518	2927	2522
-20	3593	4048	5798	3424	4053

Wartości modułów sztywności betonu asfaltowego w temperaturach od 0°C do -20°C wyznaczono poprzez interpolację, a dla T>0°C i dla T<-20°C wyznaczono poprzez ekstrapolację przy zastosowaniu funkcji matematycznej. Na podstawie przeprowadzonej analizy różnych funkcji przyjęto funkcję wykładniczą, dla której uzyskano najlepsze dopasowanie wartości modułów sztywności.

Przykład sposobu wyznaczania wartości modułów sztywności przedstawiono na rysunku 4.15.



Rysunek 4.15. Przykład sposobu wyznaczania modułów sztywności w zakresie temperatur od -30°C do +20°C – w przykładzie na wykresie mieszanka AC16W 35/50, prędkość chłodzenia V_T=3ºC/h

W przedstawiony sposób wyznaczono wartości modułów sztywności dla każdej mieszanki mineralno-asfaltowej i dla każdej prędkości chłodzenia V_T (3 oraz 10ºC/h) w zakresie temperatury od +20°C do -30°C i z krokiem obliczeniowym co 2ºC.

Do wyznaczenia modułów sztywności stosowano następujący wzór:

$$S = Ae^{-BT} \tag{4.8}$$

gdzie:

S - moduł sztywności, MPa,

A - stała doświadczalna, przy czym A=S dla T=0°C, MPa

e - podstawa logarytmu naturalnego,

B - stała doświadczalna, 1/°C,

T - temperatura, °C.

W tablicy 4.15 podano wartości stałych doświadczalnych A i B i współczynnik regresji R^2.

Tablica 4.15. Stałe doświadczalne A i B równania (4.5) i współczynniki regresji

Rodzaj mieszanki	Prędkość chłodzenia V_T, [ºC/h]	A [MPa]	B [1/°C]	R^2
AC 16W 35/50	3	959,2	-0,071	0,85
	10	1265,1	-0,059	0,85
AC WMS16 20/30	3	1373,8	-0,071	0,97
	10	1566,0	-0,069	0,98
AC 16W 50/70	3	999,7	-0,07	0,96
	10	1508,9	-0,051	0,99
AC WMS16 25/55-60	3	993,9	-0,065	0,88
	10	1466,0	-0,048	0,87
AC WMS16 20/30 MG	3	762,8	-0,075	0,99
	10	1106,3	-0,068	0,97

Wyznaczone wartości modułów sztywności przedstawiono w załączniku B.2.

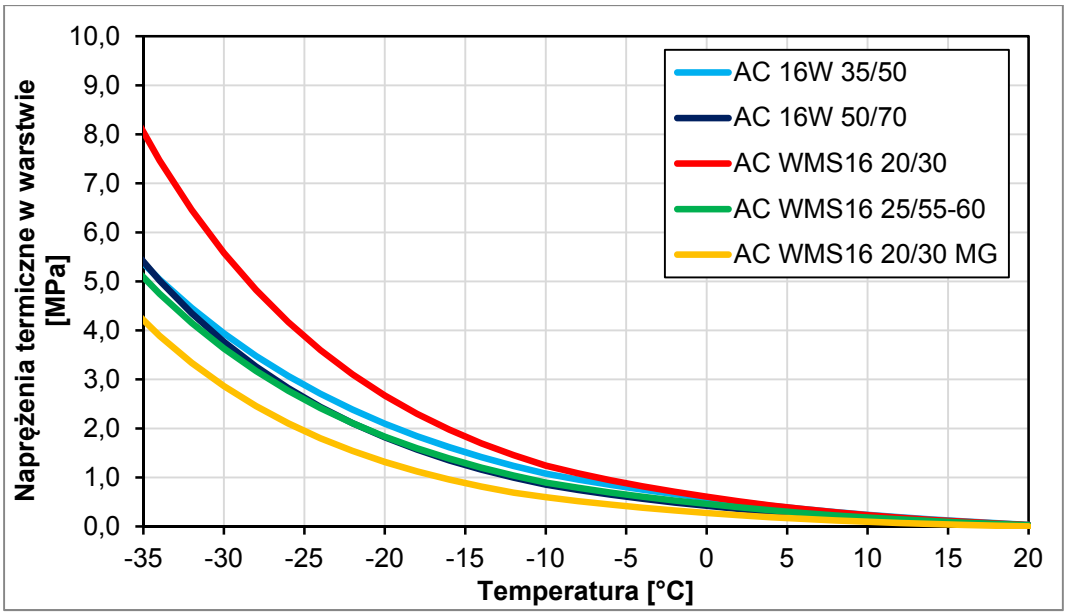
Obliczone wartości naprężeń dla obu prędkości chłodzenia przedstawiono w dodatkowo w formie tabelarycznej w tablicach 4.16 i 4.17, a także na rysunkach 4.16 i 4.18 (dla prędkości chłodzenia V_T=3ºC/h) oraz 4.17 i 4.19 (dla prędkości chłodzenia V_T=10ºC/h).

Tablica 4.16. Obliczone wartości naprężeń termicznych dla prędkości chłodzenia V_T=3ºC/h (przypadek nieskończonej płyty)

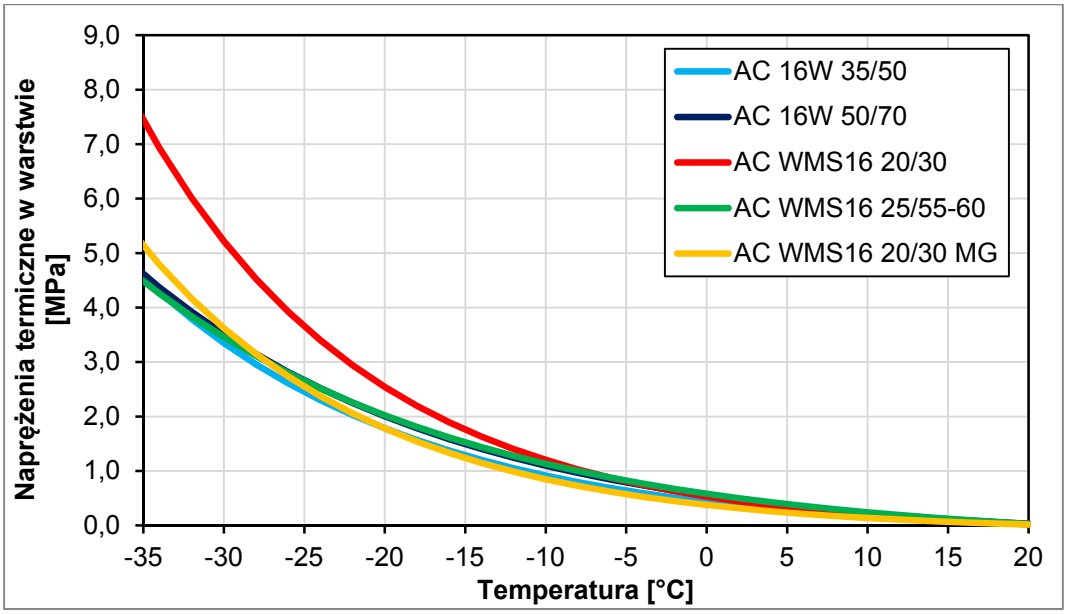
Temperatura, [°C]	Obliczone naprężenia termiczne dla mma przy prędkości chłodzenia V_T=3°C/h, MPa				
	AC16W 35/50	AC16W 50/70	ACWMS16 20/30	ACWMS16 PMB 25/55-60	ACWMS16 20/30 Multigrade
20	0,031	0,028	0,020	0,023	0,000
18	0,066	0,060	0,042	0,049	0,015
16	0,104	0,096	0,067	0,077	0,031
14	0,145	0,136	0,095	0,109	0,050
12	0,190	0,182	0,127	0,144	0,071
10	0,240	0,233	0,162	0,184	0,095
8	0,295	0,291	0,202	0,227	0,122
6	0,356	0,356	0,248	0,276	0,153
4	0,423	0,430	0,299	0,331	0,189
2	0,498	0,514	0,356	0,392	0,230
0	0,580	0,610	0,422	0,461	0,276
-2	0,662	0,708	0,489	0,531	0,329
-4	0,752	0,819	0,565	0,609	0,385
-6	0,851	0,944	0,650	0,695	0,447
-8	0,959	1,084	0,745	0,790	0,519
-10	1,077	1,242	0,853	0,896	0,600
-12	1,236	1,453	0,996	1,039	0,691
-14	1,415	1,697	1,161	1,201	0,815
-16	1,617	1,977	1,351	1,385	0,957
-18	1,843	2,301	1,569	1,595	1,124
-20	2,098	2,673	1,820	1,834	1,317
-22	2,385	3,103	2,109	2,107	1,541
-24	2,708	3,598	2,441	2,417	1,801
-26	3,071	4,169	2,823	2,770	2,104
-28	3,480	4,827	3,262	3,173	2,456
-30	3,940	5,585	3,768	3,631	2,864

Tablica 4.17. Obliczone wartości naprężeń termicznych dla prędkości chłodzenia V_T=10ºC/h (przypadek skrępowanego pręta)

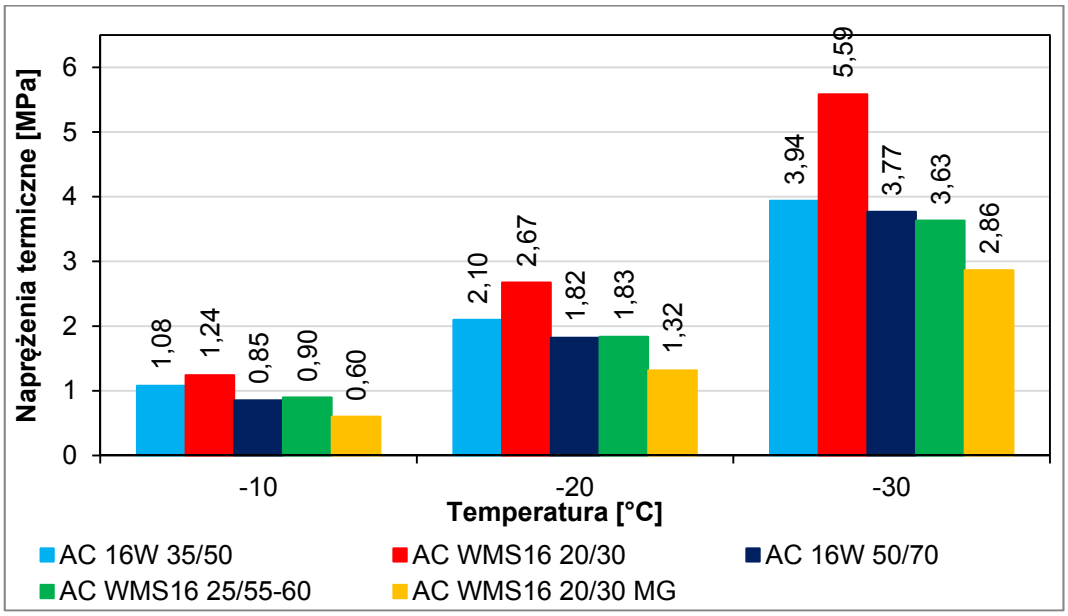
Temperatura, [°C]	Obliczone naprężenia termiczne dla mma przy prędkości chłodzenia V_T=10°C/h, MPa				
	AC16W 35/50	AC16W 50/70	ACWMS16 20/30	ACWMS16 PMB 25/55-60	ACWMS16 20/30 Multigrade
20	0,020	0,029	0,022	0,031	0,016
18	0,043	0,060	0,047	0,066	0,034
16	0,069	0,095	0,076	0,104	0,055
14	0,099	0,134	0,109	0,145	0,079
12	0,131	0,177	0,148	0,191	0,106
10	0,168	0,225	0,191	0,242	0,137
8	0,210	0,278	0,242	0,298	0,173
6	0,257	0,336	0,299	0,359	0,214
4	0,309	0,401	0,366	0,426	0,261
2	0,368	0,473	0,442	0,501	0,315
0	0,435	0,552	0,529	0,582	0,376
-2	0,510	0,640	0,629	0,672	0,447
-4	0,594	0,738	0,744	0,771	0,528
-6	0,689	0,845	0,876	0,880	0,621
-8	0,796	0,965	1,028	1,000	0,727
-10	0,916	1,097	1,202	1,132	0,849
-12	1,051	1,244	1,402	1,278	0,988
-14	1,203	1,406	1,631	1,438	1,148
-16	1,374	1,585	1,895	1,614	1,331
-18	1,567	1,784	2,197	1,808	1,541
-20	1,783	2,004	2,544	2,021	1,781
-22	2,027	2,248	2,942	2,256	2,057
-24	2,302	2,518	3,400	2,515	2,372
-26	2,610	2,817	3,925	2,800	2,733
-28	2,958	3,149	4,527	3,113	3,147
-30	3,349	3,515	5,219	3,458	3,622



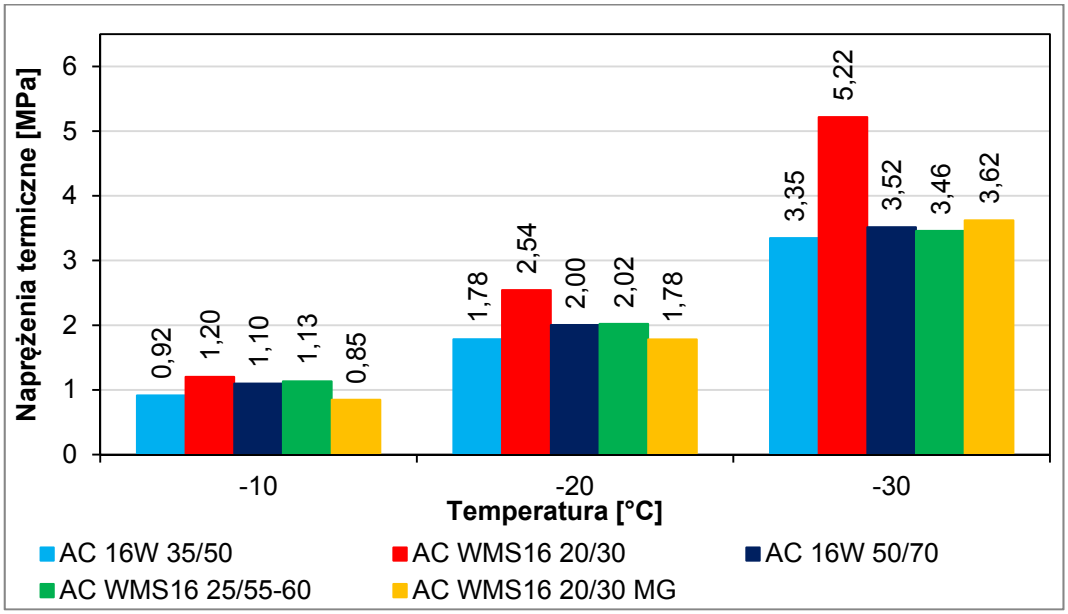
Rys. 4.16. Naprężenia termiczne obliczone z metody Hillsa i Briena dla badanych mieszanek mineralno-asfaltowych, przy V_T=3ºC/h (przypadek nieskończonej płyty)



Rys. 4.17. Naprężenia termiczne obliczone z metody Hillsa i Briena dla badanych mieszanek mineralno-asfaltowych, przy V_T=10ºC/h (przypadek skrępowanego pręta)



Rys. 4.18. Wartości naprężeń termicznych dla wybranych temperatur: -10°C, -20°C oraz -30°C (V_T = 3°C/h; przypadek nieskończonej płyty)



Rys. 4.19. Wartości naprężeń termicznych dla wybranych temperatur: -10°C, -20°C oraz -30°C (V_T = 10°C/h; przypadek skrępowanego pręta)

Na podstawie przedstawionych wyników obliczeń naprężeń termicznych metodą Hillsa i Briena, dla analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych, można stwierdzić, że:

- Najwyższe wartości naprężeń termicznych uzyskano dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30. Były to wartości istotnie wyższe od pozostałych analizowanych mieszanek.

- Pozostałe mieszanki wykazały podobny stopień przyrostu naprężeń termicznych dla każdej z 2 przyjętych prędkości chłodzenia V_T.
- Zwiększenie prędkości chłodzenia V_T w zakresie od 3°C/h do 10°C/h nie spowodowało istotnego zwiększenia obliczonych wartości naprężeń termicznych w przyjętej metodzie obliczeniowej. Jest to wada tej metody wynikająca z nieuwzględnienia relaksacji naprężeń. W przypadku wolniejszego ochładzania materiału w mieszance nastąpiła by większa relaksacja naprężeń, co przełożyć się powinno na niższe wartości powstałych naprężeń termicznych. Dodatkowo relaksacja miała by wpływ na wynik sumarycznych naprężeń termicznych w poszczególnych mieszankach mineralno-asfaltowych, ze względu na różne czasy relaksacji naprężeń występujące dla zastosowanych w mieszankach asfaltach.

Istotny wpływ na wyniki obliczeń miał także schemat pracy materiału podczas ochładzania. Przy takiej samej prędkości chłodzenia naprężenia termiczne powstające przy zastosowaniu schematu nieskończonej płyty są od 17 do 40% większe niż w przypadku zastosowania skrępowanego pręta. W przypadku 4 spośród zbadanych mieszanek wpływ schematu obliczeniowego zniwelował wpływ prędkości chłodzenia na wielkość powstających naprężeń termicznych.

4.3.5. Obliczenia według metody opartej o teorię lepkosprężystości

4.3.5.1. Model predykcji naprężeń termicznych

Model predykcji naprężeń termicznych według AASHTO PP42 [4.32] opiera się na numerycznym rozwiązaniu równania podanego przez Monismitha i wsp. [4.31], na podstawie wcześniejszego rozwiązania podanego przez Humpreysa i Martina [4.29]:

$$\sigma(t) = \int_o^t E(t-\xi)\frac{\partial\varepsilon(\xi)}{\partial\xi}d\xi \tag{4.9}$$

gdzie:

E - moduł relaksacji,

ξ - czas zredukowany.

Podstawowy model numeryczny podany w normie [4.32] został opracowany dla asfaltów. W niniejszej pracy został wykorzystany zmodyfikowany model dla mieszanek mineralno-asfaltowych. Modyfikacja polegała na przyjęciu następujących założeń:

- Do obliczeń przyjęto model nieskończonej płyty.
- Moduły relaksacji są obliczane na podstawie krzywej wiodącej relaksacji stworzonej na podstawie badania zginania belek ze stałą wartością obciążenia poddanej transformacji Hopkinsa i Hamminga [4.37].
- Przyjęto przedział obliczeniowy temperatury: +20°C ÷ -35°C.
- Przyjęto przedział temperatury dla kroku obliczeniowego: ΔT = 1°C.
- Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej asfaltu: przyjęto według tablicy 4.13 w zależności od rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej.

- Prędkość ochładzania: V_T = 3 oraz 10°C/h (wartości przyjęto na podstawie danych ze stacji klimatycznych oraz warunków badania TSRST).
- Czas zmiany temperatury: Δt przyjęty w zależności od przyjętej prędkości ochładzania, jako $\Delta t = \Delta T / V_T$.

Naprężenia sumaryczne wyznacza się dla każdego z przedziałów jako:

$$\sigma^N = \sigma_{str}^N + \sum_{t=1}^{N-1} \sigma_{rel}^{i,N} \tag{4.10}$$

gdzie:

σ^N - sumaryczne naprężenia termiczne na końcu kroku obliczeniowego N,

σ_{str}^N - naprężenia termiczne wygenerowane w kroku obliczeniowym N,

$\sigma_{rel}^{i,N}$ - suma naprężeń termicznych z poprzednich kroków obliczeniowych od 1 do N-1 z uwzględnieniem relaksacji naprężeń.

Naprężenia termiczne generowane dla poszczególnego kroku obliczeniowego wyznaczane są według wzorów:

$$\sigma_{str}^N = \frac{1}{1-\nu} \cdot \bar{E}^N \cdot \varepsilon = \frac{1}{1-\nu} \cdot \bar{E}^N \cdot \Delta T \cdot \alpha_L \quad \text{(dla nieskończonej płyty)} \tag{4.11}$$

$$\sigma_{str}^N = \bar{E}^N \cdot \varepsilon = \bar{E}^N \cdot \Delta T \cdot \alpha_L \quad \text{(dla nieskończonego pręta)} \tag{4.12}$$

gdzie:

σ_{str}^N - naprężenia termiczne wygenerowane w kroku obliczeniowym N,

$\bar{E}^N$ - średni moduł relaksacji dla kroku obliczeniowego N,

ε - odkształcenie na krok obliczeniowy,

ΔT - przedział temperatury dla kroku obliczeniowego,

α_L - współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej.

ν - współczynnik Poissona.

Relaksacja naprężeń jest wyznaczana w oparciu o równanie:

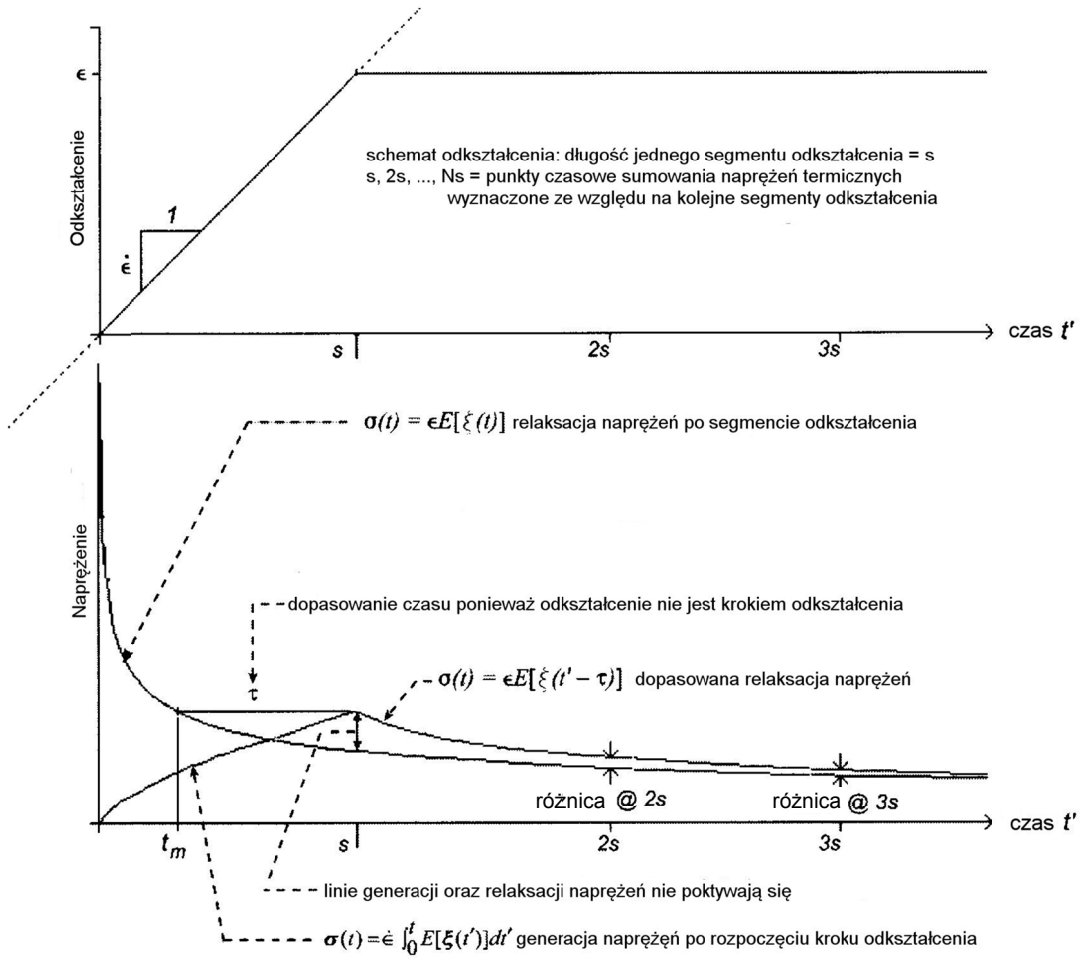
$$\sigma(t) = \varepsilon E[\xi(t) - \tau] \tag{4.13}$$

gdzie:

ε - odkształcenie na krok obliczeniowy,

E - moduł relaksacji dla czasu $\xi(t) - \tau$.

Schemat obliczania naprężeń termicznych w poszczególnym kroku N zostały przestawione w sposób graficzny na rysunku 4.18.



Rysunek 4.18. Graficzne przedstawienie przyrostu oraz relaksacji naprężeń w poszczególnych krokach obliczeniowych.

4.3.5.2. Konwersja funkcji pełzania na funkcję relaksacji

Duża ilość modeli predykcji spękań niskotemperaturowych opiera się na obliczeniach w oparciu o moduł relaksacji, który jest trudniejszy do zmierzenia niż moduł sztywności lub podatność pełzania uzyskiwane z typowych badań pełzania. Dlatego też w praktyce stosuje się często wzory pozwalające przeliczyć podatność pełzania na moduł relaksacji. W metodyce obliczeń naprężeń termicznych według metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości (Monismith [4.31]) podawana jest metodyka według Hopkinsa i Hamminga [4.37], która została zastosowana do obliczeń.

Równanie ogólne łączące funkcje pełzania oraz funkcję relaksacji, od którego wychodzą autorzy metody jest następujące:

$$\int_0^t \psi(t-\tau)\frac{\partial \varphi(\tau)}{\partial \tau} d\tau = 1 \tag{4.14}$$

Równanie ogólne może zostać rozpisane na następujące dwa równania szczegółowe:

$$\int_0^t \varphi(t-\tau)\psi(\tau)\,d\tau = t \tag{4.15}$$

$$\int_0^t \varphi(\tau)\psi(t-\tau)\,d\tau = t \tag{4.16}$$

gdzie:

$\varphi(t)$ funkcja pełzania,

$\psi(t)$ funkcja relaksacji.

Wychodząc od równania pełzania 4.16 założono następującą funkcję:

$$f(t) = \int_0^t \psi(\tau)\,d\tau \tag{4.17}$$

Przy małych przedziałach, założono, że pomiędzy czasami t_n i t_{n+1} funkcja $\psi(t)$ zmienia się liniowo, więc może zostać zastosowane następujące przybliżenie:

$$f(t_{n+1}) = f(t) + \frac{1}{2}\left[\psi(t_{n+1}) + \psi(t_n)\right]\left[t_{n+1} - t_n\right] \tag{4.18}$$

Równanie szczegółowe 4.16 może zostać zapisane jako:

$$t_{n+1} = \int_0^{t_{n+1}} \varphi(\tau)\psi(t_{n+1}-\tau)\,d\tau = \sum_{i=0}^{n} \int_{t_i}^{t_{i+1}} \varphi(\tau)\psi(t_{n+1}-\tau)\,d\tau \tag{4.19}$$

a każdy przedział jako:

$$\int_{t_i}^{t_{i+1}} \varphi(\tau)\psi(t_{n+1}-\tau)\,d\tau = \varphi\left(t_{i+\frac{1}{2}}\right)\int_{t_i}^{t_{i+1}} f'(t_{n+1}-\tau)\,d\tau = -\varphi\left(t_{i+\frac{1}{2}}\right)\left[f(t_{n+1}-t_{i+1}) - f(t_{n+1}-t_i)\right] \tag{4.20}$$

Po zsumowaniu wszystkich przedziałów otrzymywana jest następująca zależność:

$$t_{n+1} = -\sum_{i=0}^{n-1} \varphi\left(t_{i+\frac{1}{2}}\right)\left[f(t_{n+1}-t_{i+1}) - f(t_{n+1}-t_i)\right] + \varphi\left(t_{n+\frac{1}{2}}\right) f(t_{n+1}-t_n) \tag{4.21}$$

A po przekształceniach zależność ta uzyskuje następującą postać:

$$\varphi\left(t_{n+\frac{1}{2}}\right)=\frac{t_{n+1}-\sum_{i=0}^{n-1}\varphi\left(t_{i+\frac{1}{2}}\right)\left[f\left(t_{n+1}-t_i\right)-f\left(t_{n+1}-t_{i+1}\right)\right]}{f\left(t_{n+1}-t_n\right)} \tag{4.22}$$

gdzie pierwszy wyraz wynosi:

$$\varphi_{\frac{1}{2}}=\frac{t_1}{f\left(t_1\right)} \tag{4.23}$$

Analogicznie można wyprowadzić zależność dla funkcji relaksacji:

$$\psi\left(t_{n+\frac{1}{2}}\right)=\frac{t_{n+1}-\sum_{i=0}^{n-1}\psi\left(t_{i+\frac{1}{2}}\right)\left[f\left(t_{n+1}-t_i\right)-f\left(t_{n+1}-t_{i+1}\right)\right]}{f\left(t_{n+1}-t_n\right)} \tag{4.24}$$

gdzie:

$$f\left(t_{n+1}\right)=f\left(t\right)+\frac{1}{2}\left[D\left(t_{n+1}\right)+D\left(t_n\right)\right]\left[t_{n+1}-t_n\right] \tag{4.25}$$

a pierwszy wyraz przyjmuje postać:

$$\psi_{\frac{1}{2}}=\frac{t_1}{f\left(t_1\right)} \tag{4.26}$$

4.3.5.3. Naprężenia termiczne obliczone według metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości

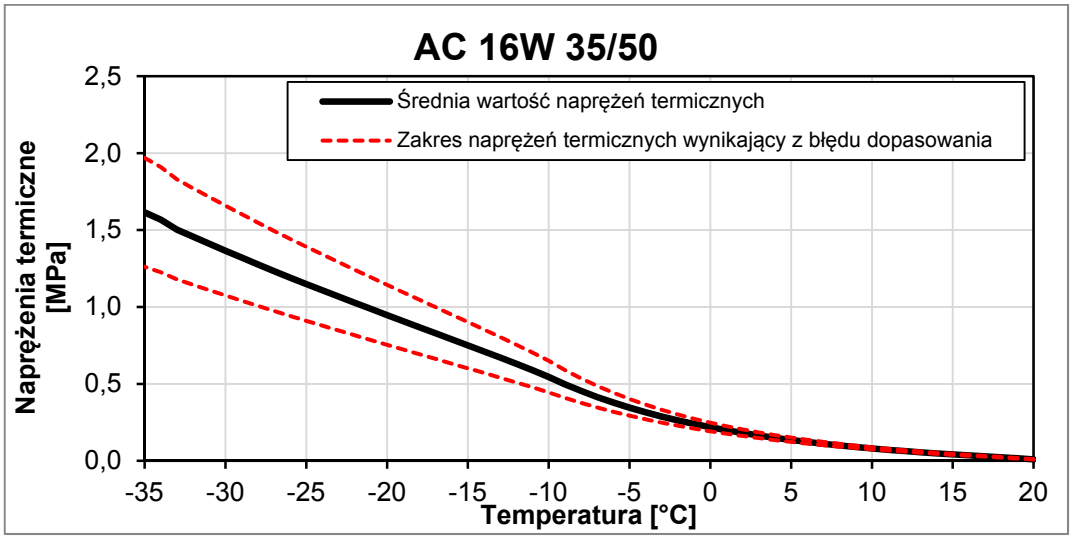
Naprężenia termiczne wyznaczono w oparciu o wyniki badań zginania belek ze stałą wartością obciążenia przedstawione w rozdziale 3. Naprężenia wyznaczono dla zakresu temperatur od +20°C do -35°C. Zakres przedziału wynikał z potrzeby porównania wyników obliczeń do wyników badania laboratoryjnego TSRST, przedstawionych w rozdziale 3. W obliczeniach pominięto nieliniowe zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych w niskich temperaturach. Z tej przyczyny obliczone naprężenia w temperaturach niższych od -10°C mogą być zaniżone. Na rysunkach od 4.19 do 4.23 dla poszczególnych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono:

- wynik obliczeń średnich naprężeń termicznych – linia gruba ciągła czarna,
- wynik obliczeń naprężeń termicznych, z uwzględnieniem średniego błędu kwadratowego „+/-„ – linie ciągłe czerwone

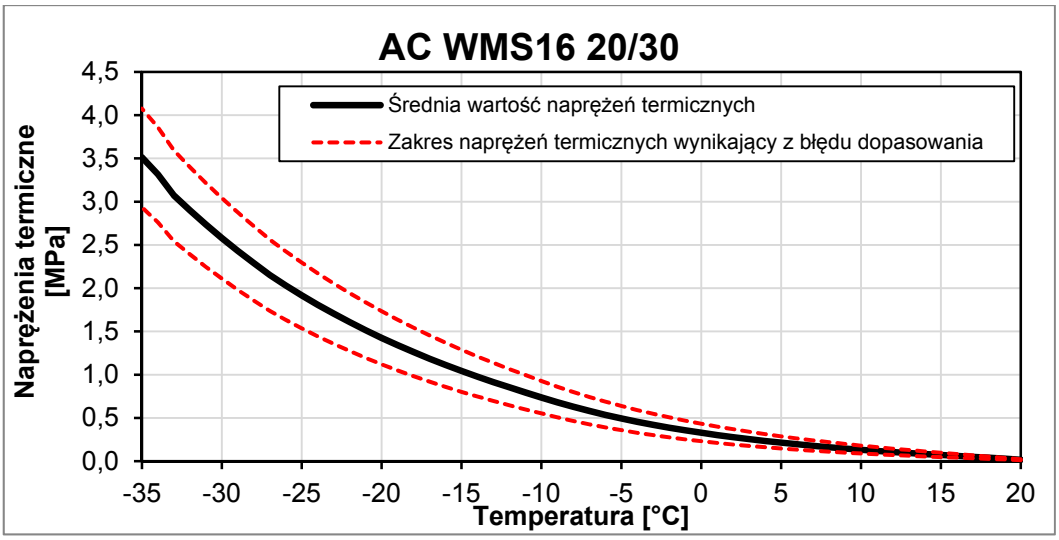
Obliczenia w przedziałach od +20°C do 0°C oraz od -20°C do -30°C są obarczone większym błędem niż w przedziale od 0°C do -20°C, ze względu na ekstrapolację krzywej wiodącej oraz ekstrapolacje współczynników przesunięcia α_T.

Dodatkowo na rysunkach od 4.24 do 4.27 i tablicach 4.18 i 4.19 przedstawiono zbiorcze wyniki obliczeń naprężeń termicznych dla wszystkich przebadanych mieszanek mineralno-asfaltowych dla dwóch prędkości chłodzenia: V_T = 3°C/h (przypadek nieskończonej płyty) i V_T = 10°C/h (przypadek skrępowanego pręta).

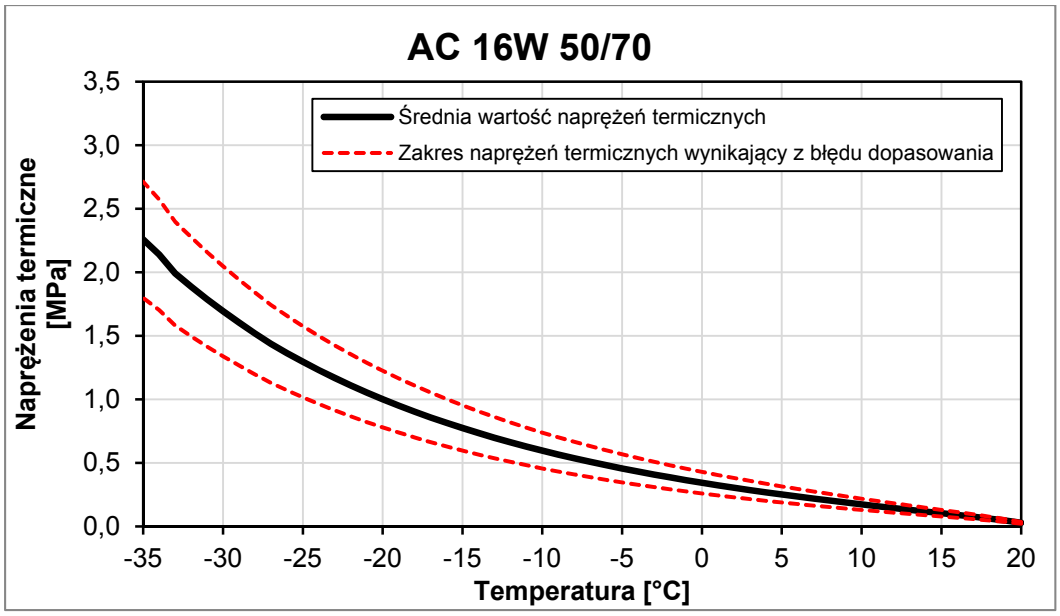
Obliczenia wykonano przy założeniach podanych w punkcie 4.3.5 przy założeniu, że naprężenia termiczne w temperaturze +20°C wynoszą 0 MPa.



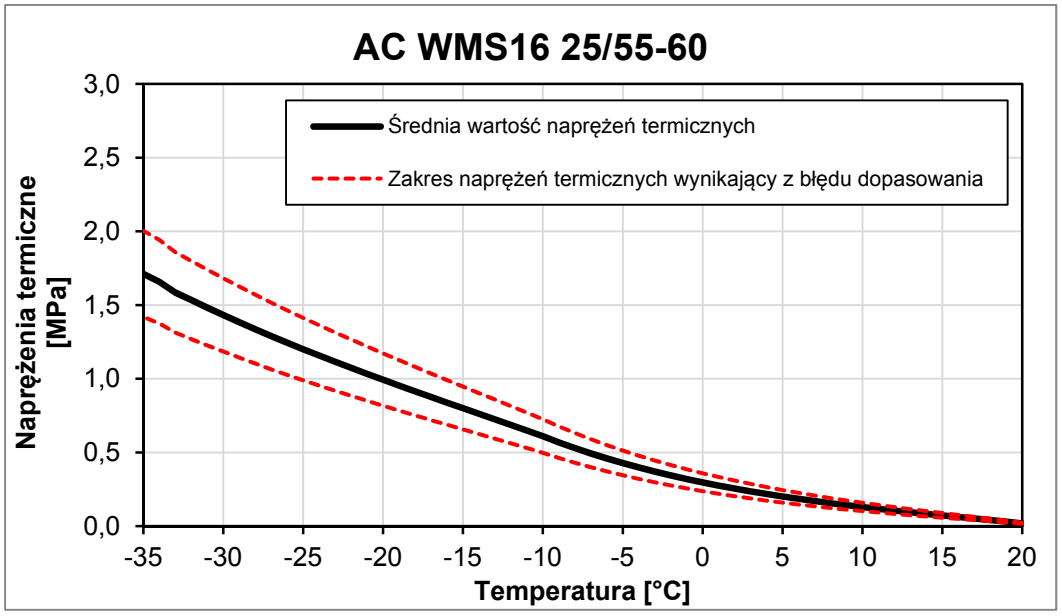
Rysunek 4.19. Naprężenia termiczne dla mieszanki AC 16 35/50 dla gradientu temperatury wynoszącego 10°C/h (przypadek skrępowanego pręta)



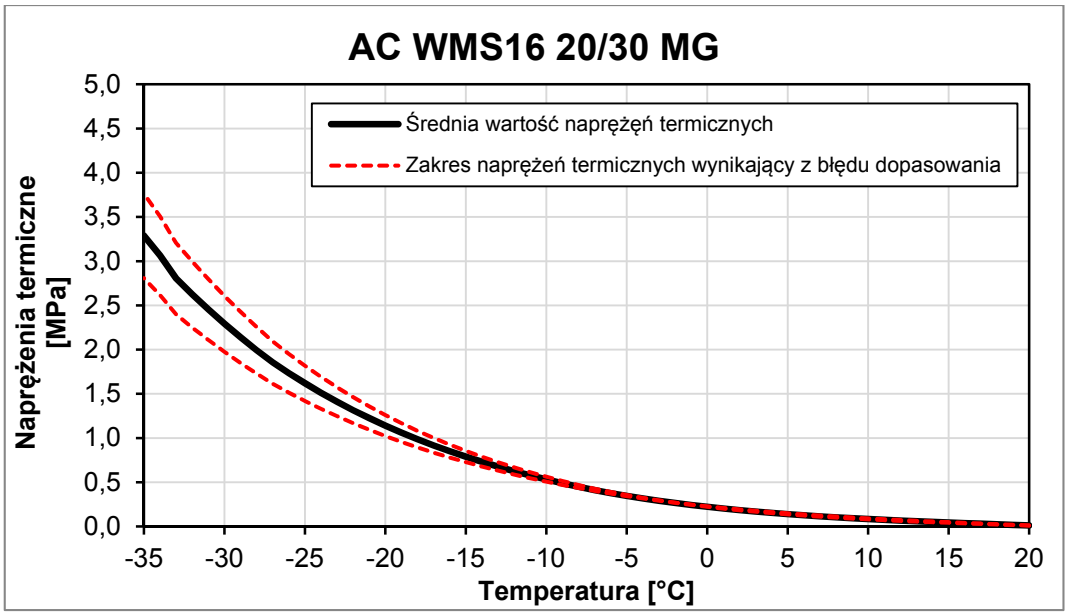
Rys 4.20. Naprężenia termiczne dla mieszanki AC WMS16 20/30 dla gradientu temperatury wynoszącego 10°C/h (przypadek skrępowanego pręta)



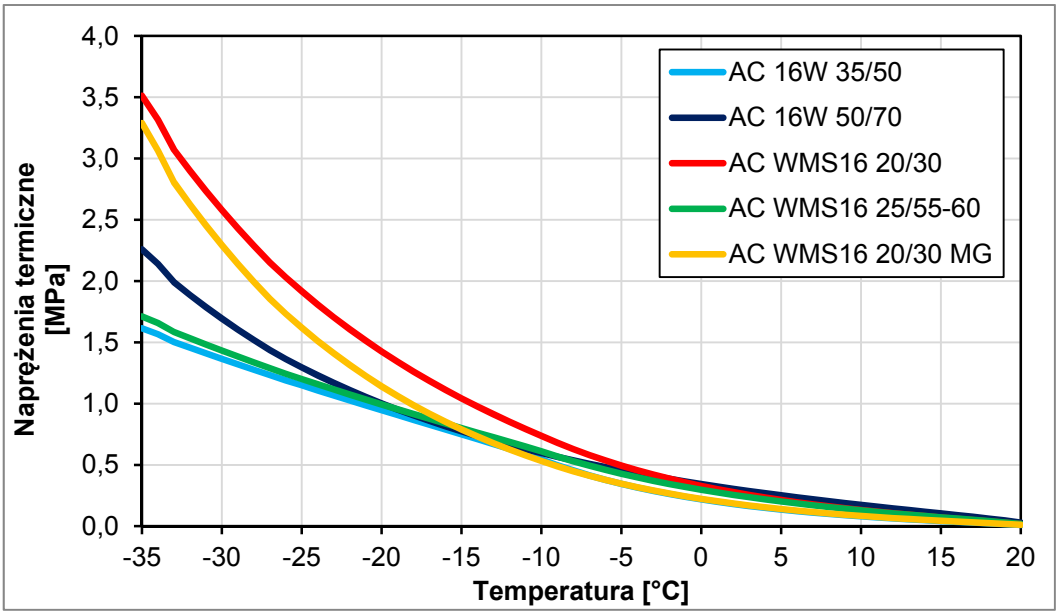
Rysunek 4.21. Naprężenia termiczne dla mieszanki AC 16W 50/70 dla gradientu temperatury wynoszącego 10°C/h (przypadek skrępowanego pręta)



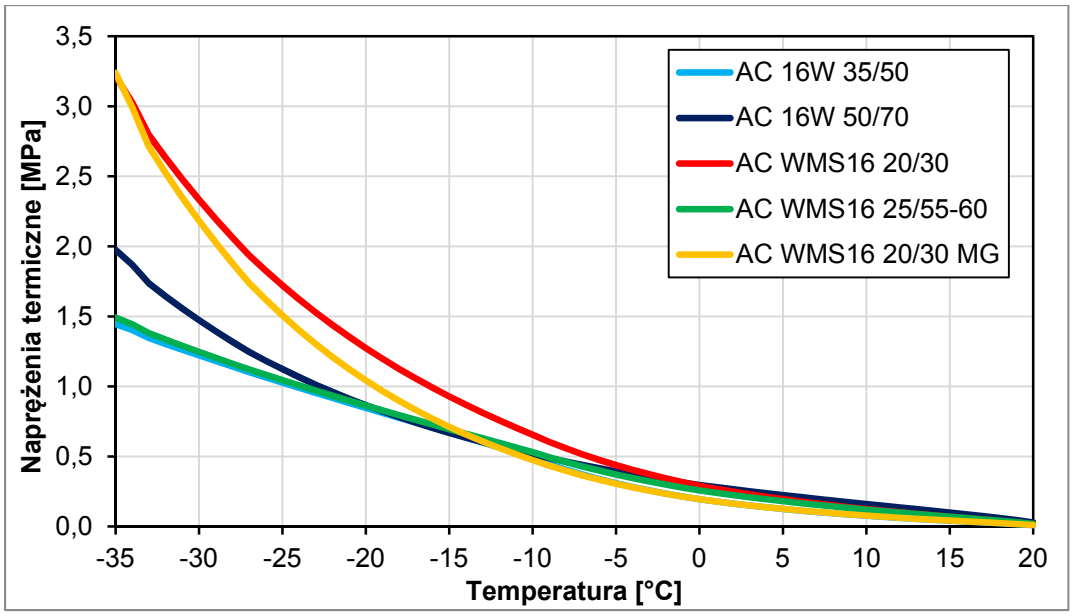
Rysunek 4.22. Naprężenia termiczne dla mieszanki AC WMS16 25/55-60 dla gradientu temperatury wynoszącego 10°C/h (przypadek skrępowanego pręta)



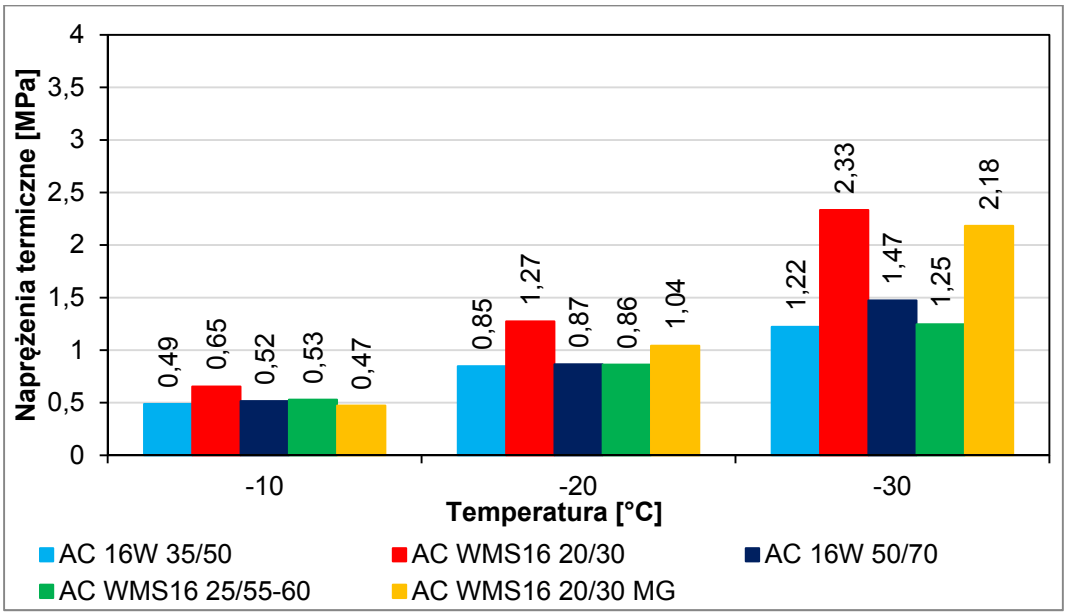
Rysunek 4.23. Naprężenia termiczne dla mieszanki AC WMS16 20/30 multigrade dla gradientu temperatury wynoszącego 10°C/h (przypadek skrępowanego pręta)



Rysunek 4.24. Średnie naprężenia termiczne (przypadek skrępowanego pręta) dla wszystkich rozpatrywanych mieszanek mineralno-asfaltowych dla gradientu temperatury wynoszącego 10°C/h



Rysunek 4.25. Średnie naprężenia termiczne (przypadek nieskończonej płyty) dla wszystkich rozpatrywanych mieszanek mineralno-asfaltowych dla gradientu temperatury wynoszącego 3°C/h



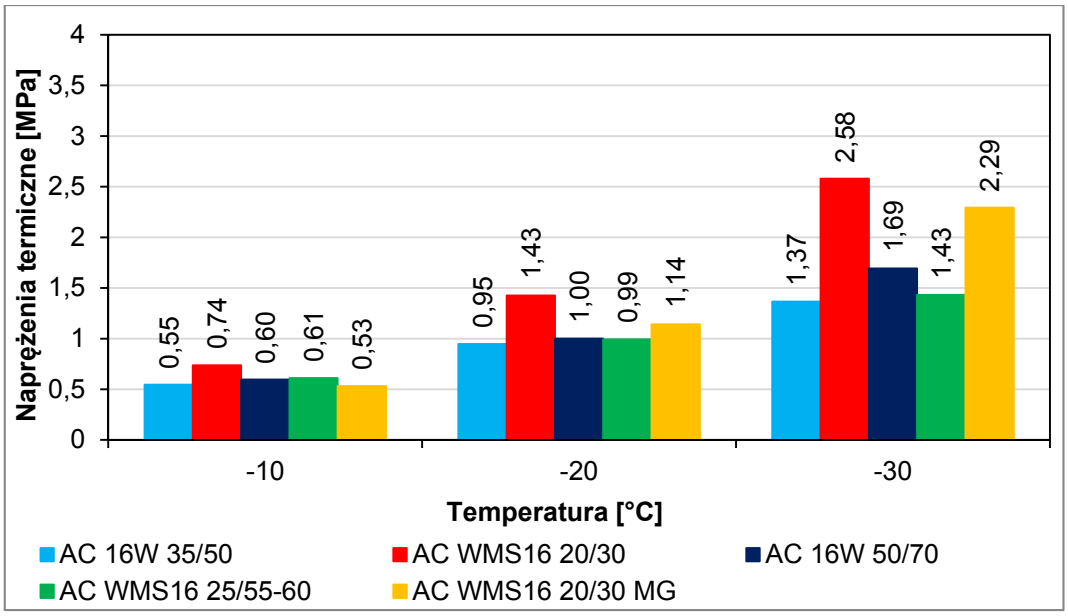
Rys. 4.26. Wartości naprężeń termicznych dla wybranych temperatur: -10°C, -20°C oraz -30°C (V_T = 3°C/h; przypadek nieskończonej płyty)

Tablica 4.18. Obliczone wartości naprężeń termicznych dla prędkości chłodzenia V_T=3ºC/h (przypadek nieskończonej płyty)

Temperatura, [°C]	Obliczone naprężenia termiczne dla mma przy prędkości chłodzenia V_T=3°C/h, MPa				
	AC 16W 35/50	AC 16W 50/70	AC WMS16 20/30	AC WMS16 25/55-60	AC WMS16 20/30 MG
20	0,010	0,029	0,018	0,019	0,011
18	0,023	0,061	0,040	0,041	0,024
16	0,035	0,088	0,060	0,061	0,036
14	0,048	0,112	0,081	0,080	0,049
12	0,061	0,137	0,102	0,099	0,062
10	0,077	0,161	0,125	0,120	0,078
8	0,094	0,186	0,151	0,143	0,095
6	0,114	0,211	0,180	0,167	0,115
4	0,137	0,238	0,213	0,194	0,138
2	0,164	0,267	0,249	0,224	0,164
0	0,195	0,297	0,291	0,258	0,195
-2	0,235	0,333	0,343	0,299	0,234
-4	0,282	0,373	0,404	0,345	0,279
-6	0,338	0,416	0,475	0,399	0,334
-8	0,406	0,463	0,558	0,460	0,398
-10	0,488	0,515	0,655	0,530	0,474
-12	0,564	0,572	0,758	0,597	0,560
-14	0,636	0,635	0,869	0,663	0,658
-16	0,706	0,704	0,991	0,728	0,769
-18	0,777	0,781	1,125	0,795	0,897
-20	0,847	0,866	1,274	0,864	1,043
-22	0,919	0,961	1,439	0,934	1,211
-24	0,991	1,066	1,622	1,007	1,402
-26	1,065	1,183	1,826	1,082	1,620
-28	1,142	1,319	2,064	1,163	1,880
-30	1,222	1,473	2,334	1,247	2,183

Tablica 4.19. Obliczone wartości naprężeń termicznych dla prędkości chłodzenia V_T=10ºC/h (przypadek skrępowanego pręta)

Temperatura, [°C]	Obliczone naprężenia termiczne dla mma przy prędkości chłodzenia V_T=10°C/h, MPa				
	AC 16W 35/50	AC 16W 50/70	AC WMS16 20/30	AC WMS16 25/55-60	AC WMS16 20/30 MG
20	0,010	0,029	0,018	0,019	0,011
18	0,023	0,063	0,040	0,042	0,024
16	0,035	0,091	0,061	0,063	0,037
14	0,048	0,118	0,083	0,084	0,051
12	0,063	0,146	0,106	0,106	0,066
10	0,080	0,174	0,133	0,130	0,084
8	0,100	0,204	0,162	0,156	0,104
6	0,123	0,235	0,196	0,186	0,127
4	0,149	0,269	0,234	0,218	0,154
2	0,181	0,305	0,278	0,255	0,186
0	0,218	0,344	0,329	0,297	0,223
-2	0,262	0,387	0,388	0,345	0,267
-4	0,315	0,432	0,456	0,398	0,318
-6	0,379	0,482	0,536	0,460	0,378
-8	0,454	0,537	0,629	0,530	0,449
-10	0,546	0,597	0,737	0,610	0,532
-12	0,630	0,663	0,852	0,687	0,626
-14	0,711	0,735	0,977	0,762	0,732
-16	0,790	0,815	1,112	0,838	0,851
-18	0,868	0,904	1,261	0,915	0,987
-20	0,947	1,002	1,426	0,993	1,141
-22	1,027	1,110	1,607	1,074	1,315
-24	1,108	1,231	1,808	1,158	1,512
-26	1,191	1,364	2,031	1,244	1,734
-28	1,277	1,519	2,289	1,336	1,994
-30	1,366	1,694	2,580	1,433	2,293



Rys. 4.27. Wartości naprężeń termicznych dla wybranych temperatur: -10°C, -20°C oraz -30°C (V_T = 10°C/h; przypadek skrępowanego pręta)

W oparciu o wyniki obliczeń naprężeń termicznych dokonane przy pomocy numerycznego rozwiązania równania liniowej lepkosprężystości można stwierdzić:

1. Najwyższe naprężenia termiczne poniżej -20°C uzyskano dla mieszanek AC WMS z asfaltami 20/30 i 20/30 MG.
2. Najniższe naprężenia uzyskano dla mieszanek porównawczych AC 16W oraz dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60.
3. Mieszanki wykazujące duże naprężenia termiczne wykazywały także bardzo małą relaksację naprężeń, szczególnie dotyczy to mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG (w której pomimo najniższego poziomu generowanych w poszczególnych krokach naprężeń, mała relaksacja spowodowała duże całkowite naprężenia termiczne).
4. Mieszanki wykazujące małe naprężenia termiczne wykazały bardzo dużą relaksację naprężeń. Szczególnie jest to widoczne dla mieszanek AC 16W 35/50 oraz AC WMS16 25/55-60.
5. Zastosowana metoda numeryczna dedykowana materiałom liniowo lepkosprężystym wymaga dalszego udoskonalenia, szczególnie w zakresie wyboru lepszego modelu matematycznego opisującego krzywą wiodącą, który będzie uwzględniał m.in. odstępstwa od termo-reologicznej prostoty czy też wpływ długotrwałego oddziaływania mrozu na badany materiał, a także w zakresie dokładniejszego wyznaczenia współczynników przesunięcia α_T.

4.3.6. Porównanie wyników metody Hillsa i Briena i metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości dla przypadku prędkości chłodzenia V_T=10°C/h (przypadek skrępowanego pręta)

Porównanie wartości naprężeń termicznych obliczonych metodą Hillsa i Briena oraz metodą opartą o teorię liniowej lepkosprężystości wykonano dla prędkości chłodzenia V_T=10°C/h w zakresie temperaturowym od +20°C do -30°C. Dla obliczonych wartości naprężeń termicznych z obydwu metod wyznaczano odchylenie procentowe, które jest miarą błędu w dopasowaniu wyników obliczeń. Odchylenie procentowe obliczano w stosunku do wyników metody Hillsa i Briena według następującego wzoru:

$$\delta = \left|\frac{X_{H\&B} - X_{LL}}{X_{H\&B}}\right| \cdot 100\% \qquad (4.27)$$

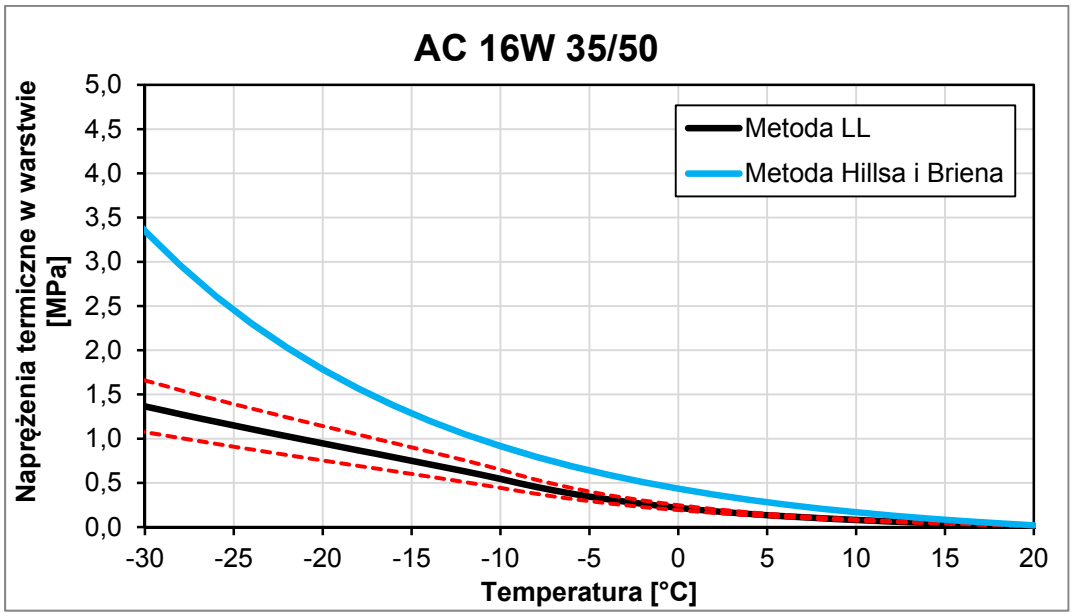
gdzie:

δ - procentowe odchylenie wartości naprężeń termicznych obliczonych z metody Hillsa i Briena oraz z metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości,

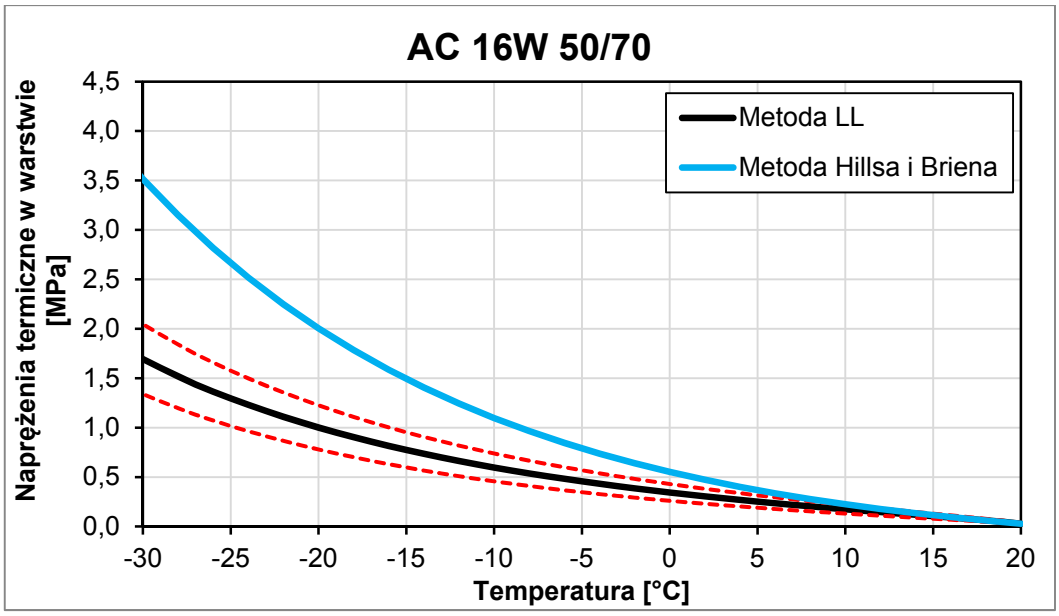
$X_{H\&B}$ - naprężenia termiczne obliczone metodą Hillsa i Briena,

X_{LL} - naprężenia termiczne obliczone metodą opartą o teorię liniowej lepkosprężystości.

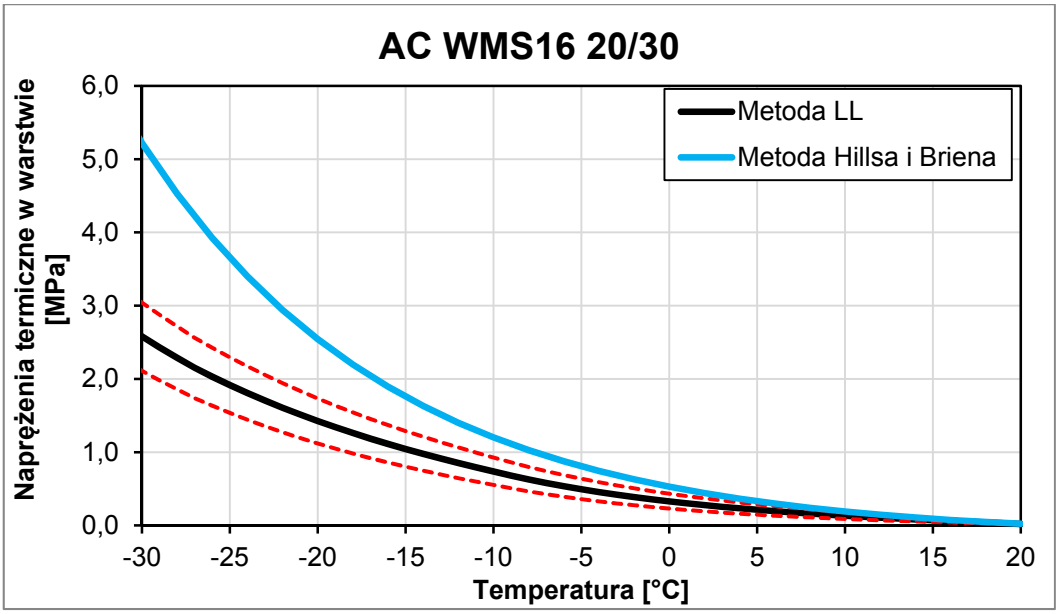
Porównanie wyników obliczeń naprężeń termicznych z obydwu metod obliczeniowych przedstawiono na rysunkach od 4.26 do 4.30 oraz w formie tabelarycznej w załączniku B.3.



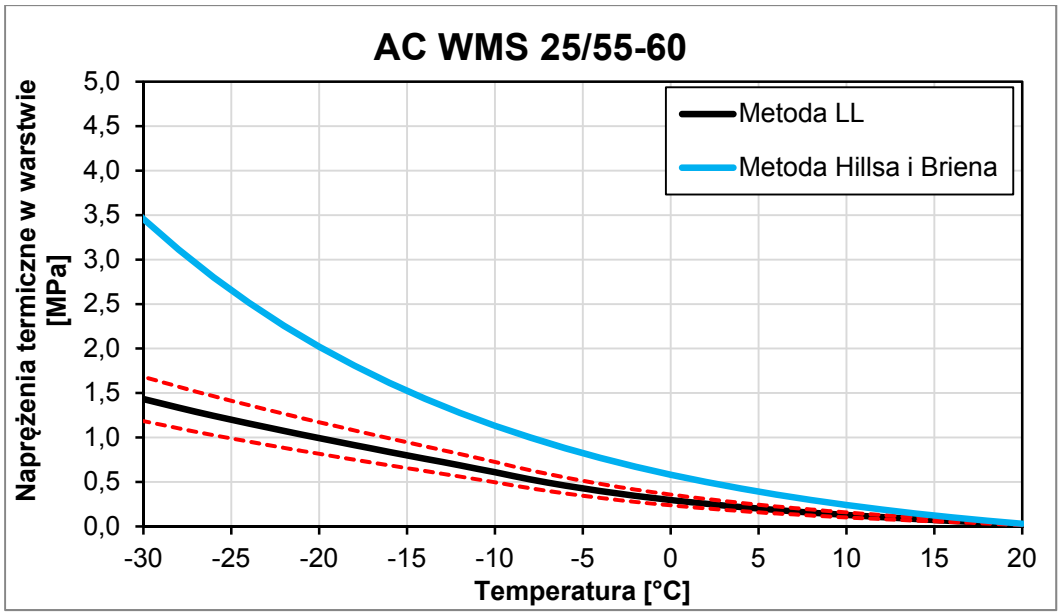
Rysunek 4.26. Porównanie naprężeń termicznych obliczonych metodą Hillsa i Briena oraz metodą liniowej lepkosprężystości dla mieszanki AC16W z asfaltem 35/50



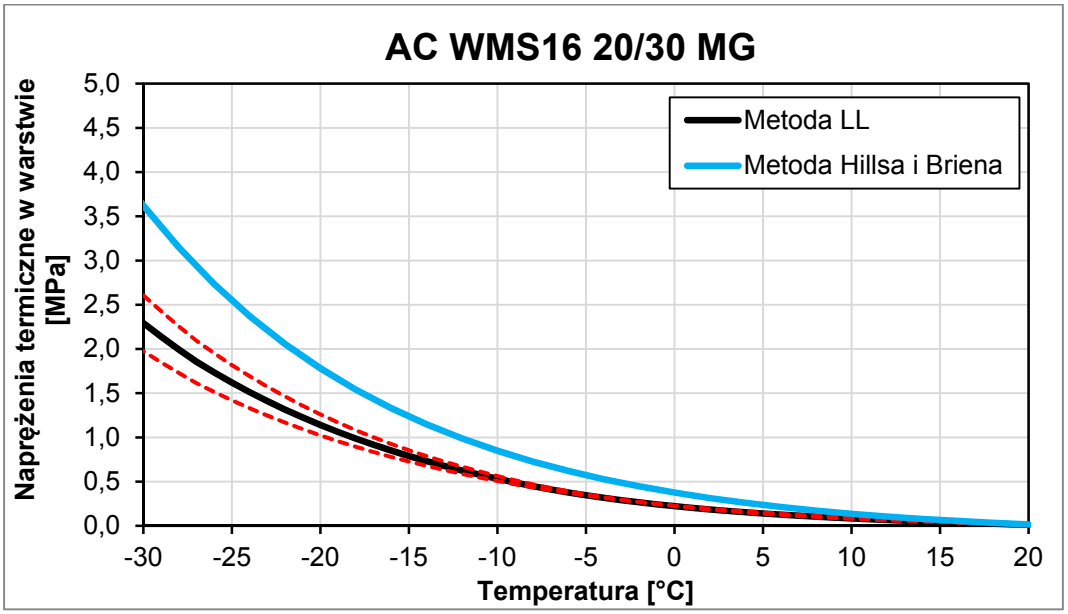
Rysunek 4.27. Porównanie naprężeń termicznych obliczonych metodą Hillsa i Briena oraz metodą liniowej lepkosprężystości dla mieszanki AC16W z asfaltem 50/70



Rysunek 4.28. Porównanie naprężeń termicznych obliczonych metodą Hillsa i Briena oraz metodą liniowej lepkosprężystości dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30



Rysunek 4.29. Porównanie naprężeń termicznych obliczonych metodą Hillsa i Briena oraz metodą liniowej lepkosprężystości dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 25/55-60



Rysunek 4.30. Porównanie naprężeń termicznych obliczonych metodą Hillsa i Briena oraz metodą liniowej lepkosprężystości dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG

Na podstawie przeprowadzonego porównania wyników obliczeń naprężeń termicznych wykonanych zgodnie z metodą Hillsa i Briena oraz metodą w oparciu o teorię liniowej lepkosprężystości można sformułować następujące wnioski:

- Najmniejsze różnice pomiędzy obliczonymi wartościami naprężeń termicznych wystąpiły dla mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG. Wyznaczone

wartości odchylenia procentowego wyników obliczeń wahały się od 30 do 40% dla większości przedziałów temperaturowych.

- W przypadku pozostałych analizowanych mieszanek uzyskane różnice w wynikach obliczeń pomiędzy metodą Hillsa i Briena oraz metodą w oparciu o teorię liniowej lepkosprężystości okazały się zbliżone. Średnia wartość odchylenia procentowego dla pozostałych mieszanek wyniosła od 35% do 40% (mieszanki: AC WMS16 20/30 oraz AC 16W 50/70) oraz około 50% (mieszanki AC 16W 35/50 oraz AC WMS16 25/55-60). Różnice w kształcie krzywej naprężeń oraz w wynikach obliczeń są najmniejsze w przypadku mieszanek, które wykazują liniowy (lub zbliżony do liniowego) charakter zależności współczynnika przesunięcia α_T od temperatury.
- Największe różnice pomiędzy obliczonymi wartościami naprężeń termicznych występują dla przedziału temperatury od -20°C do -30°C. Jest to przedział gdzie ekstrapolowano dla obu metod wartości modułów sztywności lub relaksacji (w zależności od metody).
- W przypadku metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości, w przedziale temperatury od -20°C do -30°C zaniżone ekstrapolowane wartości współczynników przesunięcia α_T mogły powodować zawyżoną relaksację naprężeń.

4.3.7. Porównanie wyników obliczeń z wynikami badań naprężeń termicznych według metody TSRST

Porównanie wartości naprężeń termicznych obliczonych według metod Hillsa i Briena i opartej o teorię liniowej lepkosprężystości w wartościami naprężeń termicznych zmierzonymi w teście laboratoryjnym TSRST wykonano w podobny sposób, jak to zostało przedstawione w punkcie 4.3.6 dla metod obliczeniowych Hillsa i Briena oraz metody w oparciu o teorię liniowej lepkosprężystości. Naprężenia obliczano jak dla schematu pręta skrępowanego.

Porównanie wartości naprężeń termicznych wykonano dla prędkości chodzenia V_T=10°C/h oraz dla zakresu temperatury od +20°C do temperatury pęknięcia wyznaczonej w badaniu TSRST. Dla obliczonych wartości naprężeń termicznych z obydwu metod wyznaczano odchylenie procentowe według wzoru (4.27).

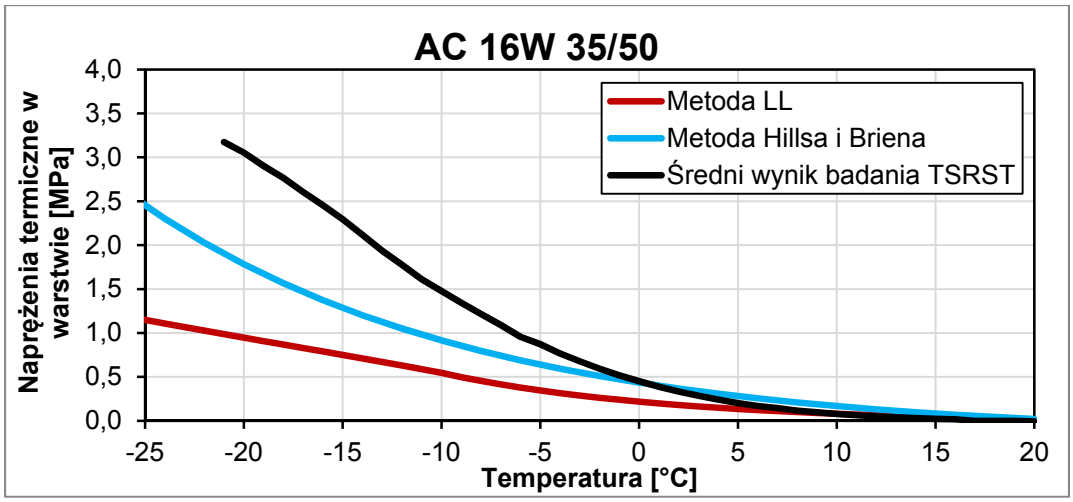
Podano również średnie procentowe odchylenie wyników obliczeń i badań laboratoryjnych dla zakresu temperatury od 0°C do temperatury pęknięcia wyznaczonej w badaniu TSRST.

Wyniki porównania metody obliczeń naprężeń termicznych oraz metody badań TSRST przedstawiono w załączniku B.3.

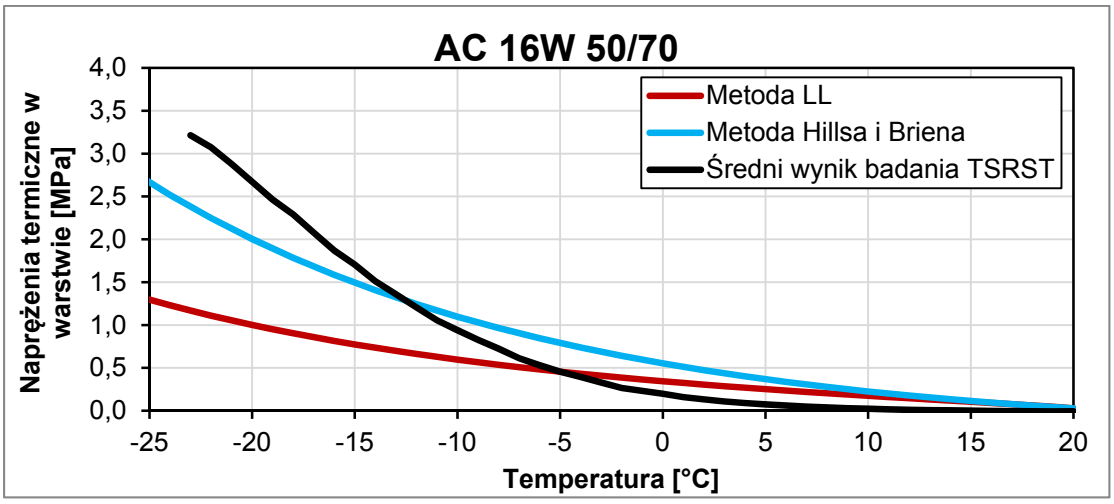
Średnie różnice pomiędzy naprężeniami obliczonymi w metodzie Hillsa i Briena a pomierzonymi w badaniu TSRST są rzędu od 10 do 40%. W przypadku jednej z

mieszanek (AC 16W 50/70) różnica dla zakresu od 0 do -6°C wynosi powyżej 80%. W większości przypadków dla temperatur mniejszych od 0°C naprężenia zmierzone w teście TSRST są większe od obliczonych według metody Hillsa i Briana.

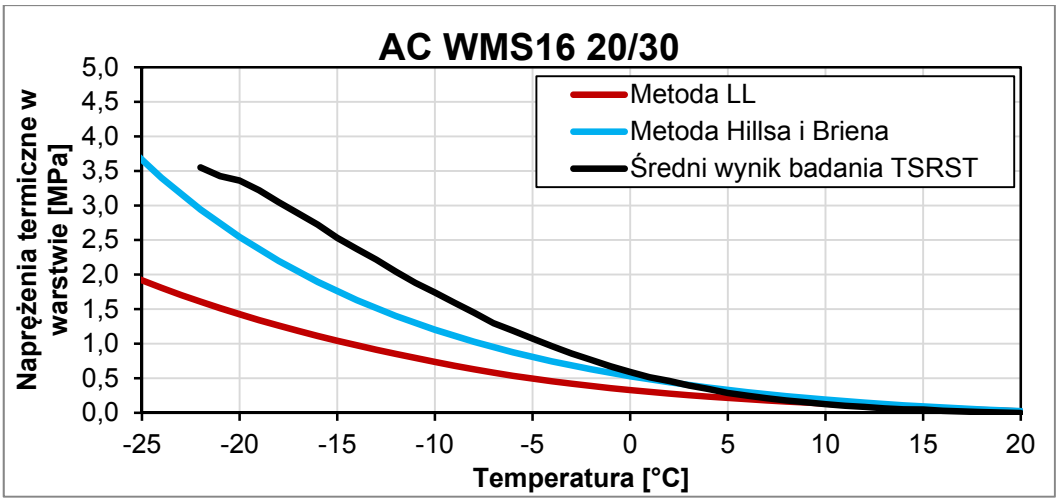
Średnie różnice pomiędzy naprężeniami obliczonymi w metodzie opartej o teorię liniowej lepkosprężystości a pomierzonymi w badaniu TSRST są rzędu od 30 do 70%. W każdym z przypadków naprężenia obliczone są niższe od zmierzonych w teście TSRST. Świadczy to o wyraźnych niedostatkach tej metody i potrzeby jej dalszego doskonalenia.



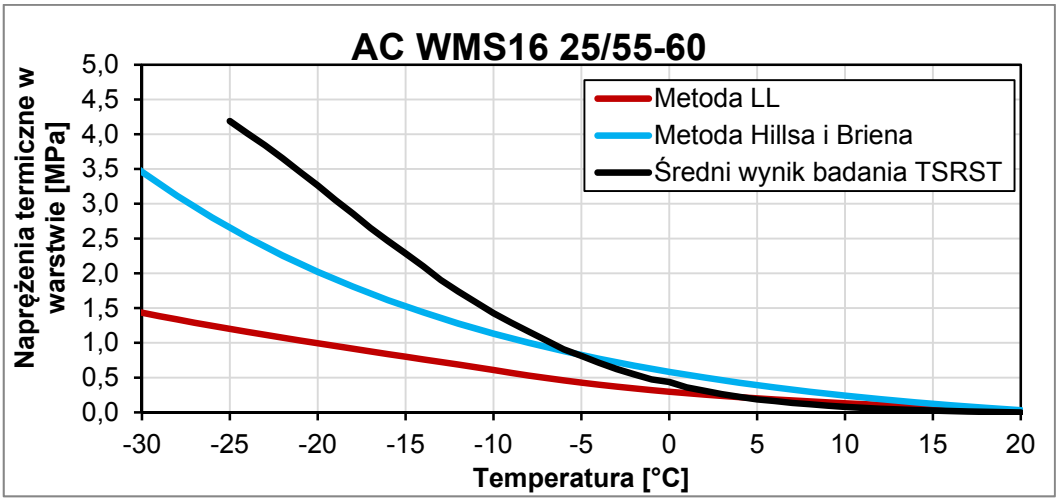
Rysunek 4.31. Porównywanie naprężeń termicznych obliczonych metodami Hillsa i Briena oraz metodę opartą o teorię liniowej lepkosprężystości i uzyskanych z badań laboratoryjnych metodą TSRST dla betonu asfaltowego AC 16W z asfaltem zwykłym 35/50



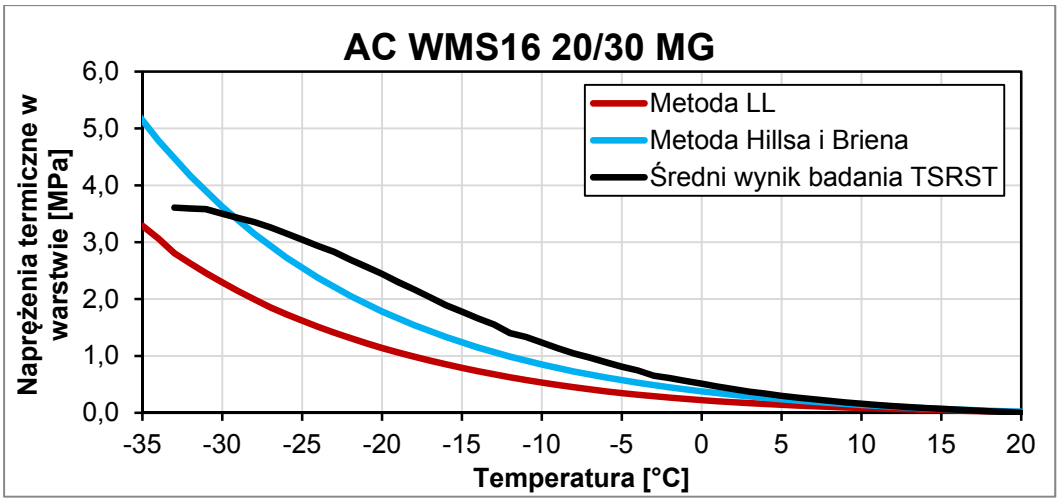
Rysunek 4.32. Porównywanie naprężeń termicznych obliczonych metodami Hillsa i Briena oraz metodę opartą o teorię liniowej lepkosprężystości i uzyskanych z badań laboratoryjnych metodą TSRST dla betonu asfaltowego AC 16W z asfaltem zwykłym 50/70



Rysunek 4.33. Porównywanie naprężeń termicznych obliczonych metodami Hillsa i Briena oraz metodę opartą o teorię liniowej lepkosprężystości i uzyskanych z badań laboratoryjnych metodą TSRST dla betonu asfaltowego AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30



Rysunek 4.34. Porównywanie naprężeń termicznych obliczonych metodami Hillsa i Briena oraz metodę opartą o teorię liniowej lepkosprężystości i uzyskanych z badań laboratoryjnych metodą TSRST dla betonu asfaltowego AC WMS16 z asfaltem 25/55-60



Rysunek 4.35. Porównywanie naprężeń termicznych obliczonych metodami Hillsa i Briena oraz metodę opartą o teorię liniowej lepkosprężystości i uzyskanych z badań laboratoryjnych metodą TSRST dla betonu asfaltowego AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG

4.3.8. Ocena betonów asfaltowych o wysokim module sztywności na podstawie wyników obliczeń naprężeń termicznych

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń naprężeń termicznych można wyciągnąć następujące wnioski:

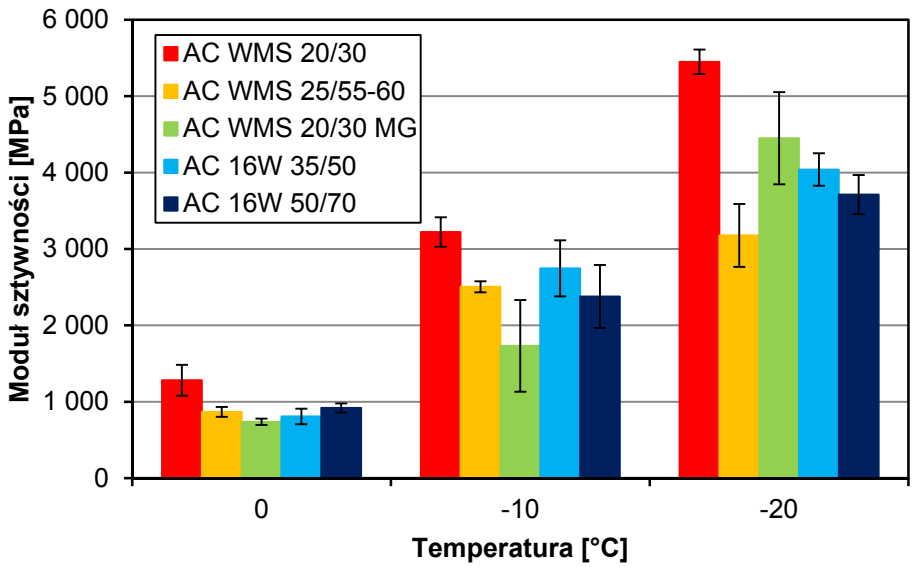
1. Wszystkie zastosowane metody obliczeń mają pewne niedoskonałości i mogą dawać wyniki inne od zmierzonych w rzeczywistości. Szczególnie widoczne jest to w przypadku ekstrapolacji wyników w temperaturach od +20°C do 0°C oraz od -20°C do -30°C.
2. Wartości obliczone w metodzie Hillsa i Briena dają większą zgodność z wynikami badania TSRST, niż wartości obliczone z metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości. W metodzie Hillsa i Briena średnia różnica pomiędzy obliczeniami a badaniami wynosiła od 10 do 40%, natomiast w przypadku metody Monismitha od 30 do 70%.
3. W każdym z przypadków obliczeniowych największe naprężenia termiczne wykazała mieszanka AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30. W każdym z przypadków, naprężenia te znacząco odstawały od pozostałych zbadanych mieszanek.
4. Według obliczeń przeprowadzonych w oparciu o metodę Hillsa i Briena, pozostałe z rozpatrywanych mieszanek generują podobny poziom naprężeń termicznych. Duży wpływ na temperaturę pęknięcia w takim przypadku będzie miała wytrzymałość na rozciąganie w niskich temperaturach.
5. Według obliczeń przeprowadzonych w oparciu o metodę opartą o teorię liniowej lepkosprężystości, drugą w kolejności generowaną wielkością naprężeń charakteryzowała się mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG i osiągała wartości zbliżone do mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30.

Pozostałe mieszanki uzyskały wyniki zbliżone do siebie i dużo niższe niż w przypadku mieszanek AC WMS16 z asfaltami 20/30 i 20/30 MG.

6. Metoda oparta o teorię liniowej lepkosprężystości wymaga dalszego dopracowania, ze względu na brak uwzględnienia nieliniowego zachowania betonów asfaltowych w niskich temperaturach.

4.4. Ocena modułów sztywności i czasów relaksacji betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności

Dane dotyczące sztywności i czasu relaksacji otrzymano przeprowadzając badanie pełzania statycznego próbek belkowych w niskich temperaturach, którego metodyka została opracowane na Politechnice Gdańskiej przez Judyckiego [4.38] (1976) i zmodyfikowana przez Judyckiego i Pszczołę [4.39] (2009). Badanie polega na przyłożeniu statycznego obciążenia w środku rozpiętości wolnopodpartej belki. Dzięki rejestracji odkształceń na spodzie belki możliwe jest wyznaczenie na podstawie krzywej pełzania parametrów dotyczących sztywności oraz czasu relaksacji. Parametrem istotnie wpływającym na wzrost szybkości powstawania naprężeń termicznych jest bowiem sztywność mieszanki mineralno-asfaltowej. Na rysunku 4.36 przedstawiono wyniki badań modułu sztywności dla różnych mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do podbudowy i warstwy wiążącej. Próbki mieszanek AC WMS 20/30 pobrano z nawierzchni autostrady A1, pozostałe wykonano w laboratorium. Przedstawione zostały wyniki badań dla trzech mieszanek AC WMS (z asfaltem zwykłym 20/30, modyfikowanym 25/55-60 oraz asfaltem 20/30 multigrade, oznaczonym jako MG). Dla porównania pokazano na nim również wyniki konwencjonalnych betonów asfaltowych AC 16W z asfaltem 35/50 i 50/70 przeznaczonych do warstw wiążących. Moduły sztywności przedstawione na rysunku 4.36 wyznaczono dla trzech różnych temperatur przy czasie obciążenia 2 400 s. Można zauważyć, że mieszanka AC WMS z asfaltem 20/30 dla wszystkich przebadanych temperatur ma najwyższe moduły spośród wszystkich przebadanych betonów asfaltowych. Dużo wyższe moduły sztywności mogą powodować powstawanie wyższych naprężeń termicznych indukowanych w wykonanej warstwie podczas oziębiania. Moduły pozostałych przebadanych mieszanek są niższe o około 20-40% w zależności od badanej temperatury.



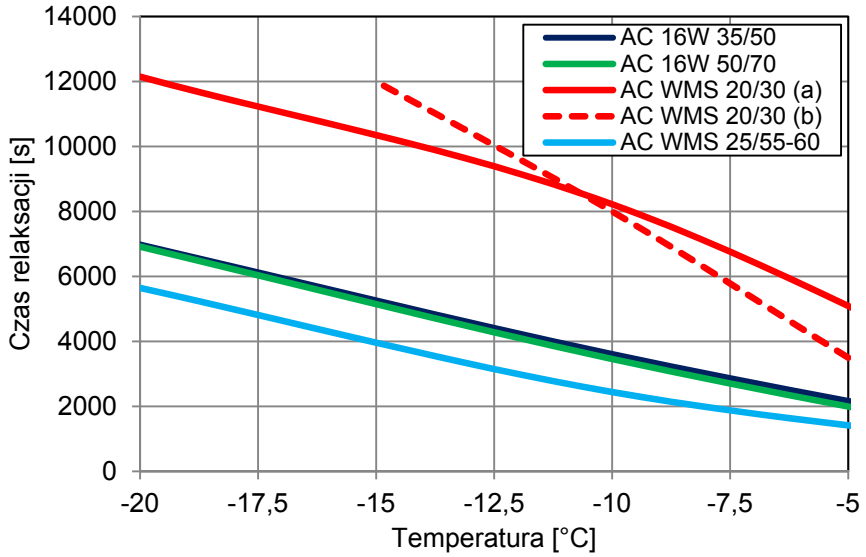
Rysunek 4.36. Moduły sztywności wybranych mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie badania pełzania statycznego próbek belkowych przy czasie obciążenia 2 400 s (Próbki AC WMS 20/30 pobrano z nawierzchni autostrady A1, pozostałe wykonano w laboratorium)

W celu porównania sztywności w laboratorium wykonano dwie mieszanki AC WMS do warstwy podbudowy o identycznej mieszance mineralnej jaką zastosowano na autostradzie A1 z użyciem dwóch asfaltów 20/30 i 35/50 multigrade. Pozostałe materiały były identyczne z materiałami użytymi na budowie. W tablicy 6.8 przedstawiono wyniki badań modułu sztywności tych mieszanek uzyskane w urządzeniu NAT według metody IT-CY według normy PN-EN 12697-26 przy odkształceniu poziomym 2 µm, czasie przyrostu obciążenia 0,12 s i długości całego cyklu obciążenia wynoszącym 3 s. We wszystkich temperaturach moduł sztywności uzyskany dla mieszanki AC WMS z asfaltem 35/50 MG jest niższy o około 2 000 – 3 000 MPa. W przypadku dobrego i jednorodnego wykonania warstwy z użyciem asfaltu 35/50 MG mogłoby to znacząco obniżyć indukowane w warstwie naprężenia termiczne i obniżyć temperaturę pęknięcia, w porównaniu z zastosowanym do budowy asfaltem 20/30.

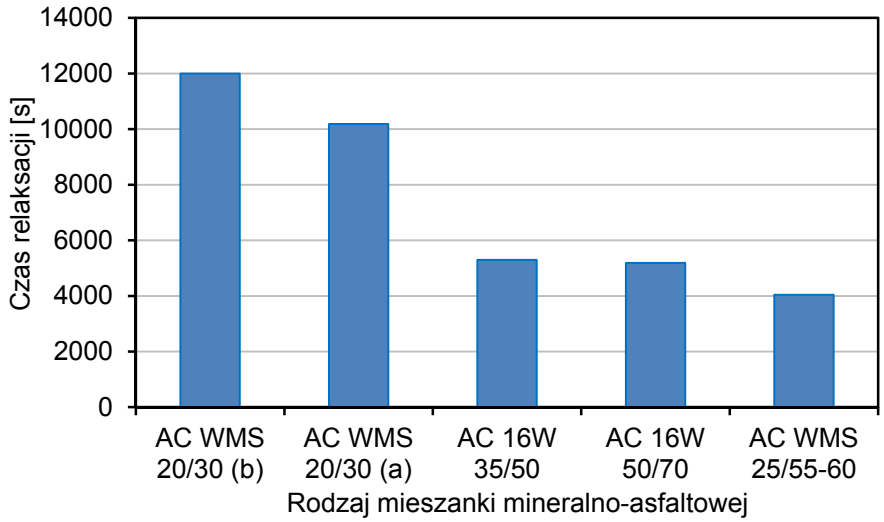
Tablica. 4.20. Moduły sztywności mieszanek wykonanych w laboratorium otrzymane w urządzeniu NAT przy czasie przyrostu obciążenia 0,12 s

Temperatura °C	Moduł sztywności			
	AC WMS 20/30		AC WMS 35/50 MG	
	Średnia, MPa	Wsk. zm., %	Średnia, MPa	Wsk. zm., %
-10	19 207	4,50	16 973	4,43
-20	23 555	1,11	20 483	4,22
-30	25 422	0,98	23 425	3,42

Procesem obniżającym wartość naprężeń termicznych jest ich relaksacja, charakteryzowana czasem relaksacji. Im dłuższy jest czas relaksacji tym wolniej dany materiał będzie relaksował naprężenia generowane poprzez obniżenie temperatury. Czas relaksacji jest wyznaczany jako stosunek dwóch parametrów reologicznego modelu Burgersa (η_1 oraz E_1), gdzie – η_1 – lepkość płynięcia ustalonego oraz E_1 – moduł sprężystości natychmiastowej. Na rysunku 6.21 przedstawiono czasy relaksacji dla mieszanek AC 16W (asfalty 35/50 i 50/70) oraz AC WMS (asfalty 20/30 oraz 25/55-60). Wyniki dla mieszanki AC WMS 20/30 pochodziły z dwóch niezależnych przeprowadzonych serii badań, oznaczanych odpowiednio jako seria (a) i seria (b). Można zauważyć, że najdłuższe czasy relaksacji uzyskano dla mieszanki AC WMS z asfaltem 20/30. Najkrótsze czasy relaksacji uzyskano dla mieszanek tradycyjnych AC 16W z asfaltami 35/50 i 50/70 oraz dla mieszanek z asfaltem modyfikowanym 25/55-60. Na rysunku 6.22 przedstawiono czas relaksacji dla temperatury -15°C. Czasy relaksacji dla mieszanki AC WMS z asfaltem 20/30 są około 2 razy dłuższe niż te dla mieszanek tradycyjnych i około 3 razy dłuższe w stosunku do mieszanki AC WMS z asfaltem 25/55-60.



Rysunek 4.37. Czasy relaksacji dla wybranych mieszanek mineralno-asfaltowych (mieszanki wykonane w laboratorium)



Rysunek 4.38 Czasy relaksacji dla wybranych mieszanek mineralno-asfaltowych w temperaturze -15°C

4.5. Analiza lepkosprężysta konstrukcji nawierzchni z warstwami z betonu asfaltowego konwencjonalnego i o wysokim module sztywności w warunkach wyższych temperatur letnich

Autorzy podrozdziału od 4.5: mgr inż. Łukasz Mejłun, prof. dr hab. inż. Józef Judycki (z wyjątkiem podrozdziału 4.5.5.1 i 4.5.5.2 – autor: mgr inż. Dawid Ryś)

4.5.1. Cel analizy

Głównym celem analiz jest określenie wpływu zastosowania w konstrukcjach nawierzchni betonu asfaltowego o wysokim module sztywności na powstawanie trwałych deformacji.

4.5.2. Zakres analiz

Ocenie poddano wpływ położenia warstwy z AC-WMS w konstrukcji nawierzchni na powstawanie trwałych deformacji. Rozważono konstrukcje bez oraz z przynajmniej jedną warstwą wykonaną z AC-WMS. Analizy przeprowadzono dla wybranej z nowego Katalogu 2013 [4.7] konstrukcji nawierzchni podatnej dla kategorii ruchu KR6. Zastosowano model Fouriera rozkładu temperatury w warstwach asfaltowych, uwzględniający jej dobowe zmiany odnotowane w wybranej stacji pomiarowej (Redzikowo, S6). Porównaniom i analizom poddano trwałe oraz całkowite przemieszczenia pionowe na górnej powierzchni warstwy ścieralnej.

Tablica 4.21. Zestawienie konstrukcji i mieszanek do analiz

Wariant konstr.	Źródło	Kat. ruchu	Grubości warstw asfalt. [cm]	Warstwa asfaltowa			Temp. pow. jezdni w analizie
				ścieralna	wiążąca	podbud. asfaltowa	
A	KTKNPiP 2013	KR6	4+8+12	SMA 8 modyf.	AC 16 W 35/50	AC 22 P 35/50	40^0C
B					AC 16 W 35/50	AC WMS16 20/30	
C					AC WMS16 20/30	AC 22 P 35/50	
D					AC WMS16 20/30	AC WMS16 20/30	

4.5.3. Metoda analizy i opis programu VEROAD

4.5.3.1. Metodyka modelowania warstw konstrukcyjnych nawierzchni

W obliczeniach przyjętych konstrukcji nawierzchni wykorzystano dwa modele materiałowe – sprężystości Hooke'a oraz lepkosprężystości Burgersa.

Model sprężystości Hooke'a zakłada, że wszystkie odkształcenia i przemieszczenia warstw powstałe w wyniku działającego obciążenia mają charakter sprężysty – są w pełni odwracalne po ustąpieniu tego obciążenia. Do opisu zachowania się materiału wymagane są dwa parametry – moduł sprężystości E [MPa] lub moduł sztywności S [MPa] oraz współczynnik Poissona v [-]. W przypadku modelowania warstw asfaltowych jako wykonanych z materiału sprężystego parametry tych warstw uzależnia się od temperatury. Dla warstw innych niż asfaltowe przyjmuje się parametry stałe, niezależne od temperatury.

Model lepkosprężystości Burgersa łączy w sobie sprężyste oraz lepkie właściwości materiału. Te ostatnie odpowiedzialne są za powstawanie trwałych odpowiedzi konstrukcji na przyłożone obciążenie w postaci deformacji i odkształceń nieodwracalnych. Mieszanki mineralno-asfaltowe charakteryzuje zmienność ich właściwości lepkosprężystych w zależności od temperatury – w temperaturach niższych pracują bardziej sprężyście, natomiast w temperaturach wyższych wykazują właściwości lepkosprężyste. Do opisu materiału lepkosprężystego za pomocą modelu Burgersa wymagana jest znajomość 5 parametrów: modułów sprężystości E_1 [MPa] i E_2 [MPa], współczynników lepkości: η_1 [MPa] i η_2 [MPa.s] oraz współczynnika Poissona v [-].

Tablica 4.22. Wykorzystanie modeli reologicznych do warstw konstrukcyjnych analizowanych nawierzchni

Warstwa	Model materiałowy
Ścieralna	lepkosprężysty
Wiążąca	lepkosprężysty
Podbudowa asfaltowa	lepkosprężysty
Podbudowa z kruszywa	sprężysty
Podłoże gruntowe	sprężysty

Moduły sztywności, moduły sprężystości i współczynniki lepkości uzyskuje się z badań mieszanek mineralno-asfaltowych przeprowadzonych w różnych temperaturach. Podbudowę z kruszywa oraz podłoże gruntowe traktowano jako materiał czysto sprężysty (model Hooke'a).

Wartość współczynnika Poissona warstw asfaltowych rośnie wraz z temperaturą do maksymalnej możliwej wartości wynoszącej 0,5. W obliczeniach jego wartość przyjmowano w zależności od temperatury warstwy asfaltowej zgodnie z zależnością podawaną w literaturze przez Yodera i Witczaka [4.23]. Współczynnik Poissona dla materiałów czysto sprężystych (podbudowa z kruszywa i podłoże gruntowe) przyjęto jako niezależny od temperatury.

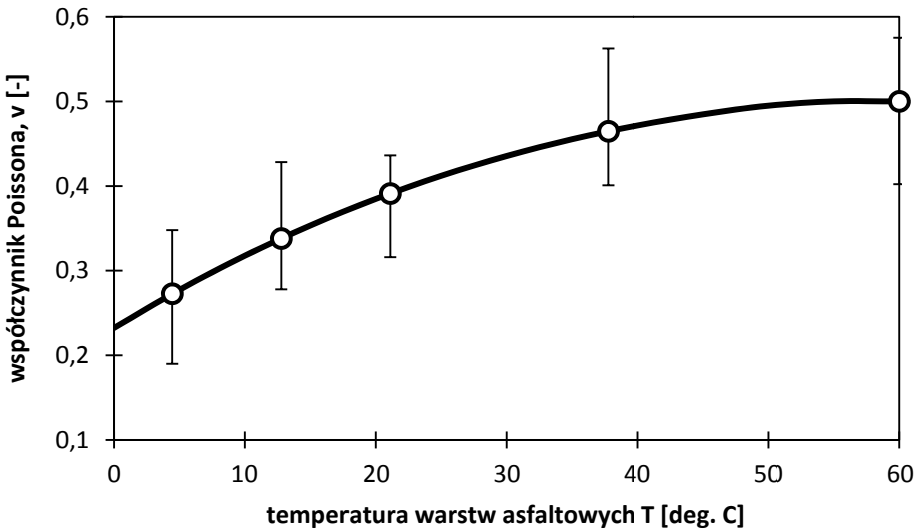
4.5.3.2. Metodyka wyznaczania parametrów reologicznych materiałów

Parametry materiałowe mieszanek mineralno-asfaltowych zostały określone zgodnie z założonym rozkładem temperatury i konstrukcjami. Jako reprezentatywną temperaturę dla danej warstwy przyjmowano temperaturę występującą w środku jej grubości. Na podstawie tak określonej temperatury warstwy interpolowano wartości parametrów reologicznych wyznaczonych dla modelu lepkosprężystego Burgersa w rozdziale 3.4.3.7.1.

Współczynniki Poissona warstw asfaltowych uzależniono od reprezentatywnej temperatury warstwy, zgodnie z zależnością podaną przez Yodera i Witczaka w [4.23] i opisaną równaniem:

$$\upsilon\,(T) = 3 \times 10^{-7} \times T^3 - 10^{-7} \times T^2 + 9{,}5 \times 10^{-3} \times T^3 + 0{,}2324 \qquad (4.28)$$

gdzie $v(T)$ jest wartością współczynnika Poissona w reprezentatywnej temperaturze T [ºC] danej warstwy asfaltowej. Zależność została przedstawiona graficznie na rysunku 4.39.



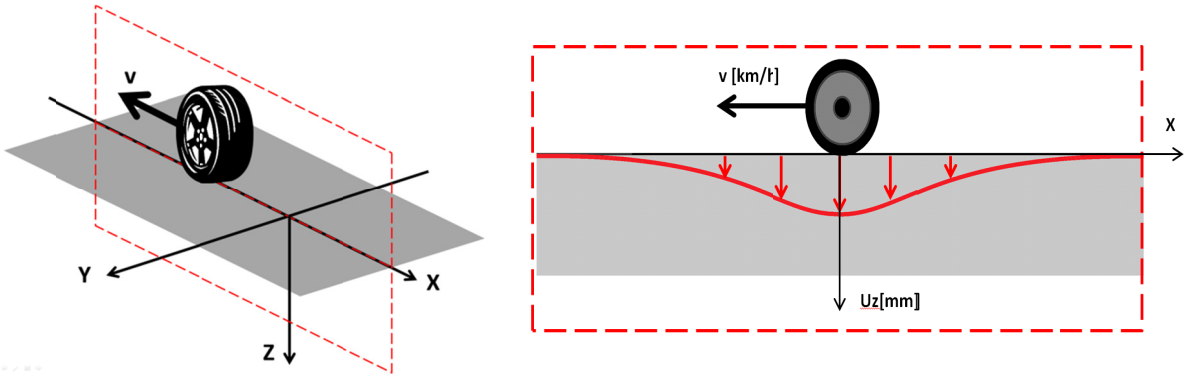
Rysunek 4.39. Zależność współczynnika Poissona od temperatury w warstwach asfaltowych wg [4.23]

4.5.3.3. Metodyka analiz wyników obliczeń

W analizach skupiono się na powstawaniu deformacji (przemieszczeń) pionowych:

- całkowitych – będących sumą deformacji trwałych (lepkich) i odwracalnych (sprężystych), zależnych od odległości od obciążającego nawierzchnię koła,
- trwałych – będących nieodwracalnymi deformacjami na powierzchni jezdni po przejeździe koła (gdy znajduje się już ono nieskończenie daleko od analizowanego punktu).

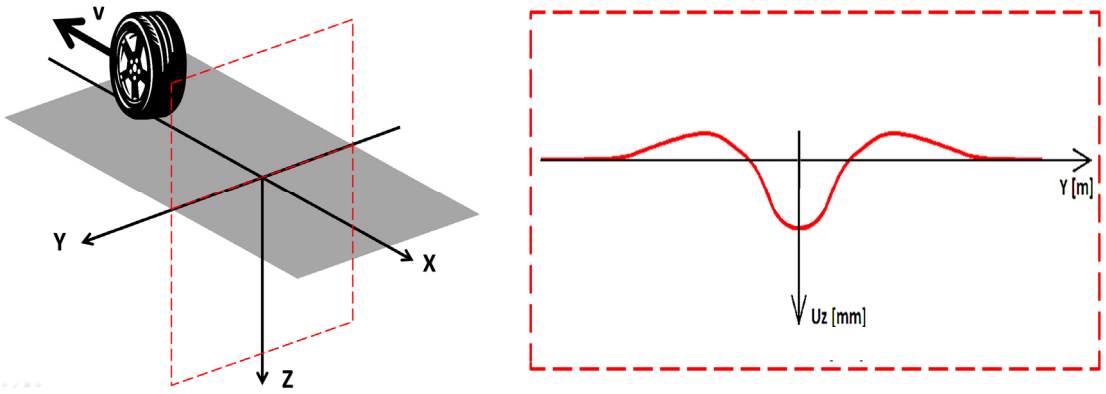
W opracowaniu przemieszczenia całkowite (będące sumą przemieszczeń odwracalnych i nieodwracalnych) przedstawiono w postaci linii wpływu obciążenia w płaszczyźnie ruchu koła (rys. 4.40).



Rysunek 4.40. Schemat reprezentacji wyników obliczeń całkowitej deformacji (przemieszczenia całkowitego) *Uz* na powierzchni jezdni

Wykresy tego typu należy interpretować w ten sposób, że dana wartość *Uz*(*x*) określa przemieszczenie pionowe całkowite na analizowanej głębokości *z*, występujące w przekroju pionowym nawierzchni, w odległości *x* od środka obciążenia. Odcięte o wartościach dodatnich (*x* > 0) znajdują się za środkiem obciążenia, ujemne (*x* < 0) zaś przed środkiem obciążenia.

Przemieszczenia pionowe trwałe przedstawiono w postaci linii nieodwracalnych przemieszczeń pionowych po przejeździe koła (kiedy znajduje się ono nieskończenie daleko od analizowanego punktu). Koło porusza się wzdłuż osi X. Przemieszczenia pionowe trwałe wyznaczone są w płaszczyźnie *x* = 0 (rys. 4.41).



Rysunek 4.41. Schemat reprezentacji wyników obliczeń trwałych deformacji (przemieszczeń) *Uz* na powierzchni jezdni

Wykresy tego typu należy interpretować w ten sposób, że dana wartość Uz(y) określa wartość przemieszczenia pionowego na powierzchni jezdni zlokalizowanego w odległości równej *y* od środka obciążenia w płaszczyźnie pionowej, prostopadłej do kierunku ruchu koła, przechodzącej przez punkt *x* = 0. Wykresy te są symetryczne względem osi pionowej obciążenia, ponieważ analizowano prostoliniowy ruch koła.

4.5.3.4. Opis programu VEROAD

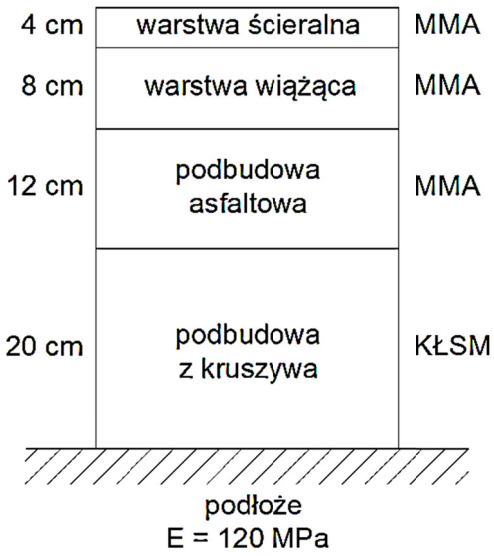
Program VEROAD (**V**isco-**E**lastic **RO**ad **A**nalysis **D**elft) użyty do analiz obliczeniowych został opracowany przez P.C. Hopmana na Uniwersytecie Technicznym w Delft (Holandia). Program umożliwia obliczenia w zakresie:

- wyznaczania parametrów reologicznych modeli lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegh na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym,
- modelowania materiałów w konstrukcji nawierzchni drogowej przy użyciu modelu sprężystego (model Hooke'a) lub liniowo lepkosprężystego (model Burgersa lub model Hueta-Sayegh),
- symulowania wpływu poruszającego się koła po wielowarstwowej nawierzchni (możliwość modelowania do 16 warstw konstrukcyjnych o grubości każdej z nich max. 5 m i grubości łącznej do 10 m),

- wyznaczania składowych tensorów przemieszczenia (3 składowe), odkształcenia (6 składowych) i naprężenia (6 składowych) w obciążonej kołem nawierzchni,
- wyznaczenia kierunków oraz wartości naprężeń i odkształceń głównych,
- przemieszczeń trwałych (nieodwracalnych),
- obliczania energii rozproszonej w wielowarstwowym układzie lepkosprężystym.

4.5.4. Konstrukcje nawierzchni przyjęte do analizy

Do analiz przyjęto, wg nowego KTKNPiP 2013 [4.7], podatną konstrukcję nawierzchni dla ruchu kategorii KR5 z dolną warstwą podbudowy zasadniczej z mieszanki niezwiązanej, ułożonej na podłożu o module sprężystości E = 120 MPa.



Rys 4.42. Schemat konstrukcji nawierzchni wariantów A, B, C, D przyjętych do analiz, wg [4.7]

Do analiz przyjęto 4 warianty założonej konstrukcji nawierzchni:

- **wariant A** – z warstwą wiążącą i podbudową zasadniczą z betonu asfaltowego (AC),
- **wariant B** – z warstwą wiążącą z betonu asfaltowego (AC) i podbudową z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS),
- **wariant C** – z warstwą wiążącą z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) i podbudową z betonu asfaltowego (AC),
- **wariant D** – z warstwą wiążącą i podbudową z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC WMS).

Dla wszystkich wariantów założono, że:

- grubości warstw pozostają takie same niezależnie od wariantu,
- warstwa ścieralna jest wykonana z mastyksu grysowego (SMA),

- zmienia się jedynie materiał warstwy wiążącej i górnej warstwy podbudowy zasadniczej (asfaltowej) w zależności od wariantu,
- konstrukcja spoczywa na o module sprężystości *E* = 120 MPa.

Tablica 4.23. Materiały warstw wariantowych konstrukcji nawierzchni

Warstwa konstrukcji nawierzchni		Materiały warstw dla wariantu konstrukcji nawierzchni			
		A	B	C	D
Ścieralna		SMA 8 45/80-55	SMA 8 45/80-55	SMA 8 45/80-55	SMA 8 45/80-55
Wiążąca		AC 16W 35/50	AC 16W 35/50	AC WMS 16 20/30	AC WMS 16 20/30
Podbudowa zasadnicza	górna warstwa	AC 22 P 35/50	AC WMS 16 20/30	AC 22 P 35/50	AC WMS 16 20/30
	dolna warstwa	mieszanka niezwiązana $C_{90/3}$	mieszanka niezwiązana $C_{90/3}$	mieszanka niezwiązana $C_{90/3}$	mieszanka niezwiązana $C_{90/3}$
podłoże nawierzchni		E = 120 MPa			

4.5.5. Maksymalne temperatury nawierzchni asfaltowych w okresie letnim

4.5.5.1. Obserwacje terenowe maksymalnych temperatur nawierzchni asfaltowych w Polsce

Autor: mgr inż. Dawid Ryś

Celem tej części analiz było wyznaczenie na podstawie danych ze stacji meteorologicznych ekstremalnych temperatur nawierzchni, jakie mogą występować w Polsce w okresie letnim.

Wykorzystano dane z okresu od 2003 do 2013 roku zebrane w 18 różnych stacjach pomiarowych zlokalizowanych na terenie kraju. Stacje pomiarowe odnotowywały temperatury nawierzchni na głębokości 0 cm, 5 cm oraz 30 cm z częstotliwością co 10 minut w różnych okresach.

Stwierdzono, że ekstremalne wartości temperatury występują zawsze na powierzchni nawierzchni (głębokość 0 cm) we wczesnych godzinach popołudniowych (13:00-14:00). W tablicy 4.24 zestawiono temperatury maksymalne odnotowane w rozpatrywanym okresie pomiarowym w wybranych stacjach z podaniem daty i godziny wystąpienia.

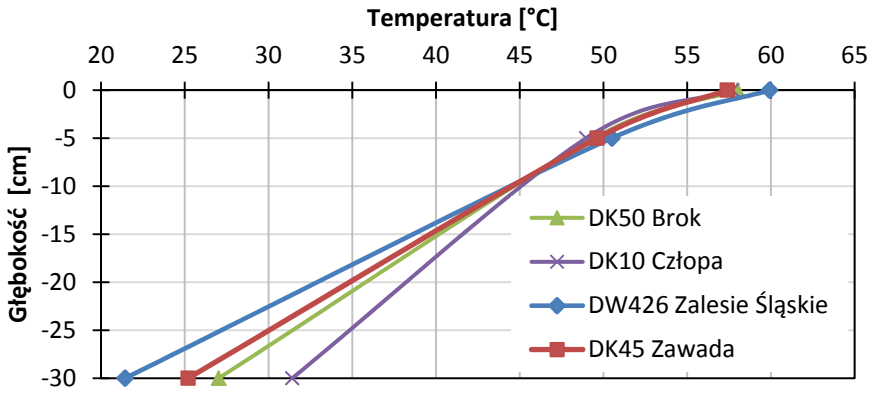
Maksymalną temperaturę odnotowano na stacji DK426 Zalesie Śląskie (59,9°C) w dniu 28 lipca 2013 roku o godzinie 14:00.

Tablica 4.24. Najwyższe odnotowane temperatury nawierzchni w podanych okresach pomiarowych

Stacja pomiarowa	Okres pomiarowy		Pomiar najwyższej temperatury nawierzchni		
	od	do	Data	Godzina	Maks. temper.
DK1 Probostwo	2011-04-05	2013-09-11	2013 8 03	13:00	51,2^{0}C
DK7 Pepłowo	2004-01-30	2013-09-11	2010 7 11	14:00	54,6^{0}C
DK8 Podborze	2003-03-26	2013-09-11	2012 7 06	14:00	53,6^{0}C
DK10 Człopa	2013-05-14	2013-09-11	2013 6 20	14:00	57,7^{0}C
DK10 Kruszyniec	2011-01-01	2013-09-11	2013 6 21	13:00	52,9^{0}C
DK15 Żabieńko	2011-10-08	2013-09-11	2012 7 06	14:00	45,9^{0}C
DK25 Koronowo	2011-09-02	2013-09-11	2013 6 21	14:00	56,6^{0}C
DK45 Zawada	2004-04-30	2013-09-11	2013 8 08	15:00	57,4^{0}C
DK50 Brok	2012-01-01	2013-09-11	2010 7 15	14:00	58,0^{0}C
DK59 Myszyniec Stary	2008-07-15	2013-09-10	2010 7 12	13:00	56,8^{0}C
DW426 Zalesie Śląskie	2003-03-27	2013-09-11	2013 7 28	14:00	59,9^{0}C
S6 Redzikowo	2010-10-26	2013-09-11	2012 7 27	14:00	51,9^{0}C
S7 Kobylnica	2010-10-26	2013-09-11	2011 6 06	14:00	52,0^{0}C
S8 Choroszcz	2012-09-12	2013-09-11	2013 6 21	14:00	50,8^{0}C
S8 Jezewo	2012-12-01	2013-09-11	2013 7 28	14:00	51,9^{0}C
S8 Żółtki	2012-09-12	2013-09-11	2013 6 21	14:00	49,9^{0}C
S10 Lipniki	2010-12-11	2013-09-11	2011 6 05	14:00	51,8^{0}C
S10 Zielonka	2010-12-11	2013-09-11	2012 7 28	14:00	53,1^{0}C

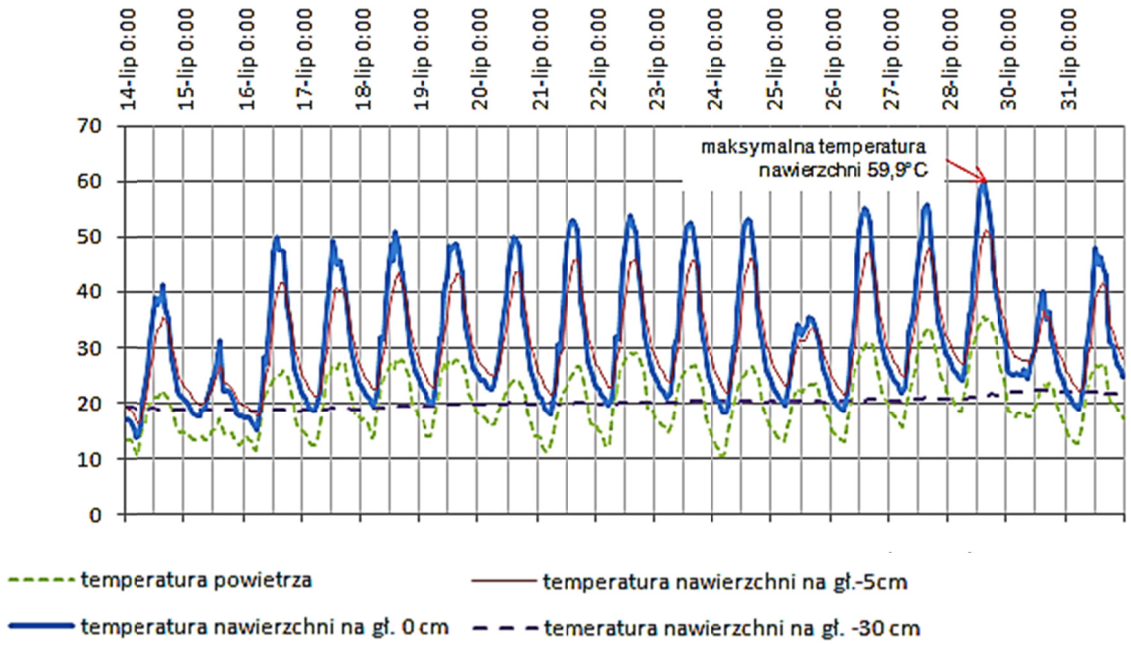
Z tablicy 4.24 wynika, że w polskich warunkach klimatycznych nawierzchnia w okresie letnim może nagrzewać się nawet do 50-60^{0}C, a więc do temperatury zbliżonej lub nawet większej od temperatury mięknienia niektórych asfaltów.

Oprócz temperatury samej górnej powierzchni warstwy ścieralnej bardzo istotne są także temperatury występujące w niżej położonych warstwach asfaltowych. Na rysunku 4.43 przedstawiono rozkłady temperatur zmierzonych na głębokości konstrukcji nawierzchni. Zamieszczono rozkłady z czterech stacji z najwyższymi zaobserwowanymi temperaturami nawierzchni w godzinie ich odnotowania. Warto zwrócić uwagę na fakt, że temperatura na głębokości 5 cm na każdej ze stacji szybko spada do ok 50°C, natomiast na głębokości 30 cm nie przekracza 35°C.



Rysunek 4.43. Rozkład temperatury w nawierzchni w przypadku najwyższych odnotowanych temperatur dla 4 stacji pomiarowych

Na rysunku 4.44. przedstawiono przebieg zmian temperatury na stacji DW426 Zalesie Śląskie (gdzie odnotowano najwyższą temperaturę powierzchni jezdni) w okresie kilku dni bezpośrednio przed i po osiągnięciu maksymalnej temperatury nawierzchni.



Rysunek 4.44. Wykres godzinowych zmian temperatury nawierzchni na stacji DW426 Zalesie Śląskie w okresie między 14 lipca a 1 sierpnia 2013 r.

Pokazany na rysunku 4.44 okres obejmuje 17 kolejnych dni. W okresie trwającym łącznie 12 dni odnotowano na górnej powierzchni warstwy ścieralnej temperatury przekraczające 50°C. W porze nocnej temperatura spadała do ok. 20°C, rzadko osiągając wartości mniejsze. Zwraca uwagę również fakt, że podczas dnia temperatura nawierzchni była większa od temperatury powietrza nawet o 25°C, podczas gdy w nocy różnica ta nie przekraczała 10°C. Zawsze jednak temperatura powierzchni jezdni była wyższa niż temperatura powietrza.

Na wykresie widoczne są dobowe wahania temperatury oraz dni z wyraźnie niższą temperaturą nawierzchni (wynikającą z czynników atmosferycznych takich jak opady lub duże zachmurzenie). Na głębokości 30 cm praktycznie nie zaobserwowano dobowych wahań temperatury, co wskazuje na fakt, iż głębiej położone warstwy utrzymywały stałą temperaturę, ponieważ były chronione warstwami wyżej leżącymi. Zaobserwować można również, że temperatura na głębokości 30 cm w kolejnych dniach stopniowo wzrastała, co było spowodowane stopniowym gromadzeniem przez dolne warstwy ciepła i dodatnim bilansem cieplnym (nawierzchnia więcej ciepła pochłonia podczas upalnych dni, niż oddaje podczas spadków temperatury w porach nocnych).

Drugą częścią analiz temperatur nawierzchni było wyznaczenie:

- najdłuższego okresu nieprzerwanego utrzymywania się temperatury powyżej 40°C, wyznaczonego na podstawie wszystkich zgromadzonych danych (tablica 4.19) oraz
- liczby przejść temperatury powyżej 40°C w ciągu jednego roku (od września 2009 do września 2013) wybranego spośród całego okresu pomiarowego (tablica 4.20).

W tym celu ze zbioru wszystkich danych wybrano tylko okres zarejestrowany w okresie od 10 września 2012 r. do 11 września 2013 r. Okres ten dobrano w taki sposób, aby uzyskać zakres danych z pełnego roku dla możliwie dużej liczby stacji. Określenie „dni miarodajnych" oznacza te doby, w których nie wystąpiły błędne lub niekompletne odczyty temperatur nawierzchni.

Wysokie temperatury nawierzchni utrzymują się znacznie krócej niż temperatury niskie. Najdłuższy zmierzony czas nieprzerwanego utrzymywania się temperatury nawierzchni powyżej 40°C na wszystkich stacjach był krótszy niż 12 h. Oznacza to, że w okresie lata nawierzchnia szybko nagrzewa się do wysokiego poziomu temperatur, ale równie szybko ochładza się. Wysokie temperatury osiągane są z kolei częściej w ciągu roku. Temperatura nawierzchni może przekraczać 40°C nawet do 100 razy w ciągu roku (por. tablica 4.26).

Tablica 4.25. Najdłuższy zmierzony czas nieprzerwanego utrzymywania się wysokich temperatur nawierzchni dla wybranych stacji pomiarowych w ciągu całego okresu pomiarowego

Stacja	Najdłuższy czas nieprzerwanego utrzymywania się temperatury nawierzchni [godziny]			
	> 40°C	> 45°C	> 50°C	> 55°C
DK1 Probostwo	10	8	4	0
DK10 Człopa	10	9	7	4
DK10 Kruszyniec	10	7	4	0
DK15 Żabieńko	10	7	5	2
DK25 Koronowo	8	5	0	0
DK3 Radomierz	11	8	6	3
DK45 Zawada	11	9	7	3
DK50 Brok	10	7	6	3
DK59 Myszyniec Stary	11	8	6	3
DK7 Pepłowo	10	8	6	4
DK8 Podborze	10	6	4	0
DW426 Zalesie Śląskie	10	7	5	0
S10 Lipniki	10	8	7	5
S10 Zielonka	9	5	3	0
S7 Kobylnica	9	7	5	0
S8 Choroszcz	9	7	2	0
S8 Jeżewo	9	6	2	0
S8 Żółtki	9	6	2	0

Tablica 4.26. Liczba przejść przez określony poziom wysokich temperatur nawierzchni w lecie 2013 dla wybranych stacji pomiarowych

Stacja	Liczba dni miarodajnych w okresie od 10-09-2012 do 11-09-2013	Liczba przejść temperatury nawierzchni powyżej poziomu			
		40°C	45°C	50°C	55°C
DK1 Probostwo	354	76	36	12	0
DK10 Człopa	354	100	57	32	12
DK25 Koronowo	362	90	54	23	3
DK3 Radomierz	338	61	44	15	4
DK50 Brok	340	70	39	17	0
DK59 Myszyniec Stary	353	70	44	9	0
DK7 Pepłowo	351	59	28	2	0
DK8 Podborze	359	58	28	8	0
DW426 Zalesie Śląskie	350	84	66	37	13
S10 Lipniki	334	70	29	4	0
S10 Zielonka	355	75	33	12	0
S7 Kobylnica	358	64	24	2	0
S8 Choroszcz	332	65	27	4	0

Rozkład temperatury nawierzchni w konstrukcji zależy od wielu czynników takich jak pora dnia i roku, nasłonecznienie, opady, wilgotność itp. W dalszej części przedstawiono dla wybranych stacji pomiarowych uśrednione rozkłady temperatury na grubości konstrukcji określone dla całego dostępnego okresu pomiaru bez uwzględnienia czynników takich jak pora dnia, nasłonecznienie itp.

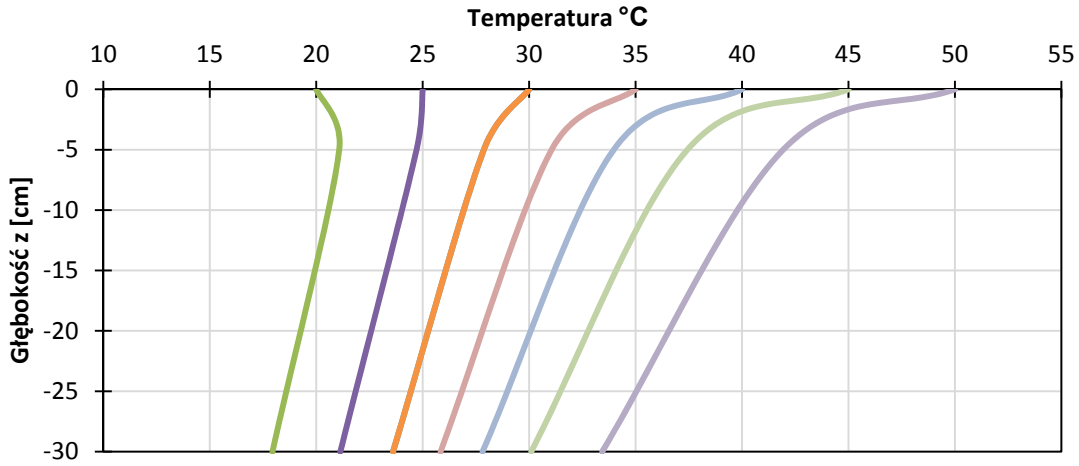
Rozkłady temperatury w nawierzchni wyznaczono według następującej metodologii:

1. Utworzono przedziały temperatury nawierzchni na głębokości 0 cm z gradacją co 1°C (np. …, 47-48^{0}C, 48-49^{0}C, 49-50^{0}C, …).
2. Zmierzone w danym momencie temperatury na wszystkich głębokościach traktowano jako jeden pomiar [T(z=0cm); T(z=5cm), T(z=30cm)]. Pomiary takie przyporządkowano następnie do odpowiednich przedziałów w odniesieniu do temperatury jezdni T(z=0cm) – np. pomiary [T(z=0cm)=48,3^{0}C; T(z=5cm)=42,4^{0}C; T(z=30cm)=33,7^{0}C] przyporządkowano do przedziału temperaturowego 48-49^{0}C.
3. Dla wybranych zapisów w każdym z przedziałów obliczono średnie temperatury na głębokości 5 cm i 30 cm.
4. Sporządzono wykresy rozkładu temperatury, na których linia łączy punkty środka przedziału na głębokości 0 cm (dla lepszej czytelności wrysowano co piątą linię) i obliczone średnie wartości na głębokościach 5 cm i 30 cm
5. Każdą ze stacji analizowano oddzielnie.
6. Przyjęty zakres danych pomiarowych na każdej stacji zawierał się w okresie od 10-09-2012 do 11-09-2013.

Przebieg zmian temperatury do głębokości 5 cm jest na wszystkich stacjach bardzo podobny, bardziej różni się na głębokości 30 cm. Na tej głębokości istotny wpływ na temperaturę będzie mieć grubość warstw asfaltowych, całkowita grubość konstrukcji

nawierzchni oraz rodzaje stosowanych materiałów. Brak jest dostępnych danych pozwalających stwierdzić, który czynnik w jakim stopniu wpływa na rozkład temperatury na głębokości 30 cm.

Na rysunku 4.45 podano przykładowy rozkład temperatury dla stacji DK1 Probostwo. Pozostałe rozkłady umieszczono w Załączniku B.4.



Rysunek 4.45. Uśredniony rozkład temperatury na głębokości nawierzchni. Stacja DK1 Probostwo.

4.5.5.2. Modele rozkładów temperatury w warstwach asfaltowych nawierzchni (studia literatury)

Autorzy: mgr inż. Dawid Ryś, mgr inż. Łukasz Mejłun

W podrozdziale tym przedstawiono i opisano wybrane modele matematyczne rozkładu temperatury w warstwach asfaltowych nawierzchni. Wybór optymalnego modelu jest bardzo istotną rzeczą ponieważ od temperatury na danej głębokości zależą parametry reologiczne modelowanych warstw asfaltowych, a zatem i wyniki analiz obliczeniowych konstrukcji nawierzchni.

Temperatura nawierzchni drogowej zależna jest od szeregu czynników. A zwłaszcza od temperatury powietrza oraz od stopnia nasłonecznienia. Temperatura w nawierzchni może być analizowana w okresach krótkotrwałych (np. dobowych) lub długotrwałych (np. dla różnych sezonów klimatycznych).

Ehrola w pracy [4.13] badał zmiany temperatury warstw nawierzchni na różnej głębokości. Badania były prowadzone w ciągu całego roku na terenie Finlandii. Na podstawie przeprowadzonych badań na terenie północnej Finlandii stwierdził, że:

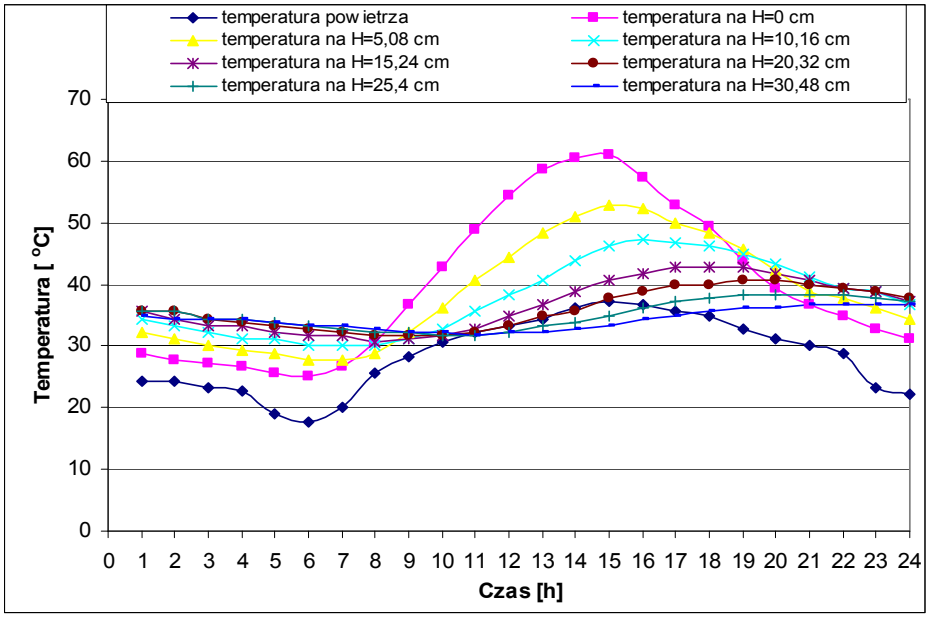
- temperatura konstrukcji nawierzchni najlepiej korelowała ze zmianami temperatury powietrza, a korelacja ta zmniejszała się wraz ze wzrostem grubości nawierzchni asfaltowej (temperatura podczas ochładzania zmniejszała się tym wolniej, im warstwa położona była głębiej w nawierzchni),

- różnice temperatur poszczególnych warstw stawały się mniejsze wraz ze wzrostem głębokości ułożenia tych warstw w stosunku do powierzchni drogi,
- zmiany temperatury w nawierzchni przy wzrastającej temperaturze powietrza następowały szybciej niż przy jej obniżaniu się.

Kallas [4.19] w badaniach nad temperaturą nawierzchni przeprowadził pomiary temperatury na dwóch odcinkach doświadczalnych położonych w stanie Maryland w Stanach Zjednoczonych. Pomiary były wykonywane w okresie 1 roku. Zmiany temperatury na grubości warstwy z betonu asfaltowego zarejestrowane w czasie badań okresu lata pokazano na rysunku 4.46.

Zaobserwowano, że im głębiej położona jest w konstrukcji nawierzchni warstwa asfaltowa, tym:

- tempo nagrzewania się i chłodzenia jej jest mniejsze,
- dobowe wahania temperatur tej warstwy są mniejsze,
- większe jest przesunięcie czasowe między momentem wystąpienia maksymalnej temperatury powietrza, a momentem wystąpienia najwyższej temperatury tej warstwy.



Rysunek 4.46. Rozkład temperatury na głębokości warstw betonu asfaltowego w okresie letnim, [4.19]

- **Model Instytutu Asfaltowego**

Badania nad temperaturą nawierzchni w różnych okresach roku prowadzone były również przez Instytut Asfaltowy [4.11]. Wynikiem tych prac było opracowanie wzoru pozwalającego na określenie temperatury nawierzchni na różnej jej głębokości. Wzór ten ma następującą postać:

$$MMPT = MMAT * \left(1 + \frac{1}{z+4}\right) - \left(\frac{34}{z+4}\right) + 6 \qquad (4.29)$$

gdzie:

z - głębokość poniżej powierzchni nawierzchni w calach,
MMPT - średnia miesięczna temperatura nawierzchni w [^{0}F],
MMAT - średnia miesięczna temperatura powietrza w [^{0}F].

Jako, że w każdej warstwie asfaltowej istnieje pewien rozkład temperatury, właściwości na różnych jej głębokościach mogą się różnić (np. na spodzie i górnej powierzchni). Aby w przybliżeniu określić właściwości całej warstwy przyjmuje się tzw. temperaturę reprezentatywną. Jest to temperatura występująca na takiej głębokości, na której właściwości materiału odpowiadają właściwościom całej warstwy. Jako głębokość reprezentatywną, wg Instytutu Asfaltowego, należy przyjmować 1/3 grubości warstw asfaltowych.

- **Model SUPERPAVE**

W latach 70-tych w USA, w ramach programu SHRP (Strategiczny Program Badań Drogowych, ang. *Strategic Highway Research Program*) prowadzono prace nad tworzeniem modeli do obliczania temperatury nawierzchni w oparciu o dane meteorologiczne. Przewidywanie ekstremalnych temperatur w warstwach asfaltowych konstrukcji nawierzchni stało się elementem metody Superpave projektowania nawierzchni. Everitt (1999) dokonał pierwszych prób kalibracji algorytmów Superpave do użycia w Południowej Afryce, przy wykorzystaniu danych z miast Durban, Newcastle i Pretoria. Model Superpave bazuje na koncepcji bilansu energii. Wzór na maksymalną temperaturę nawierzchni ma postać:

$$T_{s(\max)} = T_{air(\max)} - 0{,}00618 \cdot \varphi^2 + 0{,}2289 \cdot \varphi + 24{,}4 \qquad (4.30)$$

gdzie:

$T_{s(\max)}$ - maksymalna jednodniowa temperatura nawierzchni, ^{o}C
$T_{air(\max)}$ - maksymalna jednodniowa temperatura powietrza, ^{o}C
φ - szerokość geograficzna

Wzór Superpave do wyznaczania maksymalnej temperatury nawierzchni na danej głębokości mają postać:

$$T_{d(\max)} = (T_{s(\max)} + 17{,}8)(1 - 2{,}48 \cdot 10^{-3} d + 1{,}085 \cdot 10^{-5} d^2 - 2{,}441 \cdot 10^{-8} d^3) - 17{,}8 \qquad (4.31)$$

gdzie:

$T_{d(\max)}$ - maksymalna jednodniowa temperatura nawierzchni na głębokości d, ^{o}C

$T_{s(\max)}$ - maksymalna jednodniowa temperatura nawierzchni, ^{o}C

d - głębokość, [mm]

Istnieją także algorytmy pozwalające wyznaczać temperaturę nawierzchni w dowolnej chwili na określonej głębokości w nawierzchni. Algorytm służący określaniu temperatury podczas dnia uzależniono od: czasu wschodu i deklinacji słońca, szerokości geograficznej, wartości minimalnej i maksymalnej temperatury dziennej na analizowanej głębokości oraz od momentów wystąpienia tych temperatur. Algorytm służący określaniu temperatury w porze nocnej uzależniono m.in. od: czasu wschodu i deklinacji słońca, szerokości geograficznej, wartości temperatury na analizowanej głębokości podczas zachodu słońca, wartości minimalnej temperatury dziennej na analizowanej głębokości w dniu następnym oraz od opóźnienia czasowego między wschodem słońca, a momentem wystąpienia minimalnej temperatury nawierzchni).

- **Model Vilijoena**

Viljoen (2001) w oparciu o dane ze studiów Everitt'a i kilku innych lokalnych studiów opracował wzory do przewidywania temperatury nawierzchni asfaltowych w RPA. Model Vilijoena bazował na koncepcji bilansu energii i pozwalał wyznaczać maksymalną jednodniową temperaturę nawierzchni w zależności od kąta zenitalnego słońca podczas jego górowania oraz od stopnia zachmurzenia. Dlatego, w odróżnieniu od modelu Superpave (który jest przydatny wyłącznie dla letniego, bezchmurnego dnia), model Viljoena jest bardziej dokładnym. W dalszej pracy Viljoen opracował wzór (4.32) pozwalający określić wartości ekstremalnych temperatur na różnych głębokościach w konstrukcji nawierzchni.

$$T_{d(\max)} = T_{s(\max)}(1 - 4{,}237 \cdot 10^{-3} d + 2{,}95 \cdot 10^{-5} d^2 - 8{,}53 \cdot 10^{-8} d^3) \qquad (4.32)$$

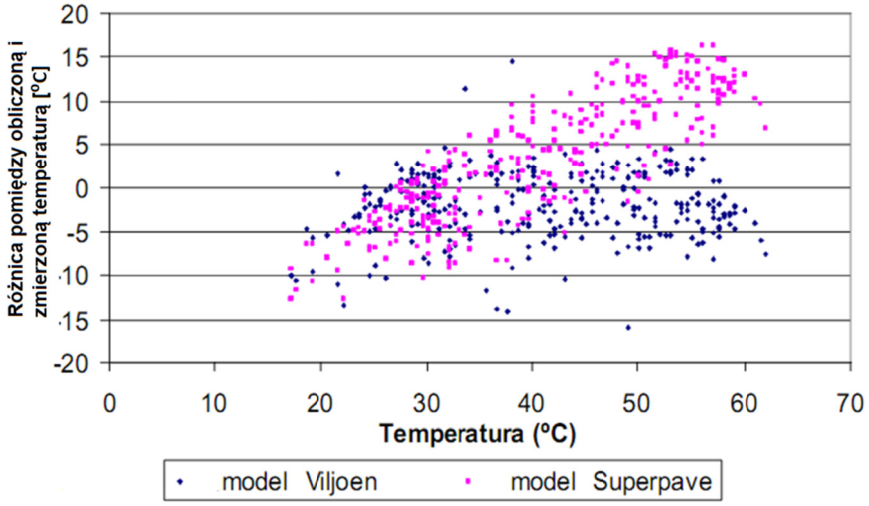
gdzie:

$T_{d(\max)}$ - maksymalna jednodniowa temperatura nawierzchni na głębokości d, ^{o}C

$T_{s(\max)}$ - maksymalna jednodniowa temperatura nawierzchni, ^{o}C

d - głębokość, [mm]

W celu weryfikacji wyników otrzymywanych z modelu, wykonane zostały dodatkowe analizy. Na podstawie temperatur odnotowanych w Gauteng i Western Cape (prowincje w RPA) w programie badania długoterminowych właściwości nawierzchni (ang. *Long Term Pavement Performance*) określono różnicę pomiędzy wynikami otrzymywanymi z modelu Vilijoena i rzeczywistymi pomierzonymi temperaturami nawierzchni. Dla porównania podobną analizę wykonano także dla modelu Superpave. Rysunek 4.48 pokazuje rozrzut tych różnic dla obu modeli w zależności od dodatnich temperatur.



Rysunek 4.48. Odchylenie wyników modelu maksymalnej temperatury nawierzchni Viljoen i Superpave [4.12].

Wyniki analiz pokazały, że model Viljoena jest dokładniejszy w zakresie dodatnich temperatur. Model Superpave zawyża nieco wyniki tym bardziej, im wyższa jest temperatura. Według Dennemana [4.12], autora opracowania, model Viljoena daje wyniki o dopuszczalnej dokładności i może być z powodzeniem wykorzystywany przy projektowaniu nawierzchni podatnych.

- **Model Fouriera**

Model Fouriera opisuje dobową zmianę temperatury powierzchni jezdni sinusoidą o równaniu ogólnym:

$$T_0(t) = T_M + T_A \times \sin\left(2\,\pi \times \frac{t}{24} + \tau\right) \tag{4.33}$$

gdzie:

$T_0(t)$ – temperatura powierzchni jezdni w t-tej godzinie pomiaru, °C
T_M – temperatura średnia powierzchni jezdni, °C
T_A – dobowa amplituda zmian temperatury powierzchni jezdni, °C
τ – korekta wynikająca z przesunięcia godziny pierwszego pomiaru w stosunku do funkcji sinus opisującej zmiany dobowe temperatur, rad

W celu wyznaczenia rozkładu temperatury na głębokości wykorzystano rozwiązanie równania różniczkowego Fouriera przepływu ciepła przez ośrodek jednorodny przy założeniu dobowych zmian temperatury powierzchni jezdni zgodnie z równaniem (4.40). Zależność pozwalająca obliczać temperaturę na dowolnej głębokości jest postaci:

$$T(t,z) = T_M + T_A \times \exp\ (-\lambda\, z) \times \sin\left(2\,\pi \times \frac{t}{24} - \lambda\, z + \tau\right) \tag{4.34}$$

gdzie dodatkowo:

T(t,z) – temperatura warstw asfaltowych w *t*-tej godzinie pomiaru, na głębokości *z* [m], ºC

λ – współczynnik zależny od termicznych właściwości materiału, równy:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi \times C \times \gamma}{24\ K}} \tag{4.35}$$

gdzie:

C – ciepło właściwe materiału, J/kgºC

K – współczynnik przewodności cieplnej materiału, J/mhºC

γ – gęstość pozorna materiału, kg/m^3.

4.5.5.3. Temperatury nawierzchni przyjęte do analiz

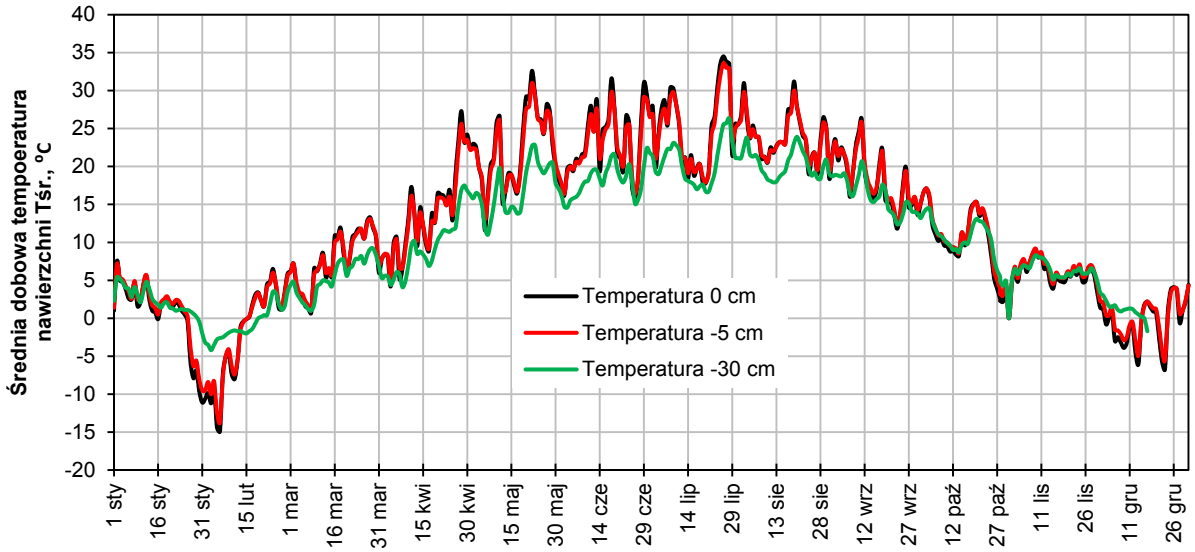
Autorzy: mgr inż. Łukasz Mejłun, prof. dr hab. inż. Józef Judycki

Do analiz, spośród bazy danych z pomierzonymi temperaturami nawierzchni, wybrano stację pomiarową w Redzikowie (droga ekspresowa S6 k. Słupska). Wyboru dokonano w oparciu o:

- zadowalającą kompletność danych pomiarowych,
- stosunkowo długi, w porównaniu z innymi stacjami, okres pomiarowy,
- regularność przebiegu zmian temperatur dobowych w najcieplejszym miesiącu.

Temperatury mierzono w interwałach 10-minutowych na powierzchni jezdni (z = 0 cm) oraz na głębokościach z = 5 cm i z = 30 cm. Spośród wszystkich danych wybrano rok 2012, który charakteryzowały najwyższe temperatury nawierzchni na tej stacji w okresie letnim.

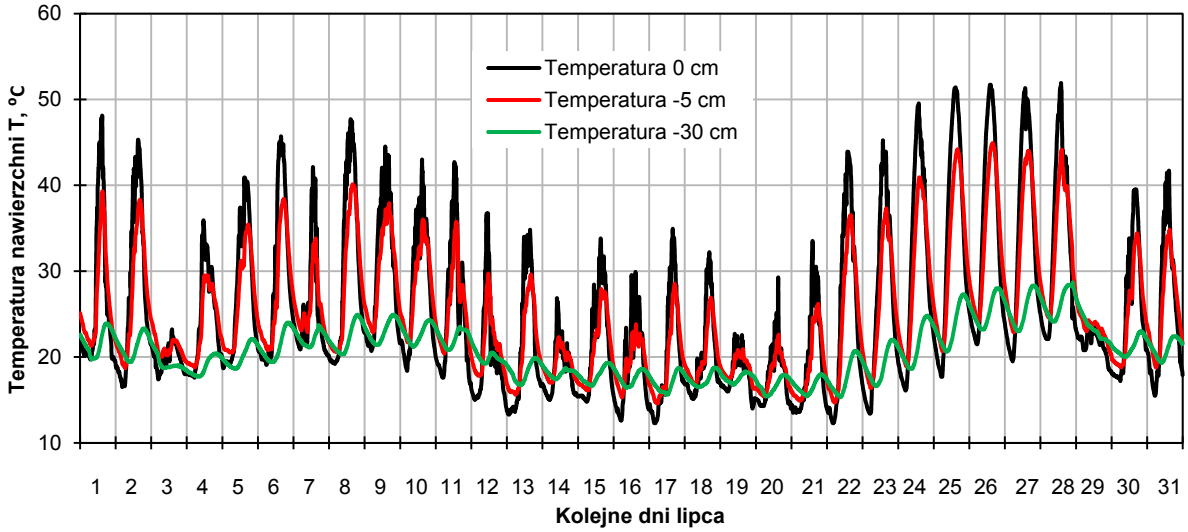
Do wyboru konkretnego miesiąca roku posłużono się średnimi dobowymi temperaturami nawierzchni, które pokazano na rysunku 4.49.



Rysunek 4.49. Średnie dobowe temperatury nawierzchni odnotowane w roku 2012 w stacji pomiarowej Redzikowo na drodze ekspresowej S6 k. Słupska

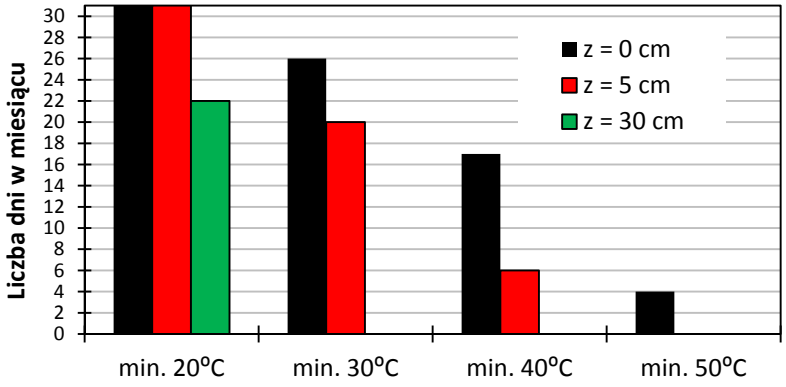
Średnia dobowa temperatura warstw asfaltowych do głębokości 5 cm osiągała wartości powyżej 20^{0}C w okresie kwiecień-wrzesień oraz powyżej 30^{0}C w okresie maj-sierpień. Średnie dobowe temperatury na głębokości 30 cm od końca maja do połowy września osiągały wartości powyżej 20^{0}C, jednakże nigdy nie przekroczyły 26^{0}C. Najwyższe średnie temperatury dobowe w całym roku odnotowano w trzeciej dekadzie lipca (blisko 35^{0}C na powierzchni jezdni, 34^{0}C na głębokości 5 cm oraz ok. 26^{0}C na 30 cm).

Z tego powodu do dalszych analiz wybrano miesiąc lipiec, dla którego na rysunku 4.50 pokazano zmiany odnotowywanych temperatur na 3 analizowanych głębokościach.



Rysunek 4.50. Zmiany temperatur nawierzchni w lipcu 2012 odnotowane w stacji pomiarowej Redzikowo na drodze ekspresowej S6 k. Słupska

W lipcu 2012 roku przez większość dni temperatura powierzchni osiągała wartości powyżej 40^{0}C (17 dni), na głębokości 5 cm nie mniej niż 30^{0}C (20 dni) oraz na głębokości 30 cm nie mniej niż 20^{0}C (22 dni). Na rysunku 4.51 zestawiono liczby dni w lipcu 2012 r., w których temperatura na 3 różnych głębokościach była co najmniej równa 20, 30, 40 i 50^{0}C.



Rysunek 4.51. Liczba dni w lipcu 2012, podczas których odnotowywano temperatury większe niż 20, 30, 40 i 50^{0}C na różnych głębokościach *z*.

Najwyższe temperatury wystąpiły w dniach 24-28 lipca – na powierzchni jezdni dochodzące do 51^{0}C, na głębokości 5 cm dochodzące do 44^{0}C oraz na głębokości 30 cm do 28^{0}C. Do dalszych analiz wybrano 3 kolejne dni, tj. 24-26 lipca 2012 roku.

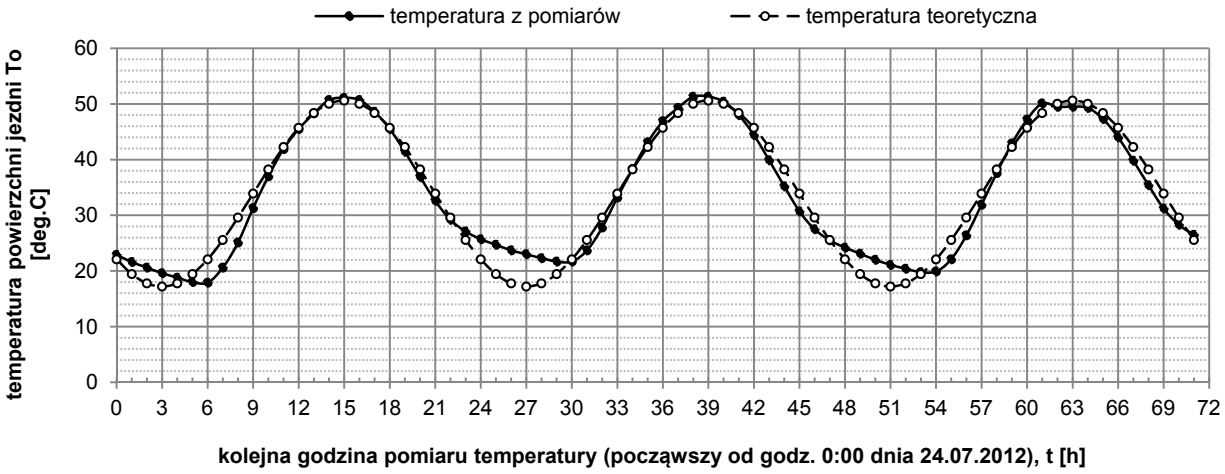
4.5.6. Rozkłady temperatur przyjęte do obliczeń

Dane pomiarowe, którymi dysponowali autorzy zawierały temperatury pomierzone jedynie na trzech głębokościach (0 cm, 5 cm oraz 30 cm). Dodatkowo w części stacji pomiarowych materiał, z którego wykonano warstwę konstrukcyjną występującą na głębokości 30 cm był nieznany albo inny od mieszanki mineralno-asfaltowej. Dlatego zdecydowano o wykorzystaniu modelu teoretycznego rozkładu temperatury w nawierzchni, który pozwala wyznaczać temperatury w oparciu o wieloletnie doświadczenia i pomiary, stosując jednocześnie teorię i zagadnienia termodynamiki.

Do analiz wykorzystano model Fouriera (4.41), który uwzględnia nieliniową zmianę temperatury wraz z głębokością, dobowe, cykliczne zmiany temperatury powierzchni jezdni oraz właściwości termiczne mieszanek mineralno-asfaltowych. Do analiz przyjęto sytuację, która wystąpiła w stacji pomiarowej Redzikowo (droga ekspresowa S6) w dniach 24-26 lipca 2012 roku w godzinach popołudniowych, kiedy temperatura nawierzchni wynosiła 40^{0}C. Podkreślić należy, że na głębokości 30 cm w nawierzchni na stacji Redzikowo nie występowała mieszanka mineralno-asfaltowa.

W celu określenia temperatury poszczególnych warstw asfaltowych do analizy wybrano dobowe zmiany temperatury powierzchni jezdni odnotowane podczas

trzech kolejnych dni – 24-26 lipca 2012 w stacji pomiarowej Redzikowo (droga ekspresowa S6 k. Słupska). Przebieg zmian temperatur powierzchni jezdni w ciągu tych 3 dób, na podstawie danych z rysunku 4.50, ilustruje rysunek 4.52. Linią ciągłą zaznaczono przebieg zmian temperatury uzyskany z pomiarów, przerywaną zaś przybliżenie tej zmienności za pomocą funkcji sinus.



Rysunek 4.52. Przebieg dobowych zmian temperatury powierzchni jezdni od 24 do 26 lipca 2012 w stacji pomiarowej Redzikowo (S6)

Dobową zmianę temperatury powierzchni jezdni przybliżono sinusoidą o równaniu ogólnym (4.33), dla której wyznaczono:

- temperaturę średnią powierzchni jezdni, równą T_M = 33,9ºC
- dobową amplitudę zmiany temperatury powierzchni jezdni, równą T_A = 16,7ºC
- korektę wynikająca z przesunięcia godziny pierwszego pomiaru w stosunku do funkcji sinus opisującej zmiany dobowe temperatur, równą $\tau = 1{,}25\,\pi$

Do określenia współczynnika zależnego od termicznych właściwości materiału $\boldsymbol{\lambda}$ wg wzoru (4.42) założono za Judyckim [4.15] jak dla betonu asfaltowego, parametry termiczne:

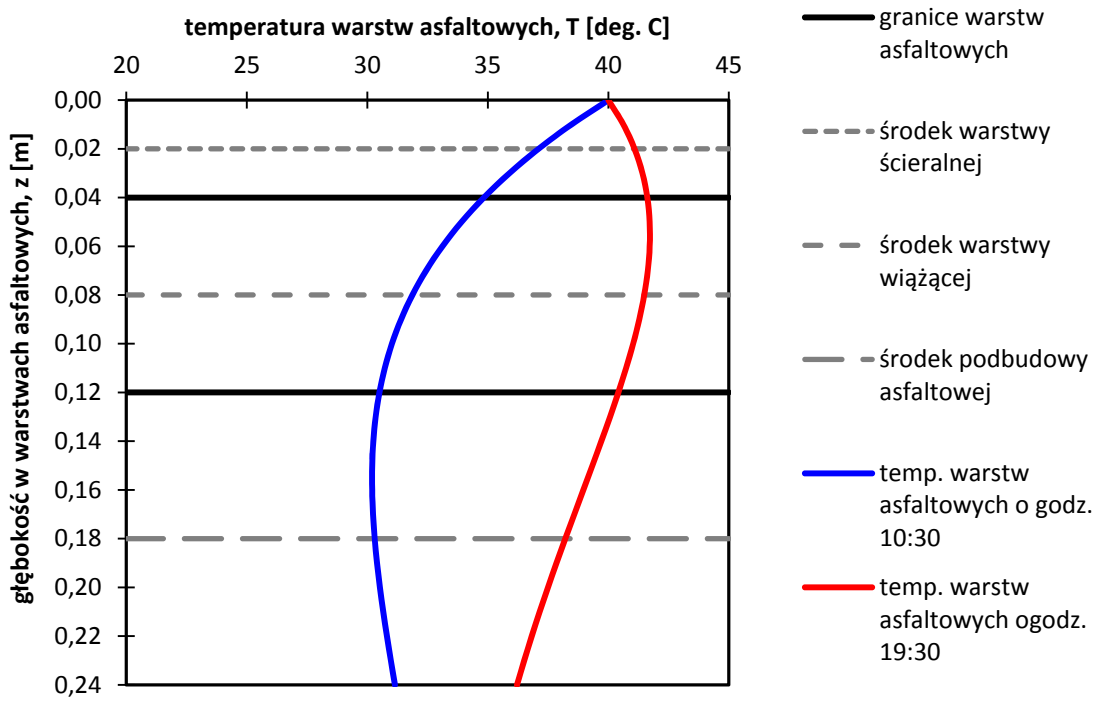
- C = 920 J/kgºC,
- K = 5 190 J/mhºC,
- γ = 2 400 kg/m^3.

Przy przyjętych założeniach równanie (4.34) opisujące rozkład temperatury w warstwach asfaltowych przyjmuje następującą postać:

$$T(t,z) = 33{,}9 + 16{,}7 \times \exp\,(-7{,}46\,z) \times \sin\,(3{,}93 - 7{,}46\,z) \qquad (4.36)$$

Do analiz przyjęto, że temperatura na powierzchni jezdni wynosi 40ºC. Sytuacja taka ma miejsce dwukrotnie w ciągu doby w okolicy godziny 10:30, (t = 10,4 h) oraz w okolicy godziny 19:30 (t = 19,6 h). Na podstawie tego określono przebieg zmian

temperatury na grubości warstw asfaltowych w przyjętej konstrukcji nawierzchni, co pokazano na rysunku 4.53.



Rysunek 4.53. Przebieg zmian temperatury na grubości warstw asfaltowych w sytuacji, gdy temperatura powierzchni jezdni wynosi 40 ºC

Należy zauważyć, że funkcje te nie są ściśle monotoniczne, co oznacza, że gdzieś w środku całego pakietu warstw asfaltowych istnieje punkt o temperaturze najmniejszej (dla pomiaru z godz. 10:30) oraz o temperaturze największej (dla pomiaru z godz. 19:30). Fakt ten związany jest ze zjawiskiem wymiany ciepła między warstwami asfaltowymi, a otoczeniem (od góry – powietrzem, od dołu – warstwami niżej leżącymi). Warstwy leżące na spodzie pakietu warstw asfaltowych nagrzewają się wolniej, niż warstwy położone wyżej (linia czerwona) i również wolniej oddają ciepło, dłużej je utrzymując (linia niebieska). Odwrotna sytuacja zachodzi z warstwami leżącymi wyżej. Wyeksponowane są one znacznie bardziej na zmienne warunki temperaturowe powietrza, nasłonecznienie, chłodzenie wiatrem, deszczem itp., niż warstwy leżące niżej, dlatego zmiany ich temperatur zachodzą znacznie bardziej dynamicznie. Linia czerwona pokazuje, że największa temperatura występuje w około ¼ grubości wszystkich warstw asfaltowych, co oznacza, że ta część zdążyła podczas całego dnia (godz. 19:30) nagrzać się bardziej niż spód warstw asfaltowych, ale górne 6 cm zaczęło oddawać już ciepło w wyniku obniżenia temperatury powietrza wieczorem. Przez analogię, funkcja niebieska pokazuje, że najmniejsza temperatura warstw bitumicznych występuje nieco poniżej środka całego pakietu. Oznacza to, że spód warstw asfaltowych nie zdążył jeszcze ochłodzić się tak bardzo jak środek, podczas gdy górna część zaczęła zwiększać swoją temperaturę w wyniku porannego wzrostu temperatury powietrza (godz. 10:30).

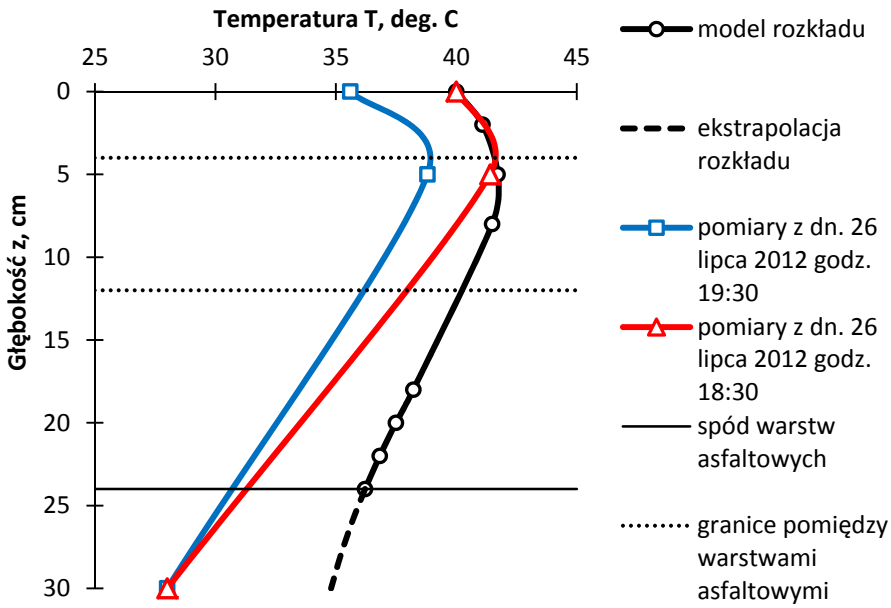
Ze względu na wyższe temperatury w całym pakiecie warstw asfaltowych wieczorem (godz. 19:30), do analiz przyjęto ten właśnie rozkład temperatury (linia czerwona). Założono ponadto, że temperaturą dla każdej z warstw asfaltowych jest temperatura występująca w środkach poszczególnych warstw. W tablicy 4.27 zestawiono uzyskane temperatury wszystkich warstw asfaltowych.

Tablica 4.27. Temperatury warstw asfaltowych w przyjęte do obliczeń w wariantach A-D konstrukcji nawierzchni

Warstwa konstrukcyjna	Materiał warstwy konstrukcyjnej	Grubość warstwy h	Głębokość położenia środka warstwy, z	Temp. warstwy
		[mm]	[mm]	[ºC]
ścieralna	SMA 8 45/80-55	40	20	41,1
wiążąca	AC 16W 35/50	80	80	41,5
	AC WMS 16 20/30	80	80	41,5
podbudowa asfaltowa	AC 22P 35/50	120	180	38,2
	AC WMS 16 20/30	120	180	38,2

Wyjaśnień wymaga porównanie przyjętego rozkładu temperatury na głębokości z temperaturami pomierzonymi na stacji w Redzikowie. Na rysunku 4.54 pokazano porównanie rozkładów temperatur:

- otrzymanego z modelu Fouriera dla godziny 19:30,
- pomierzonych w nawierzchni dnia 26 lipca 2012, godz. 18:30,
- pomierzonych w nawierzchni dnia 26 lipca 2012, godz. 19:30.



Rysunek 4.54. Porównanie rozkładów temperatur otrzymanych z pomiarów temperatur rzeczywistych na stacji Redzikowo i otrzymanych z modelu Fouriera

Zastosowany model rozkładu temperatury na głębokości warstw asfaltowych opisuje moment, kiedy temperatura powierzchni jezdni wynosiła 40ºC. Taka sytuacja w rzeczywistości wystąpiła dnia 26 lipca 2012 r. ok. godziny 18:30, a w modelu dobowych zmian temperatury ok. godziny 19:30. Różnica wynika z przybliżonego opisu funkcją sinus rzeczywistych zmian dobowych temperatury. Parametry tej funkcji dobrano tak, aby w ciągu całego analizowanego okresu (24-26 lipca 2012) dopasowanie do danych pomiarowych było jak najlepsze. Na pewnych fragmentach funkcja opisująca zaniżała wartości temperatur (zwłaszcza podczas nocy) albo zawyżała je (w szczególności w godzinach porannych i wieczornych). Dlatego model rozkładu temperatury opisuje tak naprawdę sytuację rzeczywistą z godziny 18:30. Dla tego momentu dopasowanie modelu do rzeczywistych temperatur na głębokości w nawierzchni od 0 cm do 5 cm jest bardzo dobre (różnica na głęb. 5 cm wynosi 0,3ºC).

Komentarza wymaga natomiast fakt dużej różnicy temperatur na głębokości 30 cm między modelem, a rzeczywistymi temperaturami. W przyjętym do analiz schemacie konstrukcji nawierzchni spód warstw asfaltowych znajduje się na głębokości 24 cm. Ekstrapolując rozkład temperatury z modelu, na głębokości 30 cm otrzymuje się temperaturę 34,8ºC, podczas gdy w nawierzchni odnotowano na tej głębokości 28,0ºC. Powodem tak dużej różnicy temperatur jest fakt, że w nawierzchni na stacji Redzikowo na głębokości z = 30 cm występował inny materiał niż mieszanka mineralno-asfaltowa. Pomiędzy głębokościami z = 5 cm i z = 30 cm nie dysponowano pomierzonymi wartościami temperatur warstw asfaltowych. Z tego powodu rozkład temperatury na rysunku 4.54 między tymi głębokościami jest bardzo przybliżony.

4.5.7. Parametry materiałowe warstw konstrukcyjnych

4.5.7.1. Parametry materiałowe warstw asfaltowych

Tablica 4.28. Parametry warstw asfaltowych przyjęte do symulacji konstrukcji nawierzchni (warianty A-D)

Warstwa konstrukcyjna	Materiał warstwy konstrukcyjnej	Parametry lepkosprężystego modelu Burgersa				Wsp. Poissona
		E_1	E_2	η_1	η_2	v
		[MPa]	[MPa]	[MPa.s]	[MPa.s]	[-]
ścieralna	SMA 8	2 803	192	128	187	0,475
wiążąca	AC 16 W	5 932	339	314	243	0,476
	AC WMS 16	8 220	726	598	549	0,476
podbudowa asfaltowa	AC 22 P	9 051	710	832	407	0,466
	AC WMS 16	9 660	1 048	782	690	0,466

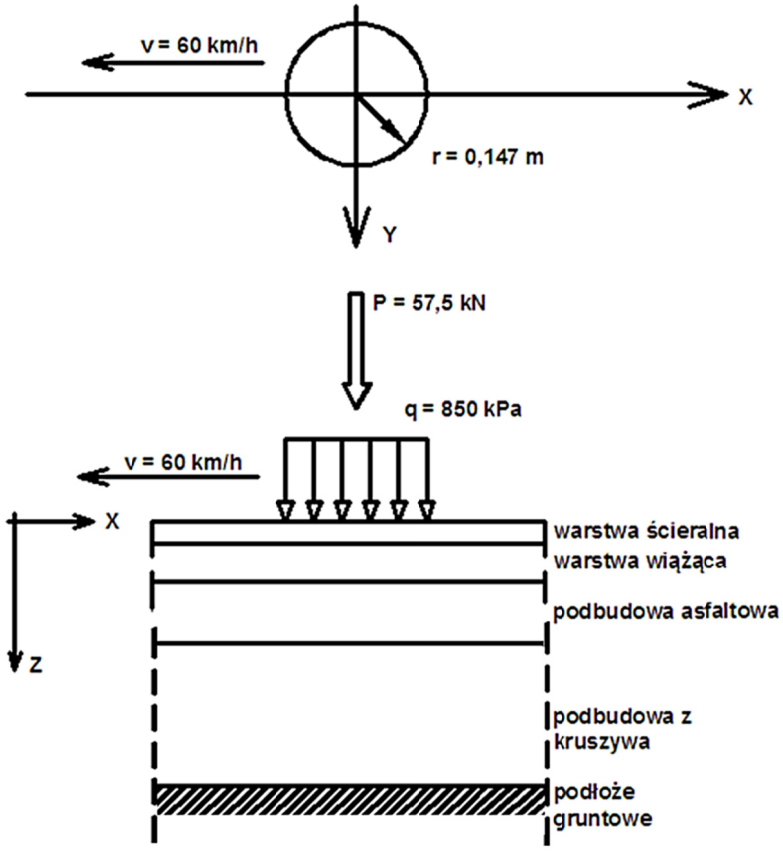
4.5.7.2. Parametry materiałowe pozostałych warstw konstrukcyjnych

Dla dolnej warstwy podbudowy zasadniczej, wykonanej z mieszanki niezwiązanej (kruszywa klasy $C_{90/3}$) przyjęto dla modelu materiału sprężystego Hooke'a moduł sprężystości E = 400 MPa oraz współczynnik Poissona v = 0,30.

Dla podłoża nawierzchni przyjęto moduł sprężystości E = 120 MPa oraz współczynnik Poissona v = 0,35.

4.5.8. Określenie sposobu obciążenia nawierzchni

W analizach jako obciążenie konstrukcji nawierzchni przyjęto pojedyncze koło o ciężarze P = 57,5 kN poruszające się z prędkością v = 60 km/h ≈ 16,67 m/s. Założono, że ciężar rozkłada się w sposób równomierny na powierzchni kołowej o promieniu r = 0,147 m, wynikającym z założonego ciśnienia kontaktowego o wartości q = 0,850 MPa. Sposób obciążenia nawierzchni ilustruje rysunek 4.55.



Rys 4.55. Schemat obciążenia założonej konstrukcji nawierzchni

4.5.9. Wyniki obliczeń

Obliczenia przeprowadzono dla przemieszczeń pionowych w nawierzchni, będących sumą przemieszczeń nieodwracalnych (trwałych) oraz przemieszczeń odwracalnych w programie komputerowym VEROAD. Analizie poddano wyniki dla:

a) górnej powierzchni warstwy ścieralnej (wierzch konstrukcji nawierzchni),
b) górnej powierzchni warstwy wiążącej,

c) górnej powierzchni podbudowy asfaltowej.

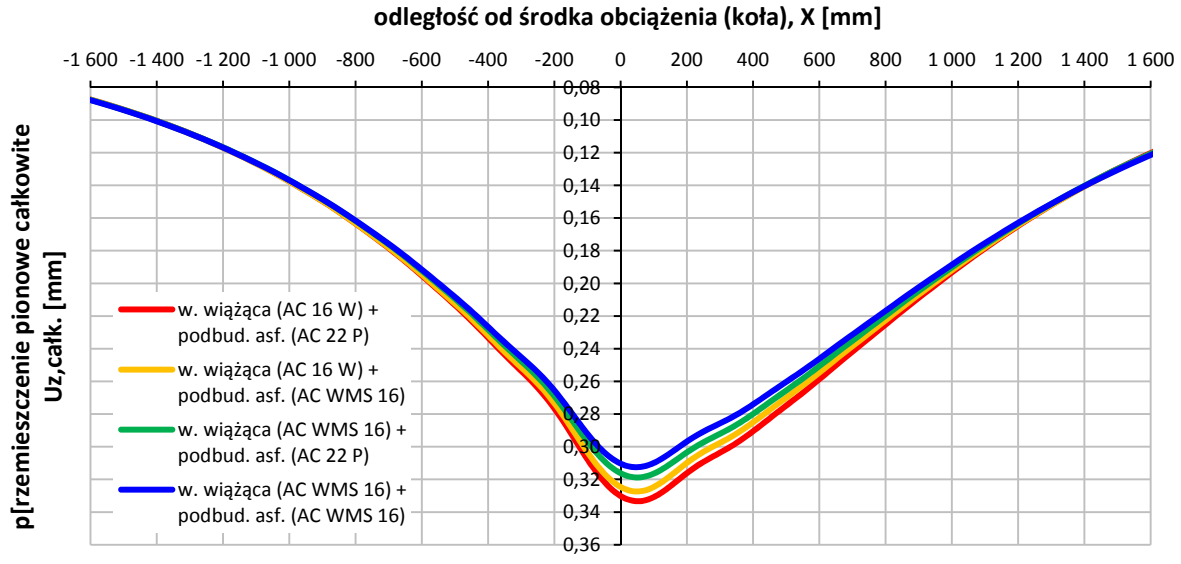
Wyniki obliczeń w programie VEROAD przyjętych konstrukcji nawierzchni pokazano na rysunkach:

- ogólnych – ilustrujących przemieszczenia pionowe w konstrukcji nawierzchni w zależności od odległości od środka obciążenia dla różnych temperatur powierzchni jezdni
- szczegółowych – ilustrujących zależność przemieszczeń pionowych od temperatury powierzchni jezdni dla różnych schematów konstrukcji nawierzchni.

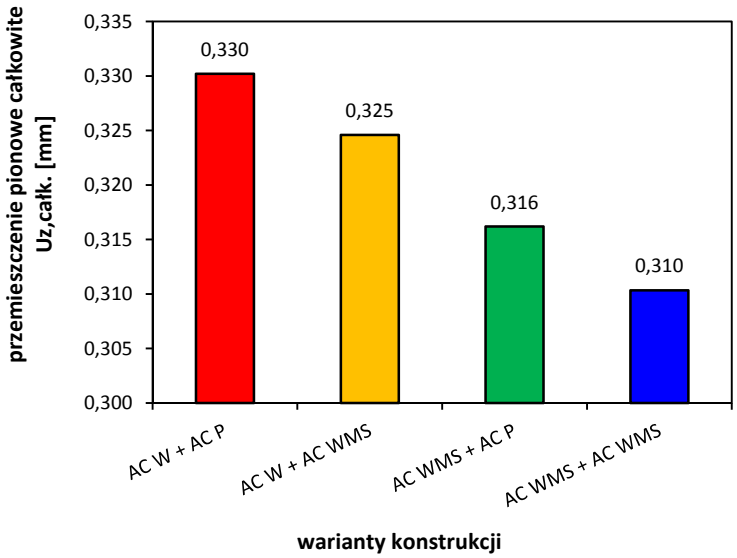
4.5.9.1. Analiza wpływu położenia w konstrukcji nawierzchni warstwy z betonu asfaltowego o podwyższonym module sztywności na powstawanie deformacji trwałych

W bieżącym punkcie na rysunkach pokazano wartości przemieszczeń całkowitych (będących sumą trwałych i odwracalnych) oraz przemieszczeń trwałych, obliczone dla konstrukcji nawierzchni w wariantach A-D dla kategorii KR-6, przyjętych wg [4.7] dla sytuacji, gdy powierzchnia jezdni ma temperaturę 40^0C.

Przemieszczenia pionowe całkowite (lepkie i sprężyste) obliczono dla powierzchni konstrukcji (z = 0) w przekroju podłużnym, tj. w osi ruchu koła po nawierzchni dla 4 analizowanych wariantów konstrukcji.



Rysunek 4.56. Przemieszczenia pionowe całkowite powierzchni jezdni (z=0) w śladzie ruchu koła (y=0) przy temp. powierzchni jezdni 40ºC

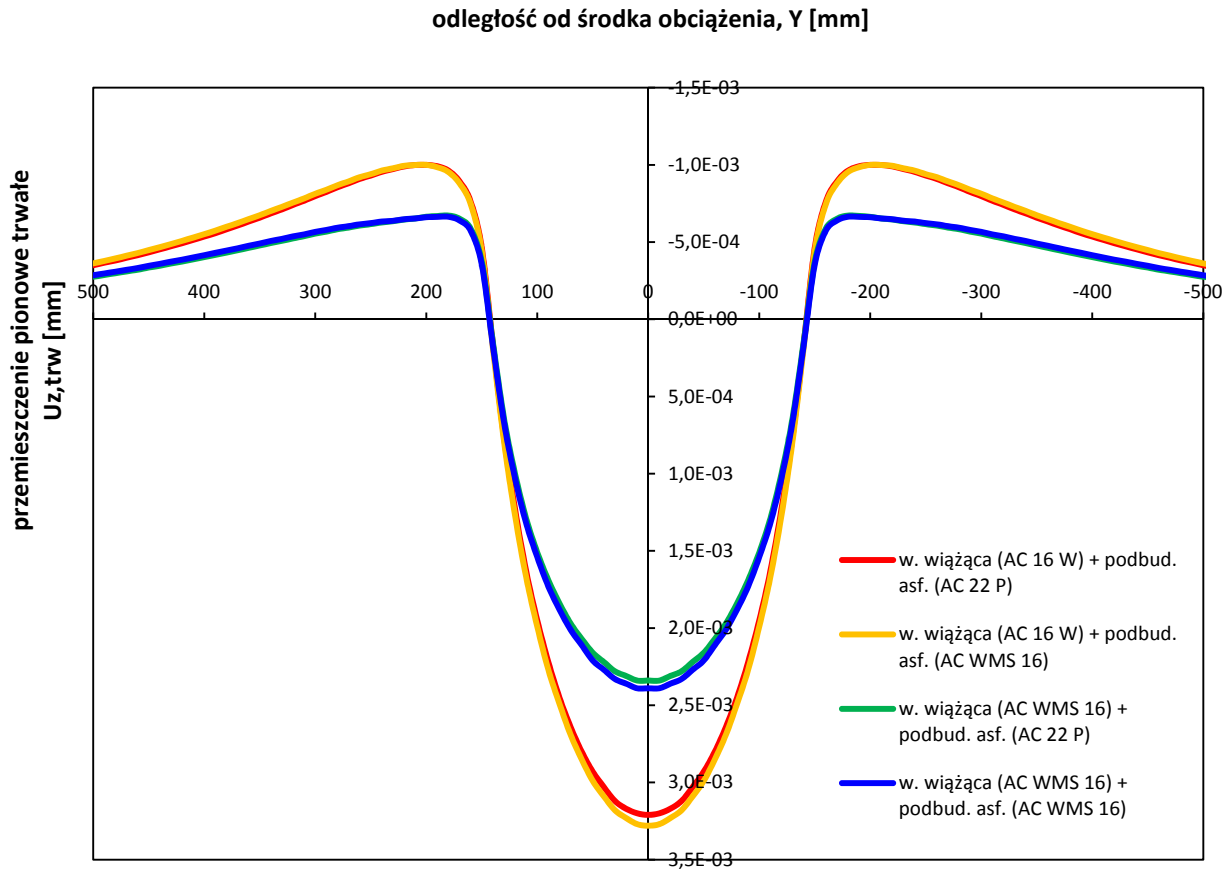


Rysunek 4.57. Przemieszczenia pionowe całkowite na powierzchni konstrukcji (x=y=z=0), przy temp. powierzchni jezdni 40ºC

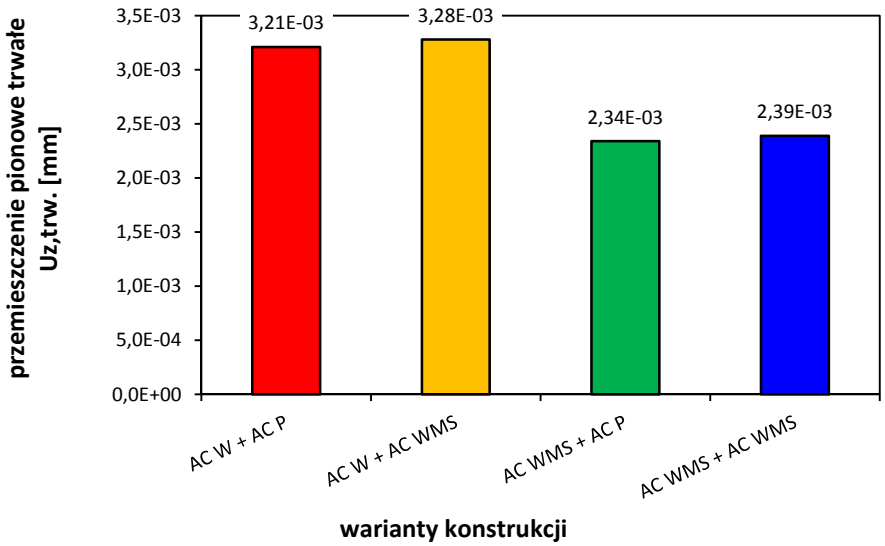
Największe deformacje całkowite (0,33 mm) uzyskano dla wariantu konstrukcji z warstwą wiążącą i podbudową asfaltową z typowych betonów asfaltowych, a najmniejsze (0,31 mm) dla wariantu konstrukcji z warstwą wiążącą i podbudową asfaltową z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności. Choć różnice między nimi są bardzo małe i wynoszą względnie 6%, przemawiają za korzystnym wpływem zastosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC-WMS w kontekście odporności nawierzchni na deformacje całkowite (sumaryczne trwałe i odwracalne).

Spośród konstrukcji, w których jedną z warstw (wiążącą / podbudowę) wykonano z tradycyjnego betonu asfaltowego, a drugą z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności mniejsze deformacje pionowe całkowite uzyskano dla wariantu konstrukcji, w którym beton asfaltowy o wysokim module sztywności zastosowano do warstwy wyżej leżącej (wiążącej). W warstwie tej temperatura osiąga największą wartość w całym pakiecie warstw asfaltowych, co przemawia za celowością stosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności do warstw wyżej położonych w konstrukcji nawierzchni, tam gdzie występują najwyższe temperatury. Zastosowanie AC WMS do warstwy podbudowy nie jest natomiast już tak efektywne w przeciwdziałaniu deformacjom trwałym, jak stosowanie go w warstwie wiążącej.

Przemieszczenia pionowe trwałe obliczono dla powierzchni konstrukcji (z = 0) w jej przekroju poprzecznym, tj. w prostopadle do kierunku ruchu koła po nawierzchni dla 4 analizowanych wariantów konstrukcji (na rysunku 4.58 i 4.59: wariant A – linia czerwona, wariant B – linia żółta, wariant C – linia zielona, wariant D – linia niebieska).



Rysunek 4.58. Przemieszczenia pionowe trwałe powierzchni jezdni (z=0) przy temp. powierzchni jezdni 40ºC



Rysunek 4.59. Przemieszczenia pionowe trwałe na powierzchni konstrukcji (x=y=z=0) przy temp. powierzchni jezdni 40ºC.

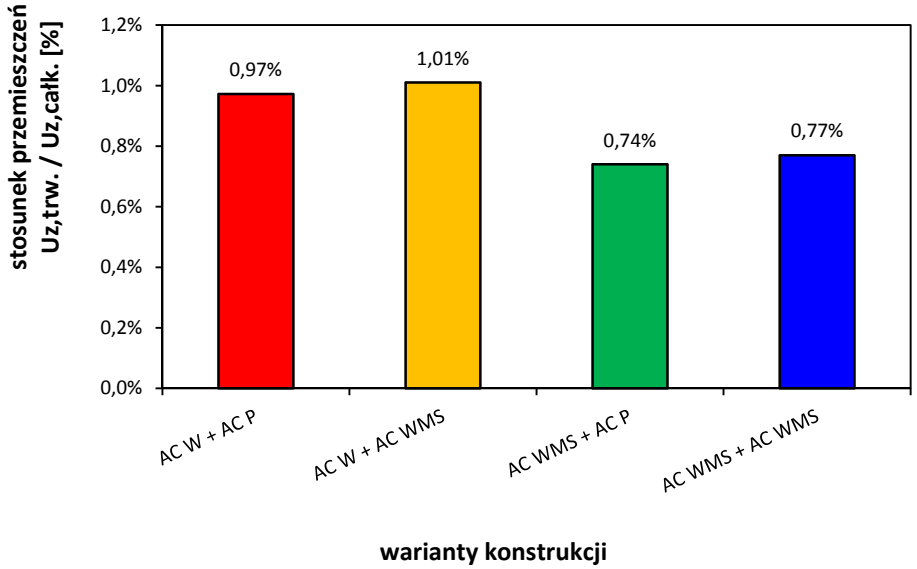
Największe przemieszczenia pionowe trwałe (powodowane lepkimi właściwościami mieszanek mineralno-asfaltowych) osiąga wariant B konstrukcji, w którym

podbudowa asfaltowa wykonana jest z AC WMS, natomiast warstwa wiążąca z konwencjonalnego betonu asfaltowego. Bardzo zbliżone wartości uzyskano dla wariantu A, w którym użyto jedynie konwencjonalne betony asfaltowe (AC 16W i AC 22P).

Zbliżone wartości przemieszczeń trwałych pionowych uzyskano dla pozostałych dwóch wariantów, z których lepszy okazał się wariant z warstwą wiążącą z AC WMS i warstwą podbudowy asfaltowej z konwencjonalnego AC.

Widoczne są wyraźne, wynoszące 40%, różnice przemieszczeń pionowych trwałych pomiędzy wariantami A i B, w których do warstwy wiążącej użyto konwencjonalnego AC, a wariantami C i D, w których do warstwy wiążącej wykorzystano AC WMS. Wynika z tego, że beton asfaltowy o wysokim module sztywności wykazuje zwiększoną odporność na deformacje trwałe w porównaniu z konwencjonalnym AC w warunkach wysokich temperatur i powinien być stosowany w nawierzchni tam, gdzie te temperatury są największe, czyli do warstwy wiążącej.

Na rysunku 4.60. przedstawiono wartości przemieszczeń pionowych trwałych względem wartości przemieszczeń pionowych całkowitych pod środkiem obciążenia (x=y=z) jako ich stosunek wyrażony procentowo. Oznaczenia jak poprzednio (wariant A – linia czerwona, wariant B – linia żółta, wariant C – linia zielona, wariant D – linia niebieska).



Rysunek 4.60. Stosunek przemieszczenia pionowego trwałego do całkowitego Uz,trw. / Uz,całk. [%] (x=y=z=0) dla temp. powierzchni jezdni 40ºC

Udział deformacji pionowych trwałych w deformacjach pionowych całkowitych jest tym mniejszy, im beton asfaltowy o wysokim module sztywności zastosowany zostanie do wyżej leżącej warstwy. Świadczy to o pozytywnym wpływie zastosowania AC WMS zarówno na odwracalne, jak i nieodwracalne przemieszczenia pionowe

nawierzchni. W głównej mierze jednak zastosowanie tego materiału wpływa na przemieszczenia trwałe (nieodwracalne), czego rezultatem jest mniejszy ich udział procentowy w przemieszczeniach całkowitych dla wariantów, w których warstwa wiążąca jest wykonana z AC WMS, niż dla wariantów, w których do tej warstwy zastosowano konwencjonalny AC.

4.5.10. Wnioski z przeprowadzanych obliczeń i analiz

Przeprowadzone analizy zachowania się konstrukcji nawierzchni w warunkach podwyższonych temperatur wykazały, że:

(1) Zmiana temperatur w nawierzchni jest procesem złożonym i zależy od historii nagrzewania się i ochładzania nawierzchni.
(2) Nawierzchnia asfaltowa będzie wykazywała inną odporność na deformacje trwałe w okresie rannym, a inną wieczorem, nawet jeśli temperatura powierzchni jezdni jest w obu przypadkach taka sama. Bardziej narażona na trwałe deformowanie się jest konstrukcja nawierzchni w godzinach popołudniowych i wieczornych (latem).
(3) Beton asfaltowy AC WMS bardzo dobrze spisuje się w warunkach wysokich temperatur nawierzchni, lepiej niż konwencjonalny beton asfaltowy AC. Wykazuje on zwiększoną odporność na deformacje trwałe w stosunku do konwencjonalnego betonu asfaltowego AC.
(4) Odporność na deformacje trwałe nawierzchni zwiększa się w sytuacjach, gdy beton asfaltowy o wysokim module sztywności (AC WMS) zostanie użyty do wykonania warstw asfaltowych leżących wyżej, które nagrzewają się bardziej.
(5) Nie ma potrzeby stosowania AC WMS zarówno do warstwy wiążącej, jak i podbudowy asfaltowej. W celu zwiększenia odporności nawierzchni na deformacje trwałe wystarczy zastosować ten materiał tylko do warstwy wiążącej.
(6) Powyższe wnioski dotyczą tylko porównania konwencjonalnych betonów asfaltowych AC z AC WMS ze zwykłym asfaltem drogowym 20/30. Betony o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltami wielorodzajowym AC WMS 20/30MG i modyfikowanym AC WMS 25/55-60 nie były przedmiotem obliczeń.

Literatura do rozdziału 4

[4.1] Superpave Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing, Asphalt Institute, Superpave Series No. 1 (SP-1), , 1995
[4.2] Błażejowski K., Olszacki J., Peciakowski H.: Poradnik asfaltowy, Orlen Asfalt sp. z o.o., 2014
[4.3] Radziszewski i inni: „Weryfikacja wymagań i metod oceny właściwości lepko-sprężystych krajowych asfaltów i asfaltów modyfikowanych”, raport dla potrzeb GDDKiA, Politechnika Warszawska, 2011

[4.4] Radziszewski i inni: „Analiza porównawcza właściwości funkcjonalnych lepiszczy asfaltowych według wymagań SUPERPAVE”, raport dla potrzeb Eurovia Polska S.A. Politechnika Warszawska, marzec 2012
[4.5] Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder, AASHTO Designation MP1
[4.6] National Climatic Data Center http://www.ncdc.noaa.gov/cdo-web/ (data dostępu: 4.03.2013)
[4.7] Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych I Półsztywnych, Politechnika Gdańska, 2013
[4.8] Sybilski D. i inni. „Zalecane lepiszcza asfaltowe w warstwach nawierzchni w Polsce z uwzględnieniem warunków klimatycznych i obciążenia ruchem” Instytut Badawczy Dróg i Mostów,
[4.9] Sybilski D. i inni. „Dobór asfaltu do nawierzchni w Polskich warunkach klimatycznych z uwzględnieniem procedur SHRP/Superpave”, Instytut Badawczy Dróg i Mostów,
[4.10] Poznańska Z., Szymański M., „Rodzaj funkcjonalny PG (Performance Grade) dla asfaltów w Polskich warunkach klimatycznych”, praca dyplomowa magisterska, Politechnika Gdańska, 2013
[4.11] Asphalt Institute: „Asphalt Overlays for Highway and Streets Rehabilitation”, Manual Series, 17 June 1983,
[4.12] Denneman E.: *The application of locally developed pavement temperature prediction algorithms in performance grade (PG) binder selection*. Materiały konferencyjne: Southern African Transport Conference (SATC 2007)
[4.13] Ehrola E.: „On the temperature of road structures” Oulu Finland, 1974,
[4.14] Informacje, instrukcje. *Zasady wykonywania nawierzchni asfaltowej o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie (ZW-WMS 2007)*, Seria II, Zeszyt 70., IBDiM, Warszawa 2007
[4.15] Judycki J., *Drogowe asfalty i mieszanki mineralno-asfaltowe modyfikowane elastomerem*, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 452, Gdańsk 1991.
[4.16] Judycki J., Jaczewski M., *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 z pierwszego etapu*, Gdańsk 2011
[4.17] Judycki J., Dołżycki B., Pszczoła M., Jaczewski M., Mejłun Ł., Ryś D., *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 z drugiego etapu*, Gdańsk 2012
[4.18] Judycki J., Pszczoła M., Jaczewski M., Mejłun Ł., Ryś D., *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 z trzeciego etapu*, Gdańsk 2013

[4.19] Kallas B.F.: „Asphalt pavement temperatures". Highway Research Record number 150, Highway Research Board, 1-91,
[4.20] *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych*, IBDiM, GDDKiA, Warszawa, 1997
[4.21] Sybilski D., Mirski K.: „Dobór asfaltu do nawierzchni w polskich warunkach klimatycznych z uwzględnieniem procedur SHRP/Superpave", VI Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe", Kielce 2000, T1 s. 213 – 221,
[4.22] VEROAD: "*User manual*", Version 2000 April. Appendix B: "Additional Theory", NPC bv, Utrecht, Netherlands 2000
[4.23] E. J. Yoder, Witczak M. W., *Principles of Pavement Design*, 2nd Edition, John Wiley & Son Inc., New York 1975
[4.24] Hills J.F. & Brien D. (1966). The fracture of bitumen and asphalt mixes by temperature induced stresses. Symposium on Pavement Cracking, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 35:294–309
[4.25] Pszczoła M., Spękania niskotemperaturowe warstw asfaltowych nawierzchni, praca doktorska, promotor: prof. dr hab. inż. Józef Judycki, Gdańsk, 2006
[4.26] Pszczoła M., Judycki J., Dołżycki B. (2008). Investigation of transverse cracking of asphalt pavements in the North-Eastern Poland. 6th International RILEM Conference on Cracking in Pavements: Mechanisms, Modeling, Testing, Detection, Prevention and Case Histories, Chicago USA, 853-860.
[4.27] Pszczoła M., Judycki J. (2009). Testing of low temperature behaviour of asphalt mixtures in bending creep test 7th International RILEM Symposium on Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials: Advanced testing and characterization of bituminous materials, Rhodes, Greece, 303-312.
[4.28] Muki R., Sternberg E. (1961). On Transient Thermal Stresses in Viscoelastic Materials with Temperature Dependent Properties. Journal of Applied Mechanics, 193 – 207.
[4.29] Humpreys J.S. & Martin C.J. (1963). Determination of Transient Thermal Stresses in a Slab with Temperature – Dependent Viscoelastic Properties. Transaction of the Society of Rheology, 7:155 – 170.
[4.30] Lee E.H., Rogers T.G. (1963). Solution of Viscoelastic Stress Analysis Problems Using Measured Creep and Relaxation Functions. Journal of Applied Mechanics, 127 -133.
[4.31] Monismith C.L., Secor G.A., Secor K.E. (1965). Temperature Induced Stresses and Deformations in Asphalt Concrete, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 34:248 – 285.
[4.32] AASHTO. (2006). PP 42-02 Standard Practice for Determination of Low – Temperature Performance Grade (PG) of Asphalt Binders. 26th Edition, AASHTO Provisional Standards.
[4.33] Marasteanu M., Buttler W., Bahia H., Wiliams C., Moon K. H., Teshale E. Z., Falchetto A. C., Turos M. (2012). Investigation of Low Temperature Cracking in Asphalt Pavements, National Pooled Fund Study – Phase II, Research

Project 2012-23. Department of Civil Engineering, University of Minnesota. http://www.lrrb.org/pdf/201223.pdf
[4.34] Tabatabaee H.A., Valasquez R. & Bahia H.U. (2012). Modelling Thermal Stress in Asphalt Mixtures Undergoing Glass Transition and Physical Hardening. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, 2296:106 – 114. doi:10.3141/2296-11
[4.35] Jones G. M., Darter M. I., Littlefield G., Thermal Expansion-Contraction of Asphaltic Concrete, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 37, 1968
[4.36] Marasteanu M. O. i wsp., Investigation of Low Temperature Cracking in Asphalt Pavements, National Pooled Fund Study 776, MN/RC 2007-43, October 2007
[4.37] Hopkins I. L., Hamming R.W., On Creep and Relaxation, Journal of Applied Physics, Vol 28, nr 8, 1957
[4.38] Judycki J., Analiza niektórych właściwości reologicznych drogowego betonu asfaltowego poddanego działaniu obciążeń statycznych, praca doktorska, Gdańsk, 1975
[4.39] Pszczoła M., Judycki J. (2009). Testing of low temperature behaviour of asphalt mixtures in bending creep test 7th International RILEM Symposium on Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials: Advanced testing and characterization of bituminous materials, Rhodes, Greece, 303-312.

5. Badania terenowe

5.1. Zakres badań terenowych

Badania terenowe posłużyły do oceny stanu technicznego nawierzchni drogowych na których zastosowano mieszanki AC WMS i porównaniu ich z nawierzchniami, na których zastosowano tradycyjne mieszanki AC. Szczególny nacisk w badaniach terenowych położono na ocenę spękań niskotemperaturowych nawierzchni, ponieważ zastosowanie twardych asfaltów w mieszankach AC WMS może istotnie wpływać na zwiększenie ryzyka powstania spękań niskotemperaturowych. Ocenie poddano również wpływ zastosowania mieszanek AC WMS na nośność i ugięcia nawierzchni w oparciu o badania FWD, oraz wykonano ocenę modułów sztywności warstw asfaltowych na podstawie obliczeń odwrotnych.

Badania terenowe były prowadzone przez trzy kolejne lata: 2012, 2013 i 2014. Ocena w latach 2012 i 2013 została przeprowadzona w celu weryfikacji i rozpoznania stanu technicznego odcinków na których zastosowano mieszanki AC WMS. Głównym celem badań terenowych prowadzonych w 2014 r. było sprawdzenie, czy nawierzchnie z zastosowanymi mieszankami AC WMS wykazują więcej spękań niskotemperaturowych niż nawierzchnie z konwencjonalnymi mieszankami AC. Wyznaczono również cele dodatkowe, którymi były: ocena występowania kolein na drogach z zastosowanymi mieszankami AC WMS oraz określenie i ocena modułów warstw asfaltowych na podstawie badań FWD na drogach z zastosowanymi mieszankami AC WMS.

Zakres badań terenowych i ich analizy były następujący:

1. Zebranie informacji o odcinkach z zastosowanymi mieszankami AC WMS na podstawie ankiet rozesłanych do największych zarządców dróg: Oddziałów Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, Zarządów Dróg Wojewódzkich i Zarządów Dróg w największych miastach Polski.
2. Na podstawie zebranych informacji wytypowano odcinki do oceny stanu technicznego. Odcinki dobierano w taki sposób, aby ich konstrukcja była w całości wykonana jako nowa (nie uwzględniano konstrukcji wzmacnianych) oraz aby podbudowa była wykonana z kruszywa. Spękania nawierzchni na wybranych odcinkach były zatem spękaniami niskotemperaturowymi, a nie spękaniami odbitymi od warstw niżej leżących.
3. Szczegółowa ocena wizualna stanu technicznego wybranych odcinków z mieszankami AC WMS. Ocena szczegółowa prowadzona była przez 2 kolejne lata 2012 i 2013 na wybranych odcinkach, a jej wynikiem jest dokładna inwentaryzacja spękań niskotemperaturowych, kolein oraz innych uszkodzeń nawierzchni.
4. Ogólna ocena terenowa spękań niskotemperaturowych na odcinkach z mieszankami AC WMS i na odcinkach porównawczych z konwencjonalnymi mieszankami AC przeprowadzona w 2014 r. Wynikiem oceny jest indeks

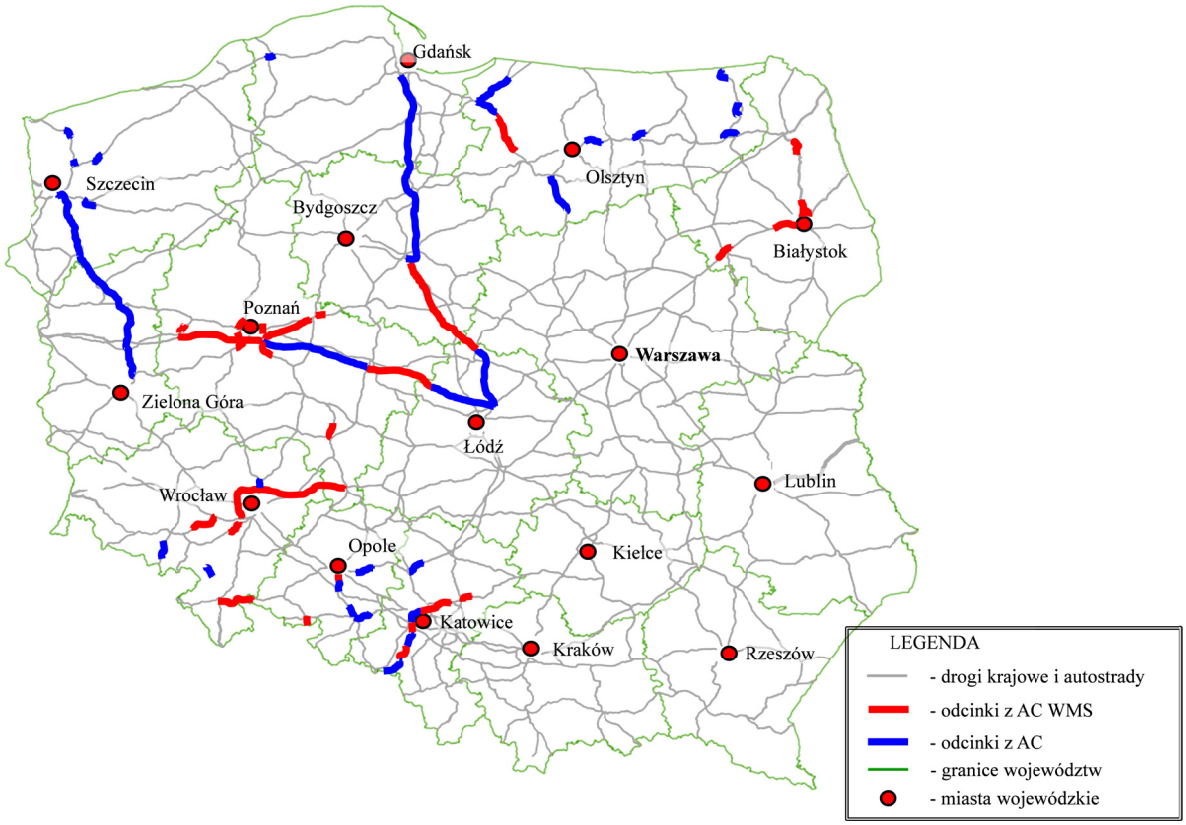
spękań na odcinku (bez szczegółowej inwentaryzacji tych spękań) oraz ogólna ocena stanu technicznego odcinków.
5. Analiza statystyczna wyników pomiarów terenowych. Stworzenie modelu statystycznego wpływu rodzaju podbudowy (AC lub AC WMS), wieku nawierzchni i jej lokalizacji na stan spękań nawierzchni. Interpretacja wyników otrzymanych z modelu statystycznego oraz wyciągnięcie odpowiednich wniosków.
6. Analiza obliczeniowa wyników pomiarów ugięć FWD, przeprowadzonych na trzech wybranych nawierzchniach, na których zastosowano mieszanki AC WMS. Określenie modułów sztywności tych warstw na podstawie obliczeń odwrotnych.
7. Analiza współpracy nawierzchni w obrębie spękań przeprowadzona na dwóch wybranych odcinkach dróg, na których zastosowano mieszankę AC WMS.

5.2. Informacje o odcinkach dróg wytypowanych do badań terenowych

Ze względu na dużą liczbę odcinków z zastosowaną mieszanką AC WMS do badań terenowych wybrano tylko niektóre z nich. Kryteriami wyboru odcinków były:
1. Zróżnicowana lokalizacja i klimat (strefy chłodniejsze i cieplejsze na terenie Polski),
2. Zróżnicowany wiek nawierzchni (odcinki w wieku od 1 do 12 lat).

Ponadto wybrane odcinki były zróżnicowane pod względem obciążenia ruchem (od KR3 do KR6) oraz pod względem geometrii poziomej i pionowej. Na niektórych odcinkach występowały znaczne pochylenia podłużne niwelety drogi. Zróżnicowana była również liczba i szerokość pasów ruchu. Przekrój poprzeczny niektórych z odcinków przebiegał w krawężnikach.

Ocena terenowa odcinków z zastosowaniem AC WMS była prowadzona przez trzy kolejne lata 2012, 2013 i 2014. Ocenie poddano łącznie 80 odcinków dróg, w tym 33 odcinki z zastosowanymi mieszankami AC WMS i 47 odcinków porównawczych, na których zastosowano konwencjonalne mieszanki AC. Wykaz wszystkich odcinków badanych w 2013 zestawiono w tablicy 5.1 (odcinki z zastosowaniem betonu AC WMS) oraz w tablicy 5.2 (odcinki porównawcze). Na rysunku 5.1 przedstawiono lokalizację obserwowanych odcinków z AC WMS.



Rysunek 5.1. Mapa z zaznaczoną lokalizacją odcinków dróg na których została przeprowadzona ocena wizualna

Tablica 5.1. Wykaz odcinków dróg poddanych ocenie wizualnej w 2014 r., na których zastosowano mieszanki AC WMS

Nr	Droga	Kilometraż	Długość odcinka [km]	Odcinek	Woje-wództwo	Rok wykonania	Przekrój drogi	Obciążenie ruchem wg projektu	Głębokość przemarzania gruntu h_z [m]
1	A8	0+000 28+368	28,400	Autostradowa Obwodnica Wrocławia	DŚ	2011	2x3 / 2x2	KR5/KR6	0,8
2	S8	0+500 22+593	22,093	Pawłowice - Dąbrowa	DŚ	2012	2x2	KR5/KR6	0,8
3	S8	29+800 54+910	25,110	Cieśle - Syców	DŚ	2012	2x2	KR5/KR6	0,8
4	DK 5	370+700 389+407	18,710	Kostomłoty - Strzegom	DŚ	2010	1x2	KR5/KR6	0,8
5	DK 35	79+850 85+000	5,150	Obwodnica Tyńca Małego	DŚ	2011	2x2	KR5/KR6	0,8
6	DK 46	1+705 7+810	6,110	Kłodzko - Podzamek	DŚ	2011	1x2	KR5/KR6	0,8
7	DK 46	7+810 20+894	13,080	Podzamek - Granica województwa	DŚ	2010	1x2	KR5/KR6	0,8
8	DK 41	29+520 33+270	3,750	Prudnik - Granica państwa	OP	2011	1x2	KR4	1,0
9	DK 45	89+650 94+100	4,450	Boguszyce - Winów	OP	2011	1x2	KR4	1,0
10	S 8	614+850 639+365	24,500	Jeżewo - Białystok	PL	2012	2x2	KR6	1,2
11	S 8	575+550 586+620	11,070	Obwodnica Zambrowa	PL	2012	2x2	KR6	1,2
12	DK 8	717+982 723+236	5,250	Sztabin - Kolnica	PL	2005	1x2	KR6	1,2
13	DK 8	648+117 654+548	6,430	Białystok - Katrynka	PL	2009	1x2 / 2x2	KR6	1,2
14	DK 19	0+000 5+000	5,000	Obwodnica Wasilkowa	PL	2011	2x2	KR6	1,2

Tablica 5.1.c.d. Wykaz odcinków dróg poddanych ocenie wizualnej w 2014 r., na których zastosowano mieszanki AC WMS

Nr	Droga	Kilometraż	Długość odcinka [km]	Odcinek	Woje-wództwo	Rok wykonania	Przekrój drogi	Obciążenie ruchem wg projektu	Głębokość przemarzania gruntu h_z [m]
15	A 2	206+800 215+872	13,300	Komorniki - Krzesiny	WP	2003	2x2	KR6	0,8
16	A 2	107+900 158+300	50,400	Komorniki - Nowy Tomyśl	WP	2009	2x2	KR6	0,8
17	A 2	257+560 303+145	45,580	Konin - Koło - Dąbie	WP	2005	2x2	KR6	1,0
18	S 5	0+000 34+615	34,640	Wschodnia Obwodnica Poznania	WP	2012	2x2	KR6	0,8
19	S 11	0+000 21+940	21,940	Zachodnia Obwodnica Poznania	WP	2012	2x2	KR6	0,8
20	S 11	288+720 297+825	9,100	Poznań - Kurnik	WP	2006/2009	2x2	KR6	0,8
21	DK 5	195+100 197+800	2,700	Obwodnica Poznania	WP	2003	1x2	KR6	0,8
22	DK 15	0+000 6+260	6,260	Obwodnica Gniezna	WP	2005	1x2	KR5	0,8
23	DW 196	4+100 7+200	3,100	Koziegłowy - Czerwonak	WP	2003	1x2	KR4	0,8
24	DK92	119+390 120+400	1,010	Grońsko	WP	2002	1x2	KR5	0,8
25	A1	d 0+000 d14+500	14,500	Pyrzowice - Piekary Śląskie	ŚL	2009	2x2	KR6	1,0
26	A1	b 0+000 b6+030	6,030	Sośnica-Maciejów	ŚL	2011	2x2	KR6	1,0
27	A1	a 15+500 a29+612	14,112	Bełk - Świerklany	ŚL	2009	2x2	KR6	1,0
28	S1	0+300 2+158	1,858	węzeł Pyrzowice - węzeł Lotnisko	ŚL	2004/2007	2x2	KR6	1,0
29	DK78	0+000 5+700	5,700	Obwodnica Siewierza	ŚL	2010	2x2	KR6	1,0
30	A1	151+300 186+366	35,060	Czerniweice - Brzezie	KP	2014	2x2	KR6	1,0
31	A1	186+348 215+850	29,500	Brzezie - Kowal	KP	2014	2x2	KR6	1,0
32	A1	215+850 245+800	29,500	Kowal - Sójki	KP	2012	2x2	KR6	1,0
33	S7	97+866 - 134+903	36,,5	Pasłęk - Miłomłyn	WM	2012	2x2	KR6	1,0

Objaśnienie skrótów nazw województw: DŚ –Dolnośląskie, KP –Kujawsko-Pomorskie, PL – Podlaskie, WP – Wielkopolskie, ŚL – Śląskie, OP – Opolskie, WM – Warmińsko-Mazurskie, LB – Lubuskie, ZP – Zachodniopomorskie, ŁD – Łódzkie, PM - Pomorskie

Tablica 5.2. Wykaz odcinków dróg poddanych ocenie wizualnej w 2014 r., na których zastosowano mieszanki AC

Nr	Droga	km	Długość odcinka [km]	Odcinek	Województwo	Rok wykonania	Przekrój drogi	Obciążenie ruchem wg projektu	Głębokość przemarzania gruntu h_z [m]
1	DW 381	0+700 - 3+760	3,060	Obwodnica Nowej Rudy	DŚ	2008	2x2	KR4	1,0
2	DK5	0+000 - 3+301	3,300	Obwodnica Kamiennej Góry	DŚ	2005	1x2	KR3	1,0
3	DK5	340+485 352+927	7,500	Wrocław-Trzebnica	DŚ	2011	1x2	KR5	0,8
4	DK 46	110+867 - 116+100	5,230	Dębska Kuźnia - Schodnia	OP	2010	1x2	KR5	1,0
5	DK 45	82+814 - 86+663	3,850	Dąbrówka - Boguszyce	OP	2011	1x2	KR5	1,0
6	DK 45	86+887 - 89+650	2,760	Dąbrówka - Boguszyce	OP	2011	1x2	KR5	1,0
7	DK45	57-748 60+853	3,100	Poboroszów	OP	2007	1x2	KR4	1,0
8	DK40	1+000 2+460	1,460	Kędzierzyn Koźle	OP	2008	1x2	KR5	1,0
9	DK40	2+460 5+933	3,470	Kędzierzyn Koźle	OP	2008	1x2	KR5	1,0
10	DK46	0+000 - 5+620	5,620	Obwodnica Lublińca	ŚL	2009	1x2	KR6	1,0
11	A1	c 0+000 – c 20+300	20,300	Piekary Śląskie - Maciejów	ŚL	2009-2012	2x2	KR6	1,0
12	A1	a 0+000 – a 15+500	15,500	Sośnica-Bełk	ŚL	2007-2009	2x2	KR6	1,0
13	A1	a 29+612 – a 49+212	19,600	Świerklany-Gorzyczki	ŚL	2012	2x2	KR6	1,0
14	DK66	0+000 16+600	16,600	Zambrów-Osipy	PL	2008	1x2	b/d	1,2
15	DK16	162+100 - 180+500	18,400	Barczewo - Kromerowo - Biskupiec	WM	2010	1x2	KR5	1,0
16	DK65	0+000 - 5+600	5,600	Obwodnica Gołdapi	WM	2010	2+1	KR4	1,4
17	DK65	0+000 - 7+600	7,600	Obwodnica Olecka	WM	2013	2+1	KR4	1,4
18	DK16	0+000 - 4+800	4,800	Obwodnica Ełku	WM	2012	1x2	KR6	1,4
19	DK59	0+000 - 6+500	6,500	Obwodnica Mrągowa	WM	2011	2+1	KR5	1,2
20	S22	387+531 - 439+429	50,600	Elbląg - Braniewo	WM	2008	1x2	KR3	1,0
21	S7	83+040 - 97+867	13,700	Elbląg - Pasłęk	WM	2011	2x2	KR6	1,0
22	S7	175+800 - 203+600	31,300	Olsztynek - Nidzica	WM	2012	2x2	KR6	1,0
23	S3	0+000 - 9+500	9,500	Zachodnia obwodnica Gorzowa, w. Gorzów Północ - Gorzów-Południe	LB	2007	1x2	KR6	0,8
24	S3	0+500 - 18+040	17,460	Gorzów Wlk. - Międzyrzecze Pn	LB	2014	2x2	KR6	0,8
25	S3	0+000 - 17+000	17,000	Międzyrzecz Południe - Sulechów odcinek 1	LB	2013	2x2	KR6	0,8
26	S3	17+000 - 24+500	7,500	Międzyrzecz Południe - Sulechów odcinek 2	LB	2013	2x2	KR6	0,8
27	S3	24+500 - 42+954	18,500	Międzyrzecz Południe - Sulechów odcinek 3 i 4	LB	2013	2x2	KR6	0,8
28	S3	0+000 - 28+200	28,200	Klucz - Pyrzyce	ZP	2010	2x2	KR6	0,8
29	S3	28+200 - 54+900	26,700	Pyrzyce - Myślibórz	ZP	2010	2x2	KR6	0,8
30	S3	54+900 - 81+600	26,700	Myślibórz - Gorzów	ZP	2010	2x2	KR6	0,8
31	S3	61+600 - 66+400	4,800	Obwodnica Miękowa	ZP	2012	2x2	KR5	0,8
32	S10	8+800 21+400	13,500	Obwodnica Stargardu Szczecińskiego	ZP	2009	2x2	KR6	0,8

Tablica 5.2. c.d. Wykaz odcinków dróg poddanych ocenie wizualnej w 2014 r., na których zastosowano mieszanki AC

Nr	Droga	km	Długość odcinka [km]	Odcinek	Województwo	Rok wykonania	Przekrój drogi	Obciążenie ruchem wg projektu	Głębokość przemarzania gruntu h_z [m]
33	S6	0+000 - 9+400	9,400	Obwodnica Nowogardu	ZP	2012	2x2	KR6	0,8
34	S3	0+000 - 6+100	6,100	Obwodnica Troszyna, Parłówka i Ostromic	ZP	2011	2x2	KR6	0,8
35	A6	14+200 - 21+900	7,700	Klucz - Kijewo	ZP	2007	2x2	KR6	0,8
36	A1	87+800 - 139+500	51,700	Nowe Marzy - Toruń	KP	2011	2x2	KR6	1,0
37	S10	264+700 276+700	12,000	od węzła z A1 do węzła z DK15	KP	2010	1x2	KR6	1,0
38	A1	0+000 - 24+300	24,300	Rusocin - Swarożyn	PM	2007	2x2	KR6	1,0
39	A1	24+300 - 87+800	63,500	Swarożyn - Nowe Marzy	PM	2008	2x2	KR6	1,0
40	S6	0+000 - 16+300	16,300	Obwodnica Słupska	PM	2010	2x2	KR6	1,0
41	A1	245+800 261+000	15,200	Sójki - Kotlińska	ŁD	2012	2x2	KR6	1,0
42	A1	261+000 - 270+000	9,000	Kotlińska - Piątek	ŁD	2012	2x2	KR6	1,0
43	A1	270+000 - 291+000	21,000	Piątek - Stryków	ŁD	2006	2x2	KR6	1,0
44	A2	343+500 - 362+300	18,800	Stryków - Emilia	ŁD	2006	2x2	KR6	1,0
45	A2	301+372 - 343+500	40,400	Emilia - Dąbie	ŁD	2006	2x2	KR6	1,0
46	A2	253+372 - 301+372	48,000	Września - Modła (Konin)	WP	2002 (1985)	2x2	KR6	0,8
47	A2	215+872 - 253,372	37,500	Krześiny - Września	WP	2003	2x2	KR6	0,8

Objaśnienie skrótów nazw województw: DŚ –Dolnośląskie, KP –Kujawsko-Pomorskie, PL – Podlaskie, WP – Wielkopolskie, ŚL – Śląskie, OP – Opolskie, WM – Warmińsko-Mazurskie, LB – Lubuskie, ZP – Zachodniopomorskie, ŁD – Łódzkie, PM - Pomorskie

5.3. Wizualna ocena stanu technicznego dróg z zastosowanymi mieszankami AC WMS i z konwencjonalnymi mieszankami AC

5.3.1. Metodyka oceny wizualnej

Metodologię oceny stanu technicznego nawierzchni ustalono po wcześniejszym przeprowadzeniu studiów literatury, w której rozpoznano systemy oceny wizualnej wykorzystywane w Polsce (SOSN) [5.8], USA (SHRP) [5.5], RPA [5.6] i Norwegii [5.7]. Na podstawie studiów literatury można stwierdzić, że rodzaje uszkodzeń nawierzchni w każdej z analizowanych metod są podobne, natomiast sposób określania stopnia szkodliwości danego uszkodzenia może się różnić.

W metodzie oceny wizualnej prowadzonej w ramach niniejszej pracy rozpatrywano następujące rodzaje uszkodzeń nawierzchni:

- spękania poprzeczne i podłużne,
- spękania siatkowe,
- rozwarte szwy robocze poprzeczne i podłużne,
- łaty,
- wyboje,
- uszkodzenia powierzchniowe,
- koleiny,

- deformacje,
- stan lepiszcza nawierzchni.

Podczas inwentaryzacji uszkodzeń oceniano również ich stopień szkodliwości, według trzech klas:

- niski,
- średni,
- wysoki.

Wykorzystano dwie techniki oceny wizualnej, które można sklasyfikować w następujący sposób:

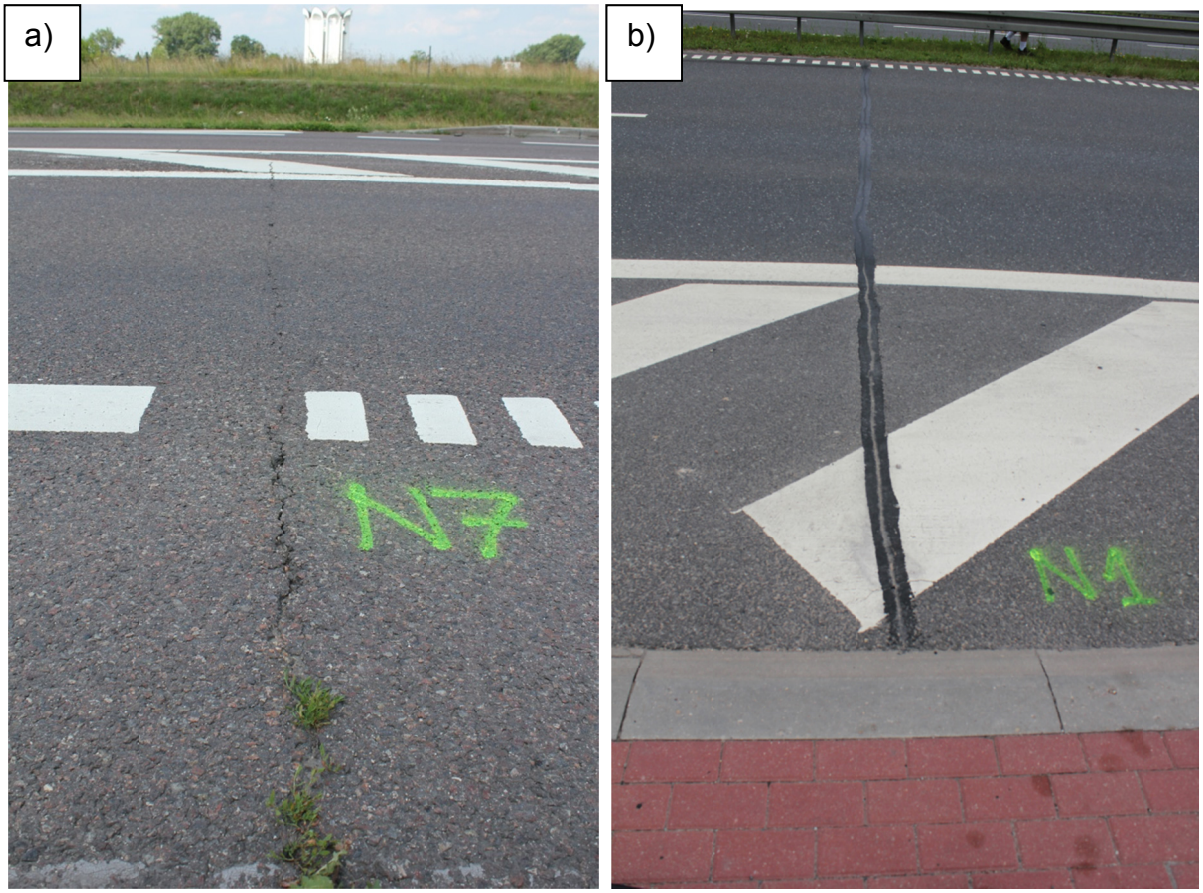
a) **Technika ogólna** - polega na ocenie stanu nawierzchni z jadącego z niewielką prędkością samochodu. W czasie jazdy zliczane są spękania poprzeczne i podłużne, łaty i wyboje, oraz zaznaczona jest długość odcinków wyraźnie zdeformowanych. Jednocześnie podczas oceny cały odcinek jest rejestrowany kamerą cyfrową. Ocenie nie jest poddawana szkodliwość uszkodzeń. Technika ogólna umożliwia zliczenie uszkodzeń i daje jednocześnie ogólny obraz stanu technicznego odcinka. Jej wadą jest brak dokładnej informacji o lokalizacji uszkodzeń i ich szkodliwości. Zaletą tej techniki jest duże przyspieszenie pomiaru, dzięki czemu możliwe jest ocenienie większej liczby odcinków drogi w krótszym czasie.
b) **Technika precyzyjna** - polega na wnikliwym ocenieniu stanu technicznego nawierzchni. Lokalizowane i oceniane są wszystkie uszkodzenia, zaznaczany jest kształt uszkodzenia oraz jego cechy jak np. szkodliwość, długość i szerokość, głębokość koleiny itp. Technika ta daje bardzo dokładny wynik oceny, jej wadą jest duża czasochłonność.

Pomiary techniką ogólną zostały przeprowadzone na wszystkich rozpatrywanych odcinkach dróg z mieszankami AC WMS i AC. Technika precyzyjna została wykorzystana do oceny wybranych odcinków z AC WMS podczas badań terenowych prowadzonych w latach 2012 i 2013.

Podczas oceny terenowej w latach 2012 i 2013 badano odcinki na całej ich długości. W ocenie przeprowadzonej w roku 2014 zmieniono metodykę badań i losowano po trzy kilometry na długości każdego z rozpatrywanych odcinków. Dzięki temu usprawniono badania i możliwe było zebranie próby z większej liczby dróg. Zwiększenie próby pomiarowej było niezbędne do wykonania modelu statystycznego, na podstawie którego analizowano wpływ rodzaju wbudowanej mieszanki mineralno-asfaltowej (AC lub AC WMS) na liczbę powstających spękań niskotemperaturowych.

Ponieważ głównym celem badań była ocena wpływu zastosowanego typu mieszanek AC WMS lub AC na spękania niskotemperaturowe podczas oceny terenowej szczególną uwagę poświęcono na prawidłowe rozpoznanie spękań niskotemperaturowych. Przykłady spękań niskotemperaturowych przedstawiono na rysunku 5.2. Jako spękania niskotemperaturowe traktowano wszystkie spękania poprzeczne. Nie wliczano spoin technologicznych. Dobór odcinków przeprowadzono

w taki sposób, aby wykluczyć spękania odbite od warstw niżej leżących. Wybrano nawierzchnie wykonane w całości jako nowe lub przebudowywane na całej grubości, odrzucono nawierzchnie wzmacniane. Wszystkie nawierzchnie są o konstrukcji podatnej, nie występuje na nich ryzyko powstania spękań odbitych od podbudowy związanej cementem.



Rysunek. 5.2. Przykład spękania poprzecznego, niskotemperaturowego a) spękanie nieuszczelnione b) spękanie uszczelnione

5.3.2. Wyniki przeprowadzonej oceny wizualnej

5.3.2.1. Liczba spękań niskotemperaturowych na odcinkach z mieszankami AC WMS i AC według obserwacji z 2014 roku

W tablicach 5.3 oraz 5.4 przedstawiono wyniki badań terenowych dotyczące liczby spękań niskotemperaturowych przeprowadzone w 2014 r. Wyniki podano jako średni indeks spękań IS, który obliczono zgodnie ze wzorem:

$$IS = \frac{N_{p,1}+0{,}5N_{n,1}+N_{p,2}+0{,}5N_{n,2}+N_{p,3}+0{,}5N_{n,3}}{3} \text{ [spękań/km]} \qquad (5.1)$$

gdzie:
$N_{p,1}$ $N_{p,2,}$ $N_{p,3}$ – liczba spękań poprzecznych na całą szerokość jezdni odpowiednio na 1, 2 i 3 wylosowanym kilometrze drogi,

$N_{n,1}$ $N_{n,2,}$ $N_{n,3}$ – liczba spękań poprzecznych na niepełną szerokość jezdni odpowiednio na 1, 2 i 3 wylosowanym kilometrze drogi,
W przypadkach, gdy całkowita długość odcinka była mniejsza niż trzy kilometry indeks spękań obliczano jako iloraz łącznej liczby spękań na całym odcinku i całkowitej długości odcinka.

Tablica 5.3. Zestawienie indeksu spękań poprzecznych na odcinkach dróg z mieszankami AC WMS według badań z 2014 roku

Nr	Droga	Odcinek	Województwo	Długość odcinka	IS* [spękań/km]
1	A8	Autostradowa Obwodnica Wrocławia	Dolnośląskie	28,400	0,33
2	S8	Pawłowice - Dąbrowa	Dolnośląskie	22,093	1,00
3	S8	Cieśle - Syców	Dolnośląskie	25,110	0,50
4	DK5	Kostomłoty - Strzegom	Dolnośląskie	18,710	0,00
5	DK35	Obwodnica Tyńca Małego	Dolnośląskie	5,150	0,00
6	DK46	Kłodzko - Podzamek	Dolnośląskie	6,110	0,00
7	DK46	Podzamek - Granica województwa	Dolnośląskie	13,080	1,67
8	DK41	Prudnik - Granica państwa	Opolskie	3,750	0,33
9	DK45	Boguszyce - Winów	Opolskie	4,450	2,00
10	S8	Jeżewo - Białystok	Podlaskie	24,500	3,50
11	S8	Obwodnica Zambrowa	Podlaskie	11,070	1,50
12	DK8	Sztabin - Kolnica	Podlaskie	5,250	5,00
13	DK8	Białystok - Katrynka	Podlaskie	6,430	8,67
14	DK19	Obwodnica Wasilkowa	Podlaskie	5,000	1,33
15	A2	Komorniki - Krzesiny	Wielkopolskie	13,300	1,00
16	A2	Komorniki - Nowy Tomyśl	Wielkopolskie	50,400	1,33
17	A2	Konin - Koło - Dąbie	Wielkopolskie	45,580	0,00
18	S5	Wschodnia Obwodnica Poznania	Wielkopolskie	34,640	0,17
19	S11	Zachodnia Obwodnica Poznania	Wielkopolskie	21,940	0,33
20	S11	Poznań - Kurnik	Wielkopolskie	9,100	0,00
21	DK5	Obwodnica Poznania	Wielkopolskie	2,700	2,41
22	DK15	Obwodnica Gniezna	Wielkopolskie	6,260	1,67
23	DW196	Koziegłowy - Czerwonak	Wielkopolskie	3,100	7,10
24	DK92	Grońsko	Wielkopolskie	1,010	3,47
25	A1	Pyrzowice - Piekary Śląskie	Śląskie	14,500	0,17
26	A1	Sośnica-Maciejów	Śląskie	6,030	0,00
27	A1	Bełk - Świerklany	Śląskie	14,112	0,17
28	S1	węzeł Pyrzowice - węzeł Lotnisko	Śląskie	1,858	0,00
29	DK78	Obwodnica Siewierza	Śląskie	5,700	0,00
30	A1	Czerniweice - Brzezie	Kujawsko-Pomorskie	35,060	0,00
31	A1	Brzezie - Kowal	Kujawsko-Pomorskie	29,500	0,00
32	A1	Kowal - Sójki	Kujawsko-Pomorskie	29,500	0,17
33	S7	Pasłęk - Miłomłyn	Warmińsko-Mazurskie	36,,500	1,33

* - IS obliczono na podstawie oceny wylosowanych 3 kilometrów na odcinku

Tablica 5.4. Zestawienie indeksu spękań poprzecznych na odcinkach dróg ze konwencjonalnymi mieszankami AC według badań z 2014 roku

Nr	Droga	Województwo	Długość odcinka	Odcinek	IS* [spękań/km]
1	DW 381	Obwodnica Nowej Rudy	Dolnośląskie	3,060	7,00
2	DK5	Obwodnica Kamiennej Góry	Dolnośląskie	3,300	3,33
3	DK5	Wrocław-Trzebnica	Dolnośląskie	7,50	0,00
4	DK 46	Dębska Kuźnia - Schodnia	Opolskie	5,230	0,00
5	DK 45	Dąbrówka - Boguszyce	Opolskie	3,850	0,00
6	DK 45	Dąbrówka - Boguszyce	Opolskie	2,760	0,00
7	DK45	Poboroszów	Opolskie	3,100	0,33
8	DK40	Kędzierzyn Koźle	Opolskie	1,460	0,00
9	DK40	Kędzierzyn Koźle	Opolskie	3,470	0,67
10	DK46	Obwodnica Lublińca	Śląskie	5,620	0,67
11	A1	Piekary Śląskie - Maciejów	Śląskie	20,300	0,67
12	A1	Sośnica-Bełk	Śląskie	15,500	0,83
13	A1	Świerklany-Gorzyczki	Śląskie	19,600	0,00
14	DK66	Zambrów-Osipy	Podlaskie	16,600	3,33
15	DK16	Barczewo - Kromerowo - Biskupiec	Warmińsko-Mazurskie	18,400	2,67
16	DK65	Obwodnica Gołdapi	Warmińsko-Mazurskie	5,600	1,33
17	DK65	Obwodnica Olecka	Warmińsko-Mazurskie	7,600	0,00
18	DK16/65	Obwodnica Ełku	Warmińsko-Mazurskie	4,800	0,00
19	Dk59	Obwodnica Mrągowa	Warmińsko-Mazurskie	6,500	0,00
20	S22	Elbląg - Braniewo	Warmińsko-Mazurskie	50,600	1,50
21	S7	Elbląg - Pasłęk	Warmińsko-Mazurskie	13,700	1,33
22	S7	Olsztynek - Nidzica	Warmińsko-Mazurskie	31,300	0,00
23	S3	Zachodnia obwodnica Gorzowa, w. Gorzów Północ - Gorzów-Południe	Lubuskie	9,500	0,00
24	S3	Gorzów Wlk. - Międzyrzecze Pn	Lubuskie	17,460	0,00
25	S3	Międzyrzecz Południe - Sulechów odcinek 1	Lubuskie	17,000	1,00
26	S3	Międzyrzecz Południe - Sulechów odcinek 2	Lubuskie	7,500	0,00
27	S3	Międzyrzecz Południe - Sulechów odcinek 3 i 4	Lubuskie	18,500	0,00
28	S3	Klucz - Pyrzyce	Zachodniopomorskie	28,200	0,00
29	S3	Pyrzyce - Myślibórz	Zachodniopomorskie	26,700	0,00
30	S3	Myślibórz - Gorzów	Zachodniopomorskie	26,700	0,00
31	S3	Obwodnica Miękowa	Zachodniopomorskie	4,800	0,00
32	S10	Obwodnica Starogardu Szczecińskiego	Zachodniopomorskie	13,500	0,33
33	S6	Obwodnica Nowogardu	Zachodniopomorskie	9,400	0,00
34	S3	Obwodnica Troszyna, Parłówka i Ostromic	Zachodniopomorskie	6,100	0,00
35	A6	Klucz - Kijewo	Zachodniopomorskie	7,700	7,83

Tablica 5.4. c.d. Zestawienie indeksu spękań poprzecznych na odcinkach dróg ze konwencjonalnymi mieszankami AC według badań z 2014 roku

Nr	Droga	Województwo	Długość odcinka	Odcinek	IS* [spękań/km]
36	A1	Nowe Marzy - Toruń	Kujawsko-Pomorskie	51,700	0,00
37	S10	od w. z A1 do węzła z DK15	Kujawsko-Pomorskie	12,000	0,67
38	A1	Rusocin - Swarożyn	Pomorskie	24,300	1,67
39	A1	Swarożyn - Nowe Marzy	Pomorskie	63,500	1,17
40	S6	Obwodnica Słupska	Pomorskie	16,300	0,33
41	A1	Sójki - Kotlińska	Łódzkie	15,200	0,67
42	A1	Kotlińska - Piątek	Łódzkie	9,000	0,00
43	A1	Piątek - Stryków	Łódzkie	21,000	0,00
44	A2	Stryków - Emilia	Łódzkie	18,800	6,33
45	A2	Emilia - Dąbie	Łódzkie	40,400	0,50
46	A2	Września - Modła (Konin)	Wielkopolskie	48,000	2,67
47	A2	Krzesiny - Września	Wielkopolskie	37,500	1,17

* - IS obliczono na podstawie oceny wylosowanych 3 kilometrów na odcinku

Spękania niskotemperaturowe zaobserwowano zarówno na odcinkach z AC WMS jak i na odcinkach z konwencjonalnym AC. Indeks spękań zarówno na odcinkach z AC WMS jak i z konwencjonalnym AC nie jest duży i wynosi maksymalnie $IS_{max}^{WMS} = 8{,}67\ [spękań/km]$ w przypadku drogi DK8 Białystok-Katrynka, na której zastosowano mieszankę AC WMS. Na części odcinków nie stwierdzono spękań niskotemperaturowych. Procent odcinków niespękanych jest wyższy w przypadku nawierzchni z konwencjonalnym AC i wynosi 49% (23 spośród 47 badanych odcinków), podczas gdy procent odcinków niespękanych na nawierzchniach z betonem asfaltowym AC WMS wynosi 30% (10 spośród 33 badanych odcinków).

Średni indeks spękań na odcinkach z AC WMS obliczono w dwóch wariantach:

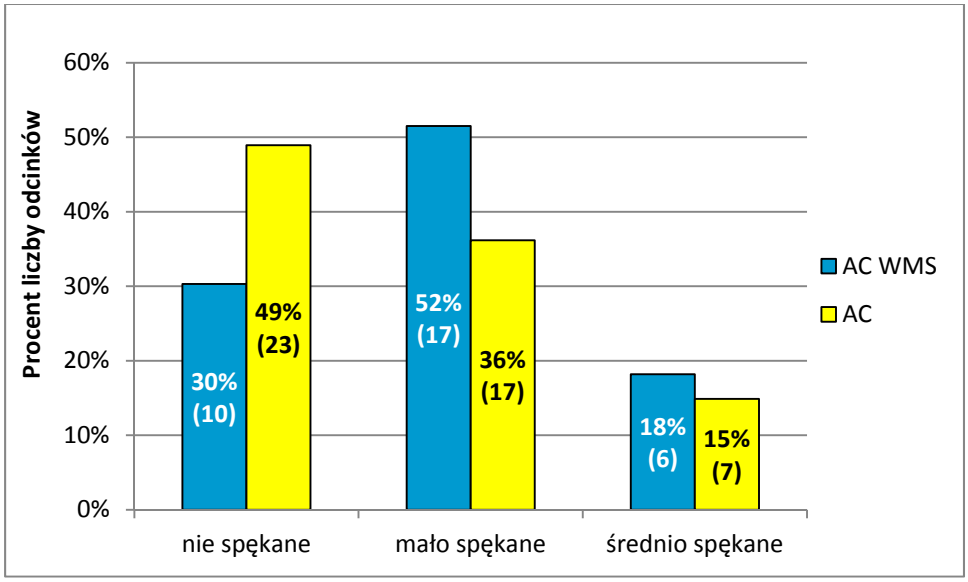
1) Przy uwzględnieniu liczby odcinków niespękanych (z IS=0) do obliczenia średniej, otrzymano $IS_{średni}^{WMS} = 1{,}35\ [spękań/km]$ w przypadku mieszanek z AC WMS i $IS_{średni}^{AC} = 1{,}02\ [spękań/km]$ w przypadku mieszanek konwencjonalnych AC.
2) Przy odrzuceniu liczby odcinków niespękanych (z IS=0) z obliczeń średniej, otrzymano $IS_{średni}^{WMS} = 1{,}99\ [spękań/km]$ w przypadku mieszanek z AC WMS i $IS_{średni}^{AC} = 1{,}97\ [spękań/km]$ w przypadku mieszanek konwencjonalnych AC.

Na podstawie obliczonego średniego indeksu spękań można powiedzieć, że jeżeli odcinki z AC WMS i AC są spękane to średnia częstotliwość spękań na nich jest podobna i wynosi 2 spękania/km. Niemniej do oceny wpływu typu mieszanki na liczbę spękań niskotemperaturowych nie można opierać się wyłącznie na średnim indeksie spękań ponieważ w obrębie danej grupy nawierzchni (z mieszankami AC WMS lub z mieszankami konwencjonalnymi AC) mogą występować odcinki o różnej intensywności spękań. Ocena wpływu rodzaju mieszanki na stan spękań nawierzchni została przedstawiona w dalszej części opracowania.

Do dalszej analizy wprowadzono klasyfikację odcinków ze względu na indeks spękań niskotemperaturowych. Gdyby zastosować ocenę spękań odcinków podaną w Katalogu Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, to wszystkie odcinki byłyby sklasyfikowane jako niespękane, dlatego aby zróżnicować ocenę odcinków wprowadzono nowy podział, który przedstawia się następująco:

- Odcinki niespękane, na których IS=0 spękań/km.
- Odcinki mało spękane, na których 0<IS≤2 spękań/km.
- Odcinki średnio spękane, na których 2<IS≤10 spękań/km.
- Odcinki mocno spękane o IS>10 spękań/km (nie wystąpiły).

Zgodnie z przyjętym podziałem odcinków wyznaczono łączną liczbę odcinków w każdej z kategorii stanu spękań. Wyniki przedstawiono na rysunku 5.3., na którym zaznaczono procent liczby odcinków w danej grupie spękań. Z rysunku 5.3 można odczytać, że procentowy udział odcinków niespękanych w grupie nawierzchni z mieszankami AC WMS jest mniejszy niż w grupie nawierzchni ze konwencjonalnymi mieszankami AC. Dane przedstawione na rysunku 5.3 wskazują, że rodzaj zastosowanej mieszanki (AC lub AC WMS) wpływa na stan spękań nawierzchni.



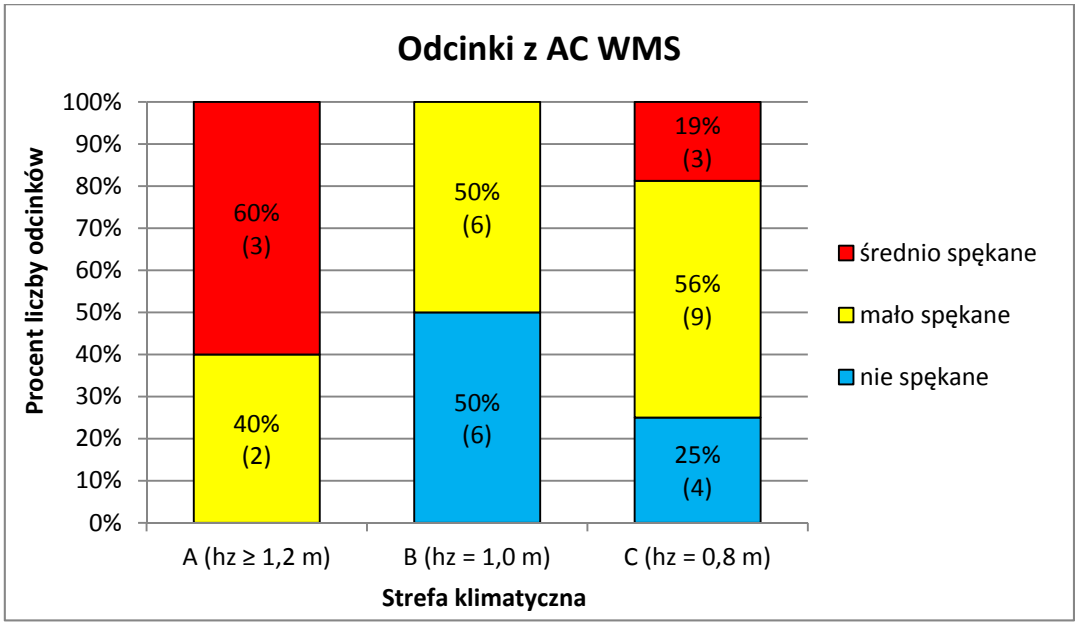
Rysunek 5.3. Procent liczby odcinków o różnym stopniu spękań (odcinki mocno spękane nie wystąpiły)

5.3.2.2. Wpływ lokalizacji drogi i wieku nawierzchni na liczbę spękań niskotemperaturowych według badań z 2014 roku

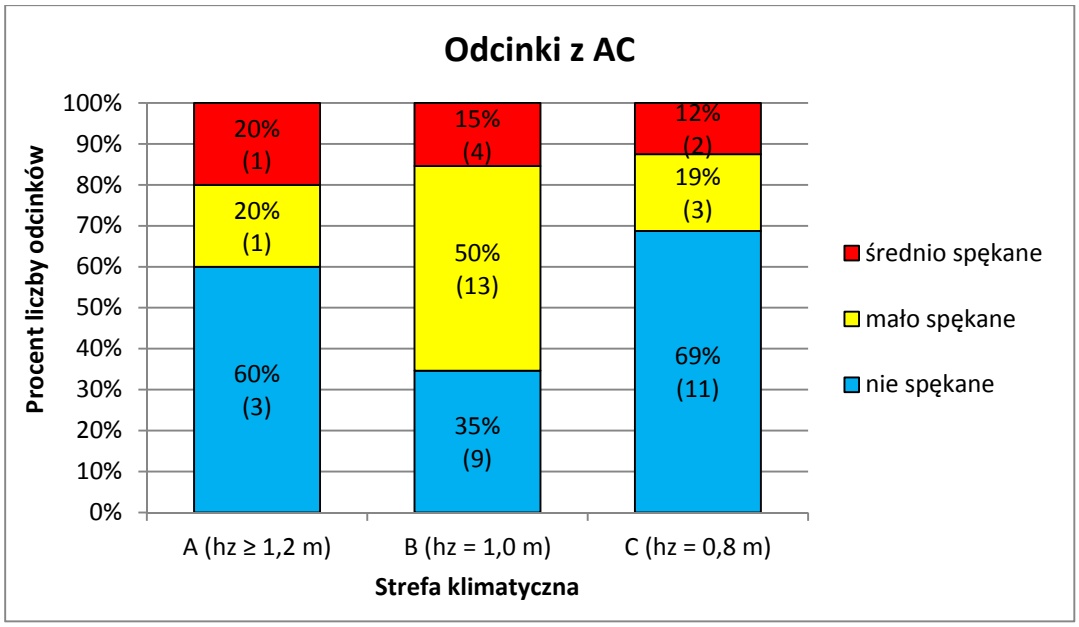
Zbadane odcinki dróg są zlokalizowane w różnych częściach kraju i znajdują się na obszarach zróżnicowanych pod względem klimatu. Zdecydowano, że odcinki zostaną podzielone ze względu na lokalizację. Kryterium podziału była głębokość przemarzania gruntu w danej lokalizacji drogi, określona zgodnie z normą PN-81/B-03020. Przyjęto następują strefy klimatyczne Polski:

- strefa A – obszary o głębokości przemarzania gruntu h_z=1,2 m i h_z=1,4 m,
- strefa B – obszary o głębokości przemarzania gruntu h_z=1,0 m,
- strefa C – obszary o głębokości przemarzania gruntu h_z=0,8 m.

Udział procentowy odcinków w grupach o różnym stopniu spękań w poszczególnych strefach klimatycznych kraju przedstawiono na rysunku 5.4 dla nawierzchni z zastosowanymi mieszankami AC WMS oraz na rysunku 5.5 dla nawierzchni ze konwencjonalnymi mieszankami AC.



Rysunek 5.4. Procentowy rozkład liczby odcinków o różnym stopniu spękań w poszczególnych strefach klimatycznych kraju, nawierzchnie z mieszanką AC WMS, w nawiasach podano łączną liczbę odcinków



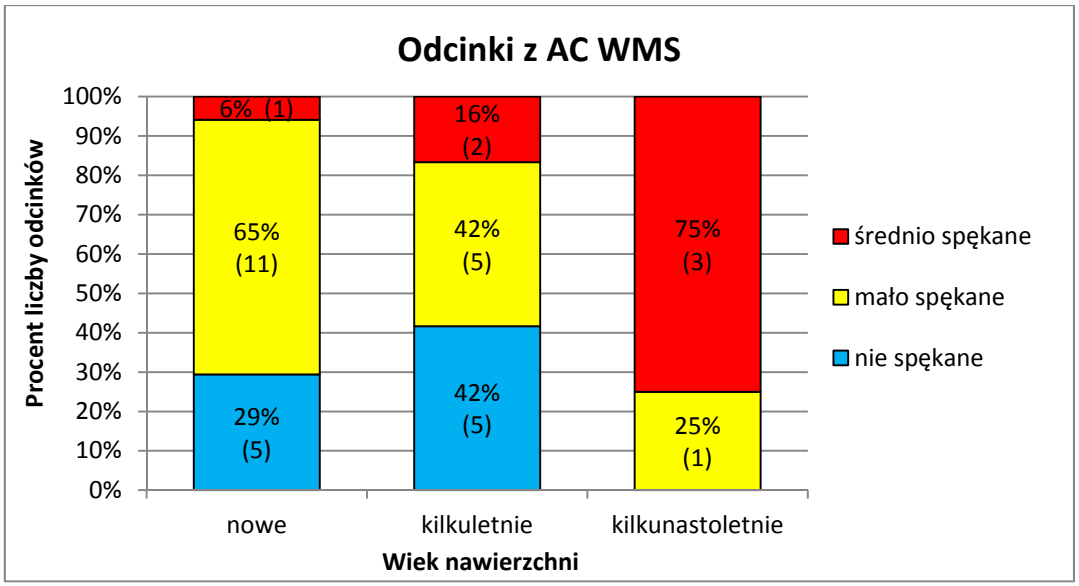
Rysunek 5.5. Procentowy rozkład liczby odcinków o różnym stopniu spękań w poszczególnych strefach klimatycznych kraju, nawierzchnie z mieszanką AC, w nawiasach podano łączną liczbę odcinków

Z rysunków 5.4 i 5.5 można odczytać, że w grupie nawierzchni z AC WMS w najchłodniejszej strefie klimatycznej A wszystkie odcinki wykazywały spękania niskotemperaturowe, podczas gdy w grupie nawierzchni z AC 60% odcinków nie była spękana. W najcieplejszej strefie klimatycznej C w grupie nawierzchni z AC WMS odcinki niespękane stanowią 25%, natomiast w grupie nawierzchni z AC aż 69%.

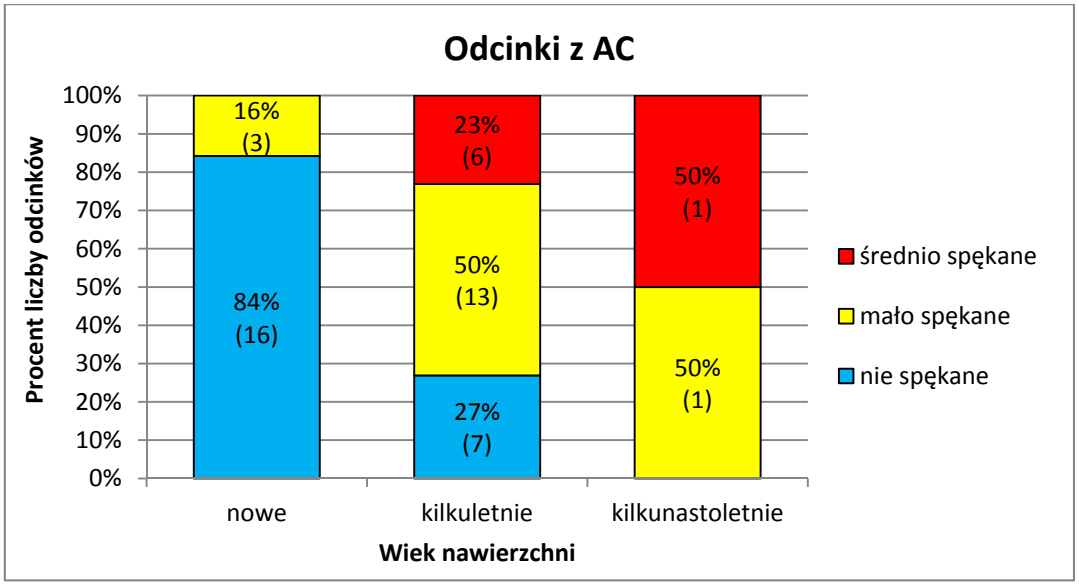
Wiek badanych odcinków dróg wynosił od roku do maksymalnie 12 lat. Odcinki podzielono na następujące grupy wiekowe:

- odcinki nowe, których wiek nie przekracza 3 lat,
- odcinki kilkuletnie w wieku od 4 do 10 lat,
- odcinki kilkunastoletnie, których wiek przekracza 10 lat.

Na rysunkach 5.6 i 5.7 przedstawiono udział procentowy odcinków o różnym stopniu spękań w poszczególnych grupach wiekowych.



Rysunek 5.6. Udział procentowy liczby odcinków o różnym stopniu spękań w poszczególnych grupach wiekowych nawierzchni, nawierzchnie z mieszanką AC WMS, w nawiasach podano liczbę odcinków



Rysunek 5.7. Udział procentowy liczby odcinków o różnym stopniu spękań w poszczególnych grupach wiekowych nawierzchni, nawierzchnie z mieszanką AC, w nawiasach podano liczbę odcinków.

Z rysunków 5.6 i 5.7 można odczytać, że na 70% nowych odcinków dróg (do 3 lat eksploatacji), na których zastosowano mieszanki AC WMS stwierdzono spękania niskotemperaturowe. Na nowych odcinkach z mieszankami AC tylko na 20% odcinków wystąpiły spękania. Warto zwrócić uwagę, że jeden z badanych nowych odcinków z AC WMS (S8 Jeżewo-Białystok) został sklasyfikowany jako średnio spękany (IS=3,5 spękań/km). Na tym odcinku o długości 24,5 km wystąpiło ponad 85 spękań niskotemperaturowych. W grupie nawierzchni kilkuletnich udział odcinków niespękanych, mało spękanych i średnio spękanych jest zbliżony. W przypadku

nawierzchni kilkunastoletnich nie stwierdzono odcinków niespękanych. Udział odcinków średnio spękanych w grupie kilkunastoletnich nawierzchni z AC WMS jest większy niż w przypadku nawierzchni z AC i wynosi odpowiednio 75% dla AC WMS i 50% dla AC. Indeks spękań na najstarszych odcinkach z AC WMS był następujący:

- A2 Komorniki - Krzesiny IS=1,00
- DK5 Obwodnica Poznania IS=2,41 (stwierdzono również koleiny),
- DW196 Koziegłowy - Czerwonak IS=7,10
- DK92 Grońsko IS=3,47 (do 2012 roku nie stwierdzono spękań)

Indeks spękań na najstarszych badanych odcinkach z AC wynosił:

- A2 Września - Konin IS=2,67
- A2 Krzesiny - Września IS=1,17

Warto zwrócić uwagę na odcinek DK92 Grońsko, który do roku 2012 nie był spękany i popękał dość intensywnie w ciągu jednej zimy 2012/13.

Podsumowując, na podstawie analizy rysunków 5.4-5.7 można stwierdzić, że lokalizacja oraz wiek nawierzchni istotnie wpływają na liczbę spękań niskotemperaturowych.

5.3.2.3. Wpływ rodzaju asfaltu na liczbę spękanych odcinków z mieszankami AC WMS według badań z 2014 roku

Na 30 odcinkach z AC WMS dostępne były dane dotyczące rodzaju zastosowanego w mieszance asfaltu. Do produkcji mieszanek AC WMS w Polsce stosowano przeważnie asfalt zwykły 20/30 oraz asfalt modyfikowany z dodatkiem SBS PMB 25/50-60. W tablicy 5.5 zestawiono liczbę odcinków, na których zastosowano dany typ asfaltu oraz podano procentowy udział odcinków spękanych w grupie odcinków z zastosowanym danym typem asfaltu. Stwierdzono, że nawierzchnie z mieszankami AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30 są częściej spękane (75% odcinków spękanych) niż nawierzchnie, na których do mieszanek AC WMS zastosowano asfalt modyfikowany 25/55-60 (50%).

Dla grup odcinków, na których zastosowano ten sam rodzaj asfaltu, obliczono średni indeks spękań z tych odcinków, na których wystąpiły spękania. Średni indeks spękań wyraża intensywność spękań odcinków w poszczególnych grupach. Stwierdzono, że w przypadku odcinków z asfaltem zwykłym 20/30 średni indeks spękań na odcinkach spękanych wynosi 2,13 i jest znacznie wyższy niż średni indeks spękań na odcinkach, gdzie zastosowano asfalt modyfikowany 25/55-60, który wynosi 0,23 spękań/km. Nawierzchnie z AC WMS w których zastosowano asfalt modyfikowany pękają z prawie 10-krotnie mniejszą intensywnością niż nawierzchnie na których zastosowano zwykły asfalt 20/30.

Obserwacje te wskazują, że zastosowanie asfaltu modyfikowanego do mieszanki AC WMS zmniejsza ryzyko powstania spękań niskotemperaturowych nawierzchni. Nie

dotyczy to nawierzchni AC WMS z asfaltami modyfikowanymi polietylenem, na których wystąpiła znaczna ilość spękań. Liczba obserwacji była jednak za mała aby wyciągać wiążące wnioski w tym względzie.

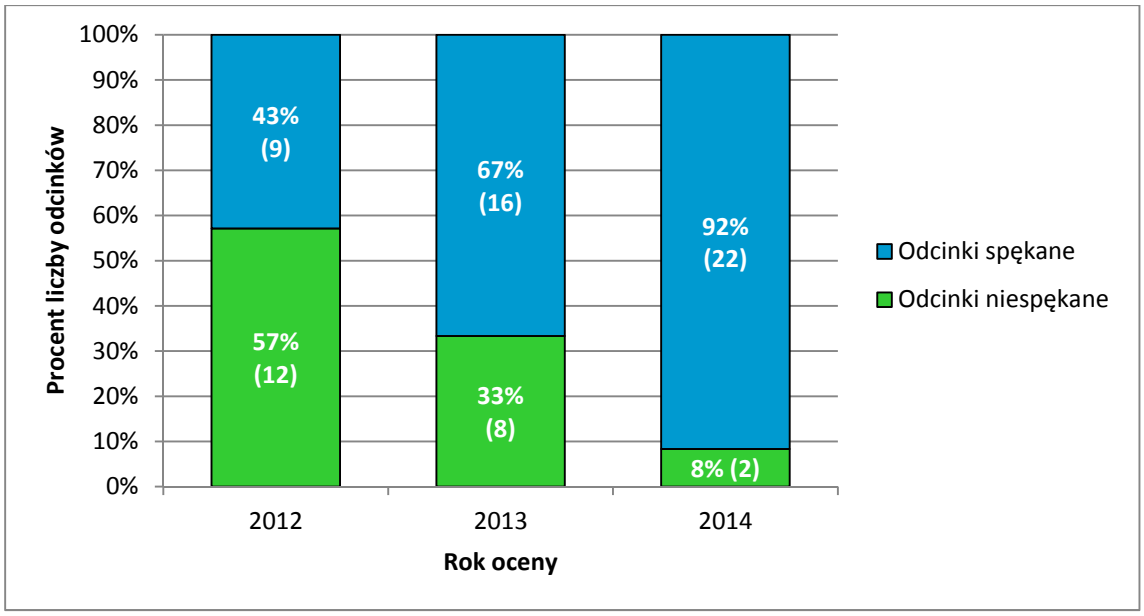
Tablica 5.5. Wpływ rodzaju asfaltu na liczbę spękanych odcinków z AC WMS według badań z 2014 roku

Rodzaj asfaltu	liczba odcinków łącznie	Liczba odcinków spękanych	Procent odcinków spękanych	Średni indeks spękań na odcinkach spękanych [spękań/km]
20/30 (zwykły)	**16**	**12**	**75%**	**2,13**
35/50 (zwykły)	1	1	100%	1,33
Asfalty zwykłe łącznie	17	13	77%	2,08
25/55-60 (modyfikowany SBS)	**10**	**5**	**50%**	**0,23**
D50 (modyfikowany polietylenem)	2	2	100%	4,05
DE 30B (modyfikowany SBS)	1	1	100%	5,00
Asfalty modyfikowane łącznie	13	8	62%	1,18
Brak danych o rodzaju asfaltu	3	3	100%	-

5.3.2.4. Przyrost liczby odcinków spękanych w kolejnych latach oceny

Część odcinków z AC WMS była poddana corocznej ocenie w trzech kolejnych latach 2012, 2013 i 2014. Początkowo w roku 2012 liczba odcinków wynosiła 27, ale ostatecznie z analizy odrzucono 6 odcinków ponieważ konstrukcja nawierzchni z warstwami AC WMS była na nich wzmocnieniem starej konstrukcji, lub też nastąpiła wymiana warstwy ścieralnej w latach prowadzonej oceny terenowej. W roku 2013 oceniano dodatkowe 3 odcinki oddane do ruchu pod koniec 2012 r. Ostatecznie od roku 2012 oceniano rok po roku łącznie 24 odcinki na których zastosowano AC WMS. Stwierdzono, że w każdym kolejnym roku liczba odcinków spękanych wzrastała, co przedstawiono na rysunku 5.8.

W tablicy 5.6 zestawiono odcinki na których nie stwierdzono spękań podczas oceny w 2012 r. a na których stwierdzono spękania w 2013 r. Podobnie w tablicy 5.7 zestawiono odcinki niespękane w 2013 r. i na których stwierdzono spękania w 2014 r. Wśród odcinków niespękanych w 2012 r., które spękały w przeciągu dwóch kolejnych lat są dwa odcinki ponad 10 letnie, przeważają jednak odcinki nowe, wybudowane po 2010 r. Zwraca uwagę odcinek DK92 Grońsko w woj. wielkopolskim, wybudowany w 2002 r., był niespękany w 2012 r, a w roku 2013 zanotowano na nim 7,9 spękań niskotemperaturowych na 1 km.



Rysunek 5.8. Procentowy udział odcinków spękanych i niespękanych spośród 24 badanych odcinków z AC WMS w kolejnych latach oceny terenowej, w nawiasach podano liczbę odcinków

Tablica 5.6. Odcinki z AC WMS niespękane w 2012 r. i spękane w 2013 r.

Nr drogi	Odcinek	Województwo	Rok budowy	Przekrój	Rodzaj asfaltu	Ocena 2013	
						Długość odcinka	Spękań na 1 km
DK92	Grońsko	Wielkopolskie	2002	1x2	b/d	1,01	7,9
S8	Obwodnica Zambrowa	Podlaskie	2012	2x2	20/30	11,07	1,8
A2	Komorniki - Krzesiny	Wielkopolskie	2003	2x2	D50 + polietylen	13,3	1,7
S11	Poznań - Kurnik	Wielkopolskie	2006/ 2009	2x2	20/30	9,1	0,7
A2	Komorniki - Nowy Tomyśl	Wielkopolskie	2009	2x2	b/d	50,4	0,5
DK5	Kostomłoty - Strzegom	Dolnośląskie	2010	1x2	20/30	18,71	0,3
S5	Wschodnia obwodnica Poznania	Wielkopolskie	2012	2x2	25/55-60	34,64	0,2

Tablica 5.7. Odcinki z AC WMS niespękane w 2012 r. i spękane w 2013 r.

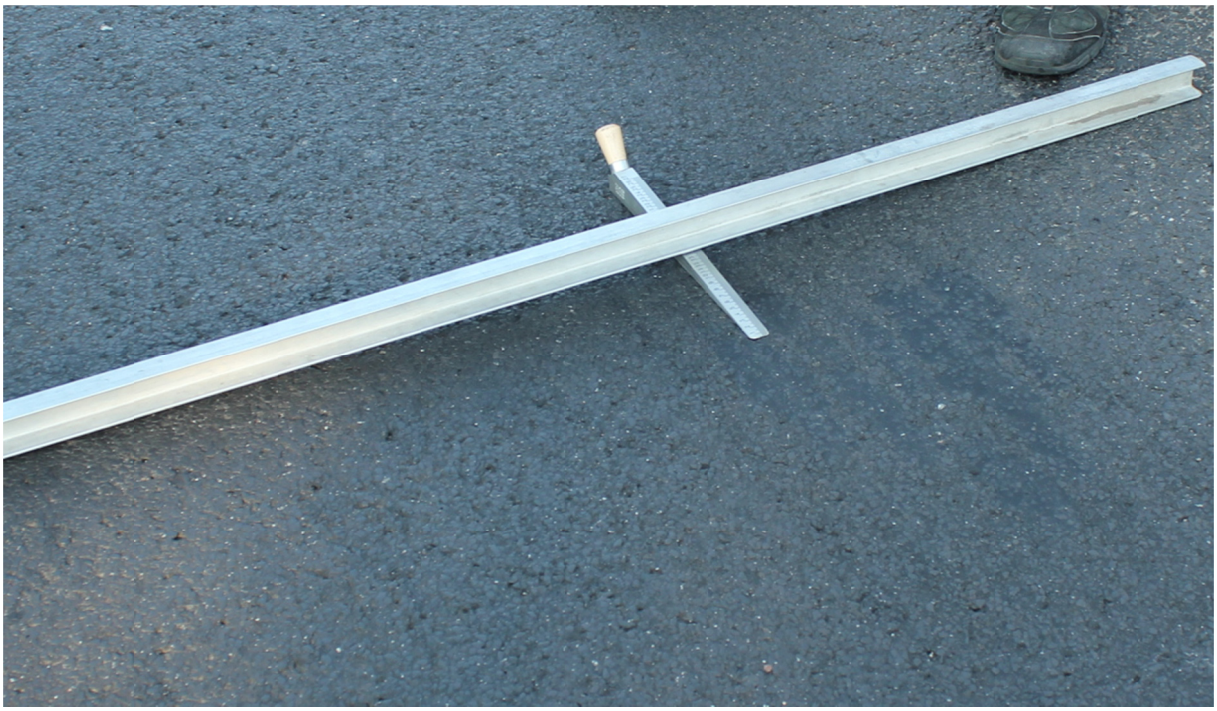
Nr. Drogi	Odcinek	Województwo	Rok budowy	Przekrój	Rodzaj asfaltu	Ocena 2014	
						Długość odcinka	Spękań na 1 km
S8	Pawłowice - Dąbrowa	Dolnośląskie	2012	2x2	20/30	22,09	1,00
S8	Cieśle - Syców	Dolnośląskie	2012	2x2	20/30	25,11	0,50
DK41	Prudnik - granica państwa	Opolskie	2011	1x2	20/30	3,75	0,33
DK45	Boguszyce - Winów	Opolskie	2011	1x2	20/30	4,45	2,00
S11	Zachodnia obwodnica Poznania	Wielkopolskie	2012	2x2	25/55-60 (w. wiążąca) 20/30 (podbudowa)	21,94	0,33

5.3.2.5. Deformacje trwałe nawierzchni

Deformacje trwałe nawierzchni (koleiny) stwierdzono na następujących odcinkach z użytym AC WMS:

- DK5 Obwodnica Poznania,
- DK8 Białystok - Katrynka,
- DK46 Podzamek - granica województwa.

Na pozostałych odcinkach nie zaobserwowano kolein. Odcinki skoleinowane zostały ocenione techniką szczegółową (patrz rozdział 5.3.1) na całej długości. Na rysunku 5.9 przedstawiono przykład koleiny na drodze DK5 obwodnica Poznania, znajdującej się bezpośrednio przed sygnalizacją świetlną. Głębokość tej koleiny wynosi 18 mm. Szczegółowe zestawienie informacji dotyczące kolein zamieszczono w tablicy 6.8. Koleiny zaobserwowano na odcinkach szczególnie narażonych na ich powstanie – w przypadku ruchu skanalizowanego, ruchu powolnego na znacznych wzniesieniach oraz przed sygnalizacją świetlną.. Zwraca uwagę fakt, że koleiny wystąpiły na drodze DK8 Białystok – Katrynka z warstwami AC WMS, która w 2014 r. miała 5 lat i na drodze z AC WMS DK46 Podzamek – granica województwa, która miała 4 lata.



Rysunek 5.9. Przykład koleiny o głębokości 18 mm na drodze DK5 Obwodnica Poznania. Fragment jezdni bezpośrednio przed sygnalizacją świetlną

Tablica 5.8. Zestawienie odcinków z AC WMS na których stwierdzono koleiny

Droga	Odcinki	Woj.	Długość odcinka (km)	Rok budowy	Rodzaj asfaltu	Koleiny		Uwagi
						% długości odcinka	średnia głębokość [mm]	
DK 5	Obwodnica Poznania	wielko-polskie	2,7	2003	20/30	48%	12	Ruch mocno skanalizowany, obszar miejski częste sygnalizacje świetlne
DK8	Białystok Katrynka	pod-laskie	6,43	2009	20/30	5%	7	Koleina na dużym wzniesieniu
DK46	Podzamek-granica wojew.	dolno-śląskie	13,1	2010	20/30	3%	7	Koleina na dużym wzniesieniu

5.3.3. Analiza statystyczna liczby spękań niskotemperaturowych na drogach z mieszankami AC WMS i z konwencjonalnymi mieszankami AC w oparciu o wynik obserwacji z 2014 roku

Analiza statystyczna liczby spękań niskotemperaturowych na drogach z mieszankami AC WMS i AC polegała na określeniu modelu statystycznego, w którym zostały uwzględnione następujące zmienne:

- zmienna zależna:
    - *stan spękań* (odcinki niespękane, mało spękane, średnio spękane),
- zmienne niezależne:
    - *rodzaj mieszanki* zastosowanej do podbudowy i warstwy wiążącej (AC WMS lub AC),
    - *strefa klimatyczna* na danym odcinku drogi, określona w zależności od głębokości przemarzania gruntu (A, B i C),
    - *wiek nawierzchni (*odcinki nowe, kilkuletnie i kilkunastoletnie).

Zmienne na podstawie których estymowano parametry modelu zostały określone podczas badań terenowych nawierzchni. Następnie parametry modelu zostały poddane interpretacji, na podstawie której wyciągnięto wnioski.

Zmienna zależna, czyli indeks spękań jest zmienną jakościową porządkową, dlatego istotą analizy jest estymacja prawdopodobieństwa na to, że nawierzchnia znajdzie się w konkretnej grupie o danym stanie spękań. Do tego typu badań statystycznych przyjmuje się uporządkowany model regresji logistycznej. Model regresji logistycznej jest uogólnionym modelem liniowym, w którym użyto logitu jako funkcji wiążącej. Przy założeniu, że dana zmienna porządkowa Y przyjmuje wartości od 1 do k, uporządkowany model regresji logistycznej można zapisać w następujący sposób:

$$logit\big(p(Y \leq g)\big) = ln\frac{p(Y \leq g)}{p(Y > g)} = \beta_{0g} - (\beta_1 X_1 + \cdots + \beta_n X_n) \qquad (5.3)$$

Y - zmienna zależna (stan spękań)
p(Y<g) - prawdopodobieństwo danego zdarzenia,
p(Y>g) - prawdopodobieństwo dopełnienia danego zdarzenia,
β_{0g}, β_1.., β_n - parametry regresji,
X_1, ..., X_n - zmienne niezależne (klimat1, klimat2, wiek1, wiek2, podbudowa),
g = 1,.. k-1.

Wyrażenie $\frac{p(Y \leq g)}{p(Y > g)}$ oznacza iloraz szans danego zdarzenia (*odds ratio*), czyli iloraz prawdopodobieństwa wystąpienia danego zdarzenia $p(Y \leq g)$ do jego dopełnienia $p(Y > g) = 1 - p(Y \leq g)$.

W rozpatrywanym przypadku zmienna porządkowa Y oznacza grupę nawierzchni o danym stanie spękań, przy czym występują k=3 grupy spękań, zgodnie z powyżej podaną definicją:

1. odcinki niespękane, na których IS=0 spękań/km.
2. odcinki mało spękane, na których 0<IS≤2 spękań/km.
3. odcinki średnio spękane, na których 2<IS≤10 spękań/km.

Odcinki mocno spękane o IS>10 spękań/km nie występowały, więc grupę tę odrzucono z dalszej analizy.

W modelu zmienne niezależne (klimat, wiek) zapisano w postaci binarnej (zero-jedynkowej), co umożliwiło lepszą interpretację wyników:
Podbudowa
1 - mieszanka AC WMS
0 - mieszanka AC

Klimat 1
1 - strefa klimatyczna A (głębokość przemarzania gruntu hz=1,4 m lub hz=1,2 m),
0 - strefa klimatyczna inna niż A.

Klimat 2
1 - strefa klimatyczna B (głębokość przemarzania gruntu hz=1,0 m)
0 - strefa klimatyczna inna niż B.

Wiek 1
1 - drogi nowe (od 0 do 3 lat),
0 - drogi z innej grupy wiekowej.

Wiek 2
1 - drogi kilkuletnie (między 3 a 10 lat),
0 - drogi z innej grupy wiekowej.

Każdą strefa klimatyczna jest opisana przez dwie zmienne klimat 1 i klimat 2:
1. dla strefy klimatycznej A zmienne klimat 1 = 1 i klimat 2 = 0,
2. dla strefy klimatycznej B zmienne klimat 1 = 0 i klimat 2 = 1,
3. dla strefy klimatycznej C zmienne klimat 1 = 0 i klimat 2 = 0.

Analogiczne postępowano w przypadku opisywania wieku nawierzchni zmiennymi wiek 1 i wiek 2:
1. dla dróg nowych zmienne wiek 1 = 1 i wiek 2 = 0,
2. dla dróg kilkuletnich zmienne wiek 1 = 0 i wiek 2 = 1,
3. dla dróg kilkunastoletnich zmienne wiek 1 = 0 i wiek 2 = 0.

Obliczenia parametrów regresji wykonano w programie STATA. Parametry oszacowano dla każdej zmiennej niezależnej i przedstawiono w tablicy 5.9. W tablicy 5.9 przedstawiono również błąd standardowy oszacowania oraz 95% przedział ufności oszacowania parametrów regresji.

Tablica 5.9. Parametry uporządkowanego modelu regresji logistycznej

Zmienna	Parametry regresji	Błąd standardowy oszacowania	95% przedział ufności	
Podbudowa	0,8954	0,4875	-0,0601	1,8509
Klimat 1	2,0292	0,7761	0,5080	3,5503
Klimat 2	0,7143	0,5411	-0,3463	1,7749
Wiek 1	-4,3180	2,0698	-6,4148	-2,2212
Wiek 2	-2,7643	1,0349	-4,7926	-0,7359
Stała modelu β_{01}	-2,8338	0,9833	-4,7611	-0,9066
Stała modelu β_{02}	-0,1854	0,9151	-1,9789	1,6081

W uporządkowanym modelu regresji logistycznej interpretacji poddaje się oszacowane wartości ilorazu szans (*odds ratio*) oraz efekty krańcowe, które są pochodną prawdopodobieństwa przynależności do danej kategorii. Prawdopodobieństwo to można wyznaczyć wprost z modelu na podstawie następującego wzoru:

$$\hat{p}(Y \leq g) = \frac{e^{\hat{\beta}_{0g}-(\hat{\beta}_1 X_1+\cdots+\hat{\beta}_n X_n)}}{1+e^{\hat{\beta}_{0g}-(\hat{\beta}_1 X_1+\cdots+\hat{\beta}_n X_n)}} \quad (5.4)$$

gdzie:
$\hat{p}(Y \leq g)$ - prawdopodobieństwo przynależności drogi do danej grupy spękań,
$\hat{\beta}_{0g}, \hat{\beta}_1 ..., \hat{\beta}_n$ - parametry modelu regresji logistycznej.
X_1, ..., X_n - zmienne niezależne uwzględnione w modelu regresji.

Wartości ilorazu szans dla zmiennej zależnej *stan spękań* przedstawiono w tablicy 5.10.

Tablica 5.10. Wartości ilorazu szans dla zmiennej zależnej *stan spękań*

Zmienna	Iloraz szans	Błąd standardowy	95% przedział ufności	
Podbudowa	2,4483	1,1936	0,9416	6,3655
Klimat 1	7,6080	5,9048	1,6620	34,8267
Klimat 2	2,0428	1,1054	0,7073	5,8998
Wiek 1	0,0133	0,0143	0,0016	0,1085
Wiek 2	0,0630	0,0652	0,0083	0,4790

Wartości ilorazu szans należy interpretować w następujący sposób:

- Nawierzchnia, w której zastosowano mieszankę AC WMS ceteris paribus[1] (przy pozostałych czynnikach niezmienionych) z prawie 2,5-krotnie większą szansą znajdzie się w grupie odcinków spękanych, niż nawierzchnia w której zastosowano zwykłą mieszankę AC.
- Nawierzchnia znajdująca się w strefie klimatycznej A (o głębokości przemarzania gruntu h_z=1,2 m lub h_z=1,4 m) ceteris paribus (przy pozostałych czynnikach niezmienionych) z ponad 7,5-krotnie większą szansą znajdzie się w grupie odcinków spękanych, niż nawierzchnia znajdująca się w strefie klimatycznej C (o głębokości przemarzania h_z=0,8 m).
- Nawierzchnia znajdująca się w strefie klimatycznej B (o głębokości przemarzania gruntu h_z=1,0) ma ceteris paribus (przy pozostałych czynnikach niezmienionych) ponad dwukrotnie większą szansę znalezienia się w grupie bardziej spękanej, niż nawierzchnia znajdujące się w strefie klimatycznej C (o głębokości przemarzania gruntu hz=0,8 m)
- Szansa znalezienia się nawierzchni nowych (w wieku do 3 lat) w grupie odcinków spękanych jest ceteris paribus o 99% mniejsza niż nawierzchni w wieku powyżej 10 lat.
- Szansa znalezienia się nawierzchni kilkuletnich (w wieku od 3 do 10 lat) w grupie odcinków spękanych jest o 94% mniejsza niż na nawierzchniach w wieku powyżej 10 lat.

Efekty krańcowe dy/dx przedstawiono w tablicach 5.11-5.13. Pochodne dy/dx oznaczają zmianę prawdopodobieństwa w przypadku, gdy zmienia się wartość parametru danej zmiennej niezależnej.

Tablica 5.11. Efekty krańcowe dla odcinków niespękanych (grupa spękań 1)

Zmienna	dy/dx	Błąd standardowy	95% przedział ufności	
Podbudowa	-0,2013	0,1055	-0,4081	0,0055
Klimat 1	-0,3391	0,0868	-0,5092	-0,1169
Klimat 2	-0,1640	0,1222	-0,4036	0,0755
Wiek 1	0,7853	0,1027	0,5841	0,9865
Wiek 2	0,5777	0,1670	0,2504	0,9050

[1] **Ceteris paribus** (lub **caeteris paribus**) – zwrot pochodzący z łaciny, oznaczający dosłownie *inne takie samo*. Na polski tłumaczy się zwykle jako *przy pozostałych warunkach równych* lub *przy tych samych okolicznościach*. Użycie tego zwrotu w celu uproszczenia rozumowania, oznacza świadome odrzucenie możliwości zajścia pewnych wydarzeń lub warunków, mogących zaburzyć związek między przesłanką a wnioskiem.

Tablica 5.12. Efekty krańcowe dla odcinków mało spękanych (grupa spękań 2)

Zmienna	dy/dx	Błąd standardowy	95% przedział ufności	
Podbudowa	0,1083	0,0621	-0,0134	0,2299
Klimat 1	0,0076	0,1145	-0,2168	0,2321
Klimat 2	0,0935	0,0733	-0,0502	0,2371
Wiek 1	-0,3377	0,0884	-0,5110	-0,1644
Wiek 2	-0,2944	0,0971	-0,4847	-0,1040

Tablica 5.13. Efekty krańcowe dla odcinków średnio spękanych (grupa spękań 3)

Zmienna	dy/dx	Błąd standardowy	95% przedział ufności	
Podbudowa	0,0930	0,0575	-0,0197	0,2058
Klimat 1	0,3314	0,1693	-0,0003	0,6632
Klimat 2	0,0705	0,0565	-0,0401	0,1812
Wiek 1	-0,4476	0,1302	-0,7027	-0,1924
Wiek 2	-0,2834	0,1261	-0,5305	-0,0362

Wyniki efektów krańcowych należy interpretować w następujący sposób:

- **Prawdopodobieństwo powstania spękań niskotemperaturowych na nawierzchniach z mieszankami AC WMS jest większe niż na nawierzchniach z konwencjonalnymi mieszankami AC.**
- Nawierzchnie, na których zastosowano mieszankę AC WMS mają ceteris paribus (przy pozostałych czynnikach niezmienionych) o 20,1% mniejsze prawdopodobieństwo przynależności do grupy nawierzchni nie spękanych niż nawierzchnie, na którym zastosowano mieszankę AC. Nawierzchnie z AC WMS mają też o 9,3% większe prawdopodobieństwo do przynależności do grupy odcinków średnio spękanych niż nawierzchnie z zwykłym AC.
- **W chłodniejszych strefach klimatycznych prawdopodobieństwo powstania spękań niskotemperaturowych jest większe.**
- Nawierzchnie w strefie klimatycznej A (najchłodniejszej) mają ceteris paribus o 33,9% mniejsze prawdopodobieństwo przynależności do grupy nawierzchni nie spękanych i o 33,1% większe prawdopodobieństwo przynależności do grupy odcinków średnio spękanych niż nawierzchnie w strefie klimatycznej C (najcieplejszej).
- Droga w strefie klimatycznej B (przejściowej) ma ceteris paribus o 16,4% mniejsze prawdopodobieństwo znaleźć się w grupie odcinków niespękanych i o 7,1% większe prawdopodobieństwo znaleźć się w grupie odcinków średnio spękanych niż droga w strefie klimatycznej C (najcieplejszej).
- **Wraz z wiekiem nawierzchni rośnie prawdopodobieństwo powstania spękań niskotemperaturowych.**

- Nowo wybudowana droga (do 3 lat) ma ceteris paribus o 78,5% większe prawdopodobieństwo znaleźć się w grupie odcinków nie spękanych i o 44,8% mniejsze prawdopodobieństwo znaleźć się w grupie odcinków średnio spękanych niż droga kilkunastoletnia (starsza niż 10 lat).
- Droga kilkuletnia (3 - 10 lat) ma ceteris paribus o 57,8% większe prawdopodobieństwo znaleźć się w grupie odcinków niespękanych i o 28,3% mniejsze prawdopodobieństwo znaleźć się w grupie odcinków średnio spękanych niż droga kilkunastoletnia (starsza niż 10 lat).

5.4. Moduły sztywności AC WMS obliczone na podstawie badań FWD

Autor podrozdziału 5.4: dr inż. Piotr Jaskuła

Celem sprawdzenia rzeczywistych sztywności warstw asfaltowych z betonów asfaltowych o wysokim module sztywności (AC WMS) i porównania ich ze sztywnościami klasycznych betonów asfaltowych (AC) wykonano badania ugięć konstrukcji nawierzchni wybudowanych i eksploatowanych.

Wyznaczenie modułów sztywności AC WMS wykonano na podstawie analiz wyników pomierzonych czasz ugięć nawierzchni aparatem FWD i grubości warstw konstrukcji nawierzchni przy pomocy tzw. obliczeń odwrotnych.

5.4.1. Pomiary ugięć

Pomiary ugięć wykonano na wybranych nawierzchniach asfaltowych, gdzie zastosowano AC WMS do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej oraz na nawierzchniach, gdzie zastosowano do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej tylko klasyczne betony asfaltowe (AC). Pomiar ugięć nawierzchni przeprowadziło Laboratorium Badań Drogowych z Oddziału Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad w Białymstoku. Badania wykonano w listopadzie 2013 r. i w październiku 2014 r. Zestawienie badanych odcinków pomiarowych przedstawiono w tablicy 5.14 wraz z rozpoznaniem układu i grubości warstw konstrukcji nawierzchni wykonanym na podstawie analizy projektów konstrukcji nawierzchni. Badania ugięć wykonano na jednym pasie ruchu obu jezdni (pasie ruchu powolnego), z częstotliwością co 25 m na długości 1000 m, a w przypadku nawierzchni autostrady z częstotliwością co 100 m dla jednego pasa o długości 4000 m.

Tablica 5.14. Zestawienie odcinków pomiarowych i ich układu warstw konstrukcji nawierzchni

Nr odcinka	Droga/rok oddania do eksploatacji	Lokalizacja	Grubość i rodzaj warstw asfaltowych [cm]	Rodzaj i grubość podbudowy [cm]
1	S8, Jeżewo-Białystok /2012	Jezdnia lewa, Km 623+000-624+000	28,0 4 cm – SMA 23 cm – AC WMS	23,0 – mieszanka niezwiązana
2		Jezdnia prawa, km 620+000-621+000		
3	S8, Obwodnica Zambrowa /2012	Jezdnia lewa, km 3+000-4+000	28,0 4 cm – SMA 23 cm – AC WMS	23,0 – mieszanka niezwiązana
4		Jezdnia prawa, km 1+500-2+500		
5	DK8, Białystok-Katrynka /2009	Jezdnia prawa, km 649+000-650+000	28,0 4 cm – SMA 23 cm – AC WMS	22,0 – mieszanka niezwiązana
6		Jezdnia lewa, km 648+000-649+000		
7		Jezdnia lewa, km 649+000-650+000		
8	Autostrada /2008/2010	Jezdnia lewa, km 25+000-29+000	27,0 4 cm – SMA 24 cm – AC konwencjonalny	20,0 mieszanka niezwiązana
9		Jezdnia lewa, km 83+000-87+000		

W pakiecie warstw asfaltowych wliczona jest 4 cm grubość warstwy ścieralnej z mastyksu grysowego SMA. Pod warstwą podbudowy z mieszanki niezwiązanej w każdym przypadku występowało ulepszone podłoże z warstwy związanej cementem, uzyskując nośność niemniejszą niż 120 MPa.

Temperatury jakie występowały w trakcie pomiarów zestawiono w tablicy 5.15, które sporządzono na podstawie analizy temperatur powietrza i nawierzchni na głębokości 0, 5 i 30 cm pozyskanych ze stacji pomiarowych w okolicy badanych odcinków.

Tablica 5.15. Zestawienie temperatur powietrza i nawierzchni w dniach pomiarów ugięć nawierzchni

Nr odcinka	Czas pomiaru	Temperatura ze stacji meteo [°C]												Przyjęta temperatura warstw asfaltowych
		Jeżewo				Most nad Narwią				Choroszcz				
		powietrze	0 cm	5 cm	30 cm	powietrze	0 cm	5 cm	30 cm	powietrze	0 cm	5 cm	30 cm	
1	02/10/2014, 10.40-11.00	11,5	18,6	14	12,3	16,1	21	15,3	12,9	15,9	20,1	15,2	12,7	14°C
2	02/10/2014, 9.30-10.00	11,5	18,6	14	12,3	16,1	21	15,3	12,9	15,9	20,1	15,2	12,7	15°C
3	03/10/2014, 10.00-10.30	11,4	14,9	12,4	11,7	15,5	17,9	12,7	12,9	17,2	17,4	12,9	12,4	12,5°C
4	03/10/2014, 10.24-11.00	11,4	14,9	12,4	11,7	15,5	17,9	12,7	12,9	17,2	17,4	12,9	12,4	13°C
5	01/10/2014, 14.24-15.00	16,3	26,4	21,5	13	17,7	25,7	20,8	13,6	16,8	26,8	21,7	13,2	21°C
6	01/10/2014, 13.54-14.10	16,2	26,3	19,6	13,0	15,7	24,1	2,2	13,6	17,5	27,1	19,6	13,2	20°C
7	18/11/2013, 10.04-10.30	5,3	7,9	6,9	7,1	6,7	9,2	7,4	6,4	6,9	9,6	7,7	6,8	8°C
8	01/04/2014	z pomiarów temperatury warstw asfaltowych przy badaniu FWD												11,9°C
9	08/04/2014													14°C

Szczegółowe wyniki badań i analiz ugięć nawierzchni zestawiono w załączniku D. Wyniki ugięć uzyskanych z aparatu FWD skorygowano do wartości standardowego obciążenia 50 kN, oraz temperatury +20°C wg procedury z Katalogu Wzmocnień [5.1], natomiast wyniki obliczonych modułów sztywności warstw asfaltowych

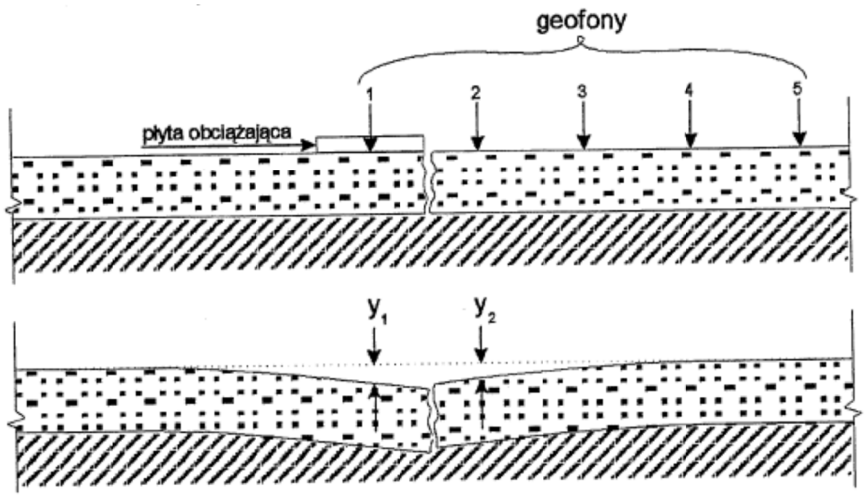
skorygowano do temperatury +10°C wg procedury z Katalogu Wzmocnień [5.1]. Zestawienie wyników ugięć nawierzchni przedstawiono w tablicy 5.16.

Tablica 5.16. Zestawienie pomierzonych ugięć nawierzchni skorygowanych do temperatury +20°C i obciążenia 50 kN

Lp.	Wartość	Ugięcie [µm], skorygowane do temperatury +20°C i obciążenia 50 kN								
		Lokalizacja drogi i rok wybudowania, pomiar								
		S8 Jeżewo		S8 Katrynka			S8 Zambrowo		Autostrada	
		2012		2009			2012		2008	2010
		Pomiar 1:2014	Pomiar 2:2014	Pomiar 1:2013	Pomiar 2:2014	Pomiar 3:2014	Pomiar 1:2014	Pomiar 2:2014	Pomiar 1:2014	Pomiar 2:2014
1	Średnia ($U_{śr}$)	95	94	108	94	95	103	105	139	161
2	Minimalna	70	71	83	63	71	81	78	94	124
3	Maksymalna	125	128	155	119	120	125	136	191	196
4	Percentyl20%	90	83	100	81	89	91	96	120	148
5	Percentyl80%	103	106	114	107	103	118	111	155	174
6	Miarodajna ($U_m=U_{śr}+2S$)	115	121	137	121	118	130	131	187	195
7	Wskaźnik zmienności [%]	10	14	13	14	12	13	12	17	10
8	Liczba wyników	34	34	34	34	34	34	34	40	40

5.4.2. Ocena współpracy pęknięcia

Podczas badań ugięć nawierzchni na dwóch drogach S8 Jeżewo i DK8 Sztabin w woj. podlaskim, gdzie stosowano beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS wykonano dodatkowo badania ugięć w obrębie pęknięć poprzecznych nawierzchni celem oceny współpracy pęknięcia. Badanie wykonano zgodnie z zaleceniami Katalogu wzmocnień [5.1], a wyniki przedstawiono w tablicy 5.17.



Rysunek 5.10. Oznaczenie współczynnika współpracy w obrębie pęknięcia [5.1]

Współczynnik współpracy k w obrębie pęknięcia wyznaczano wg wzoru (5.5) zgodnie z [5.1] i współczynnik współpracy k* wg wzoru (5.6) zgodnie z [5.4].

$$k = \frac{2y_2}{y_1 + y_2} \tag{5.5}$$

gdzie:
k – współczynnik współpracy,
y_1 – ugięcia krawędzi obciążanej,
y_2 – ugięcie krawędzi nieobciążanej.

Zgodnie z katalogiem [5.1] jeżeli k<0,1 oznacza brak współpracy, k=1 oznacza pełną współpracę, 0,1<k<1 oznacza częściowe przekazywanie obciążenia z jednej płyty na drugą płytę.

Poniżej podano inny wzór na obliczanie transferu obciążenia w obrębie spękania:

$$k^* = \frac{y_2}{y_1} \tag{5.6}$$

gdzie:
k* - współczynnik współpracy.

Zgodnie z katalogiem [5.1] k*<0,7 oznacza brak współpracy, k*>0,95 oznacza pełną współpracę, 0,7<k*<0,95 oznacza częściowe przekazywanie obciążenia z jednej płyty na drugą płytę.

Tablica 5.17. Zestawienie współczynników współpracy w obrębie pęknięcia nawierzchni na drogach w woj. podlaskim gdzie stosowano AC WMS

Lp.	Wartość	Współczynnik współpracy k lub k*[-]					
		Lokalizacja drogi i rok wybudowania, pomiar					
		S8 Jeżewo		DK8 Sztabin		DK8 Sztabin	
		2012		2005		2005	
		k	k*	k	k*	k	k*
1	Średnia ($k_{śr}$)	0,78	0,66	0,84	0,73	0,86	0,76
2	Minimalna	0,41	0,26	0,79	0,65	0,66	0,49
3	Maksymalna	0,92	0,86	0,94	0,88	0,94	0,88
4	Percentyl 80%	0,90	0,82	0,89	0,80	0,92	0,85
5	Percentyl 20%	0,62	0,45	0,79	0,65	0,84	0,72
6	Wskaźnik zmienności [%]	20%	29%	7%	13%	9%	14%
7	Liczba wyników	90	90	10	10	30	30

5.4.3. Moduł powierzchniowy badanych nawierzchni

W tablicy 5.18 zestawiono moduły powierzchniowe konstrukcji nawierzchni skorygowane do temperatury +20°C za pomocą wzoru (5.7) korygującego ugięcia zgodnie z [5.1].

$$f_T = 1 + 0{,}02(20 - T) \tag{5.7}$$

gdzie:
f_T – współczynnik korygujący ugięcia,
T- temperatura nawierzchni w chwili badania ugięć.

Wartości modułów powierzchniowych nie były obliczane tylko zaczerpnięto jako gotowe wartości z programu Elmod, który wykorzystuje następujący wzór Boussinesq'a dla ugięć pod płytą podatną (5.8) [5.2]:

$$E_0 = \left[\frac{2(1-\upsilon^2)\cdot\sigma_0\cdot a}{d_t}\right] \quad (5.8)$$

gdzie:
E_0 – moduł powierzchniowy, MPa
ν – współczynniki Poissona
σ_0 – nacisk bezpośrednio pod płytą obciążeniową, MPa
d_r – ugięcie pod płytą, mm

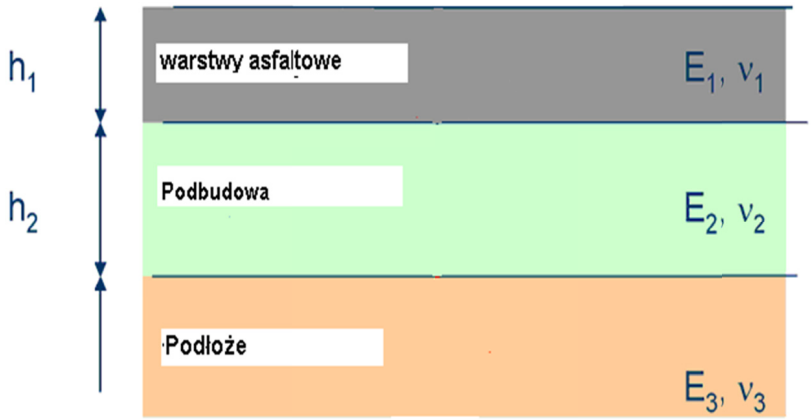
Tablica 5.18. Zestawienie pomierzonych modułów powierzchniowych nawierzchni skorygowanych do temperatury +20°C

Lp.	Wartość	Moduł powierzchniowy [MPa], skorygowany do temperatury +20°C								
		Lokalizacja drogi i rok wybudowania, pomiar								
		S8 Jeżewo		S8 Katrynka			S8 Zambrów		Autostrada	
		AC WMS		AC WMS			AC WMS		AC konwencjonalny	
		2012		2009			2012		2008	2010
		Pomiar 1:2014	**Pomiar 2:2014**	**Pomiar 1:2013**	**Pomiar 2:2014**	**Pomiar 3:2014**	**Pomiar 1:2014**	**Pomiar 2:2014**	**Pomiar 1:2014**	**Pomiar 2:2014**
	Nr odcinka	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
1	Średnia	2133	1709	1890	2166	2136	2011	1974	1493	1259
2	Minimalna	1605	1235	1298	1689	1674	1629	1509	1055	1025
3	Maksymalna	2888	2220	2418	3209	2840	2495	2597	2136	1617
4	Percentyl 20%	1946	1496	1763	1880	1954	1717	1837	1296	1156
5	Percentyl 80%	2243	1914	2006	2433	2266	2220	2129	1645	1367
6	Moduł miarodajny wg [3] (E_m=E-S)	1944	1467	1672	1828	1884	1750	1723	1218	1123
7	Wskaźnik zmienności [%]	10	14	13	14	12	13	12	17	10
8	Liczba wyników	34	34	34	34	34	34	34	40	40

5.4.4. Moduły warstw asfaltowych, podbudowy i ulepszonego podłoża gruntowego

Dla każdego odcinka pomiarowego wykonano analizy metodą obliczeń odwrotnych przy pomocy programu ELMOD6 firmy Dynatest zgodnie z zasadami podanymi w opracowaniu COST 336 [5.2].

W obliczeniach odwrotnych wykorzystano trójwarstwowy układ konstrukcji nawierzchni (patrz rys. 5.11). Górną warstwę stanowiły warstwy asfaltowe, drugą warstwę stanowiła podbudowa z mieszanki niezwiązanej, natomiast dolną warstwę stanowiło ulepszone podłoże gruntowe. Jako dane wejściowe do programu Elmod wprowadzono: ugięcia, grubości warstw z projektu oraz współczynniki Poissona dla warstw asfaltowych (ν=0,3), dla podbudowy (ν=0,3) i podłoża gruntowego (ν=0,35).



Rysunek 5.11. Model nawierzchni przyjęty do obliczeń odwrotnych

Wartości obliczonych modułów warstw asfaltowych ostatecznie korygowano do temperatury +10°C wg wzoru (5.9) [5.1].

$$E_{10}=E_T \times (0,77+0,023 \times T) \qquad (5.9)$$

gdzie:

- E_{10} - moduł sztywności warstw asfaltowych skorygowany do temperatury +10°C,
- E_T - moduł warstw asfaltowych badanych w dowolnej temperaturze,
- T - temperatura badania.

Wyniki obliczeń odwrotnych przedstawiono i zestawiono w tablicy 5.19. Wyniki reprezentują 20% percentyl, czyli 20% wartości jest mniejszych od przedstawionych wartości.

Tablica 5.19. Wyniki obliczeń odwrotnych (ELMOD), moduł sztywności warstw asfaltowych (E1), podbudowy (E2) i ulepszonego podłoża gruntowego (E3) w temperaturze +10°C

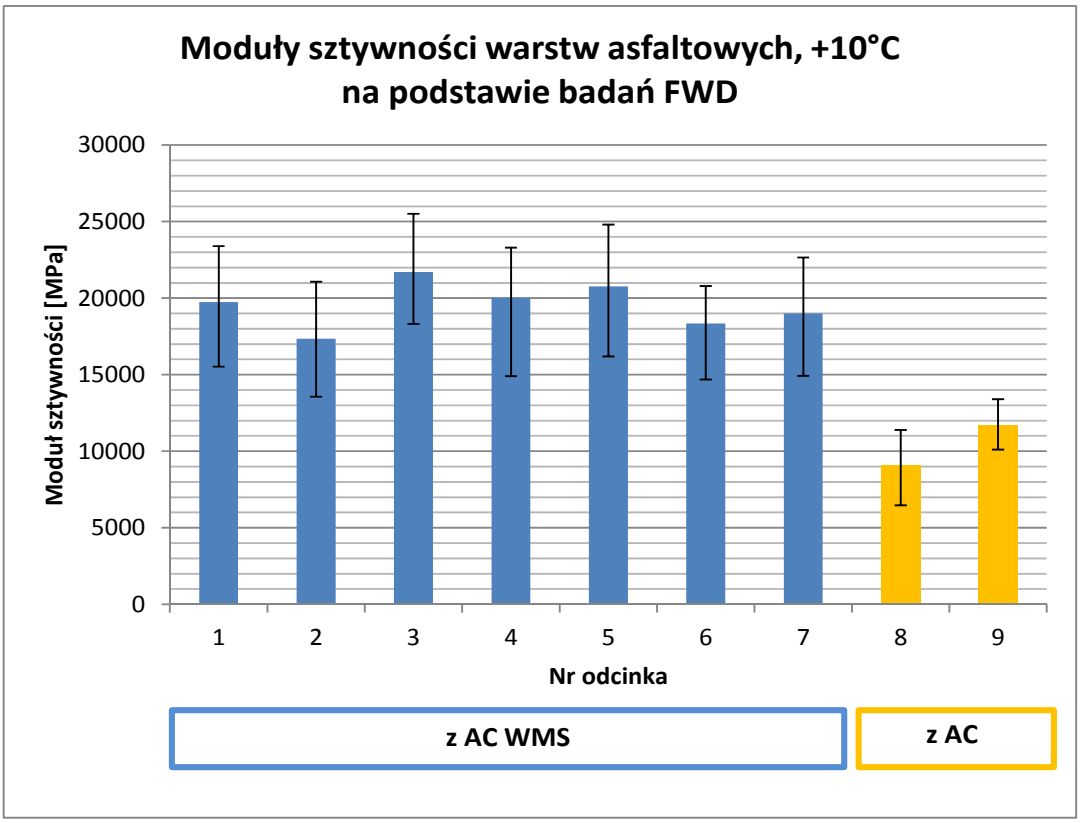
Nr odcinka zgodnie z tablicą 5.14	Rodzaj mma w warstwie wiążącej i podbudowie	Moduł sprężystości [MPa]		
		Warstwy asfaltowe E1 (+10°C)	Podbudowa z mieszanki niezwiązanej E2	Ulepszone podłoże E3
1	AC WMS	15520	450	259
2		13564	482	224
3		14684	458	221
4		14916	458	196
5		14904	463	196
6		16188	448	196
7		18327	436	218
8	AC	6473	398	192
9		10112	400	164

Otrzymane wyniki modułów sztywności warstw asfaltowych poddano dokładniejszej analizie statystycznej i wyniki przedstawiono w tablicy 5.20.

Tablica 5.20. Moduł sztywności warstw asfaltowych z obliczeń odwrotnych

Lp.	Wartość	Moduł sztywności [MPa], skorygowany do temperatury +10°C								
		Lokalizacja drogi i rok wybudowania, pomiar								
		S8 Jeżewo		S8 Katrynka			S8 Zambrów		Autostrada	
		2012		2009			2012		2008	2010
		AC WMS		AC WMS			AC WMS		AC konwencjonalny	
		1:2014	2:2014	1:2013	2:2014	3:2014	1:2014	2:2014	1:2014	2:2014
1	Nr odcinka	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	Średnia	19736	17351	21718	20017	20766	18333	19008	9073	11718
3	Minimalna	12354	11192	8792	10159	12887	11139	7821	4288	6670
4	Maksymalna	33185	28242	31140	38914	37691	32878	27344	15897	18290
5	Percentyl20%	15520	13564	18327	14904	16188	14684	14916	6473	10112
6	Percentyl80%	23399	21062	25514	23293	24813	20785	22662	11400	13398
7	Wskaźnik zmienności [%]	25%	26%	21%	28%	28%	26%	24%	34%	22%
8	Liczba wyników	34	34	34	34	34	34	34	40	40

Do oceny wielkości modułów sztywności warstw asfaltowych, jako wartości reprezentatywne przyjęto moduły z percentyla 80%, tzn. po odrzuceniu 20% najwyższych wyników i przyjęciu kolejnego. Na rysunku 5.12 zestawiono średnie wartości uzyskanych modułów sztywności warstw asfaltowych wraz z oznaczonym odchyleniem reprezentowanym przez granice 20 i 80% percentyla.



Rysunek 5.12. Zestawienie średnich modułów sztywności pakietu warstw asfaltowych z AC WMS i AC obliczonych na podstawie ugięć FWD. Słupki odchyleń reprezentują wartości percentyla 20 i 80%. Numery odcinków zgodne z tablicą 5.14

5.4.5. Ocena ugięć nawierzchni i obliczonych modułów sztywności AC WMS

Poddane badaniom 7 odcinków z 3 inwestycji drogowych z zastosowaniem AC WMS (po 2 i 5 letniej eksploatacji) i 2 odcinków z 1 inwestycji z zastosowaniem klasycznych betonów asfaltowych AC (po 2 i 6 letniej eksploatacji), w sumie 9 odcinków pomiarowych. Wszystkie odcinki wykazują dużą jednorodność w pomierzonych ugięciach na całej długości. Wskaźniki zmienności ugięć na wszystkich ocenianych nawierzchniach są mniejsze od 20% (patrz tab. 5.16), co zgodnie z COST 336 [5.2] kwalifikuje nawierzchnie jako bardzo jednorodne.

Współczynniki współpracy płyt mierzone w obrębie spękań poprzecznych nawierzchni wskazują na częściową współpracę nawierzchni w obrębie spękań poprzecznych na 2 odcinkach oraz brak współpracy w obrębie 1 odcinka, z którego średnie współczynniki współpracy k* były poniżej wartości 0,7 uznawanej za wartość minimalną współpracy przy pęknięciu.

Miarodajne moduły powierzchniowe wszystkich nawierzchni osiągają wartości większe od 1100 MPa, co zgodnie z Rozporządzeniem o autostradach płatnych [5.3] klasyfikuje je w najwyższej, najbardziej nośnej klasie nośności.

Moduły sztywności warstw asfaltowych uzyskane z obliczeń odwrotnych wskazują na wyraźną różnicę sztywności pakietu warstw asfaltowych, gdzie w warstwie wiążącej i

podbudowie stosowano betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS w porównaniu do pakietu warstw asfaltowych, gdzie w warstwie wiążącej i podbudowie zastosowano klasyczne betony asfaltowe AC.

Warstwy asfaltowe z AC WMS są od 1,5 do 2,0 razy bardziej sztywne w porównaniu do warstw asfaltowych z AC. Warstwy asfaltowe z AC WMS osiągają średnie moduły sztywności w temperaturze +10°C w zakresie od 17 351 do 21 718 MPa, podczas gdy z AC osiągają wartości od 9 073 do 11 718 MPa. Oceniając 80% percentyl uzyskanych modułów stwierdzić można, że warstwy z AC WMS osiągają wartości od 20 785 do 24 813 MPa, a z AC wartości od 11 400 do 13 398 MPa.

5.5. Podsumowanie badań terenowych

- Przeprowadzono ocenę wizualną stanu technicznego 33 odcinków na których zastosowano mieszankę AC WMS oraz 47 odcinków porównawczych z konwencjonalnymi mieszankami AC. Odcinki zlokalizowane były w różnych strefach klimatycznych kraju oraz były zróżnicowane pod względem wieku (od roku do 12 lat).
- Ocena wizualna była prowadzona przez trzy kolejne lata 2012, 2013, 2014. Podczas oceny w latach 2012 i 2013 przeprowadzono szczegółową inwentaryzację uszkodzeń na wybranych odcinkach z AC WMS.
- Szczególny nacisk podczas oceny wizualnej przeprowadzonej w 2014 r. położono na ocenę spękań niskotemperaturowych nawierzchni. Wynikiem oceny był indeks spękań, zdefiniowany w tym opracowaniu jako średnia liczba spękań niskotemperaturowych na jeden kilometr drogi, określony dla poszczególnych odcinków dróg. Na podstawie indeksu spękań sklasyfikowano poszczególne odcinki pod względem stanu spękań.
- Zarówno w grupie odcinków z zastosowanym AC WMS, jak i w grupie odcinków bez niego stwierdzono odcinki spękane i odcinki bez spękań niskotemperaturowych.
- Odcinki z mieszankami AC WMS są częściej spękane. Spękania niskotemperaturowe zaobserwowano na 69% łącznej liczby odcinków z mieszankami AC WMS i na 52% liczby odcinków z konwencjonalnymi mieszankami AC.
- Stwierdzono, że na stan spękań nawierzchni wpływa wiek nawierzchni oraz jej położenie w strefie klimatycznej kraju. Odcinki niespękane zarówno w grupie nawierzchni z mieszankami AC WMS jak i AC częściej obserwowano w grupie nawierzchni nowych oraz w strefie klimatycznej C (najcieplejszej).

Wyniki analizy statystycznej:

- Przeprowadzono analizę statystyczną wpływu rodzaju podbudowy (AC lub AC WMS), wieku nawierzchni i jej lokalizacji na stan spękań. Zbudowano model statystyczny w oparciu o który oceniono wpływ wymienionych czynników na stan spękań nawierzchni.

- **Analiza statystyczna wykazała, że nawierzchnie, w których zastosowano mieszankę AC WMS z prawie 2,5-krotnie większą szansą znajdzie się w grupie odcinków spękanych, niż nawierzchnia w której zastosowano zwykłą mieszankę AC.**
- **W chłodniejszych strefach klimatycznych prawdopodobieństwo wystąpienia spękań niskotemperaturowych jest większe.**
- Stwierdzono, że na nawierzchniach znajdujących się w strefie klimatycznej A (najchłodniejszej, na której głębokość przemarzania gruntu h_z = 1,2 m lub h_z = 1,4 m), przy pozostałych czynnikach niezmienionych, szansa na powstanie spękań niskotemperaturowych jest ponad 7,5-krotnie większa niż na nawierzchniach znajdujące się w strefie klimatycznej C (najcieplejszej, na której głębokość przemarzania gruntu h_z = 0,8 m).
- **Wraz z wiekiem nawierzchni rośnie prawdopodobieństwo powstania spękań niskotemperaturowych.**
- Wykazano, że na nawierzchniach nowych (w wieku poniżej 3 lat) ryzyko wystąpienia spękań niskotemperaturowych, przy pozostałych czynnikach niezmienionych, jest o 99% mniejsze niż na odcinkach kilkunastoletnich (w wieku powyżej 10 lat).
- **W przypadku nawierzchni z mieszankami AC WMS zaobserwowano, że liczba odcinków spękanych jest większa, gdy do mieszanki AC WMS zastosowany został asfalt zwykły 20/30 niż w przypadku gdy zastosowany został asfalt modyfikowany PMB 25/55-60. Ponadto średni indeks spękań odcinków spękanych, na których zastosowano asfalt zwykły 20/30 jest znacząco większy niż na odcinkach, gdzie zastosowano asfalt modyfikowany PMB 25/55-60.** Liczba danych statystycznych była niewystarczająca do określenia prawdopodobieństwa tego wpływu.
- Wykazano, że w kolejnych trzech latach oceny terenowej liczba odcinków spękanych z mieszankami AC WMS stale wzrastała.
- Na trzech odcinkach z AC WMS stwierdzono koleiny. Koleiny występowały w strefach ruchu skanalizowanego przed sygnalizacjami świetlnymi oraz na stromych podjazdach. Na badanych odcinkach z konwencjonalnymi mieszankami AC nie zaobserwowano kolein.
- Warstwy asfaltowe z AC WMS są od 1,5 do 2,0 razy bardziej sztywne w porównaniu do warstw asfaltowych z AC. Na podstawie obliczeń odwrotnych ugięć z pomiarów FWD stwierdzono, że warstwy asfaltowe z AC WMS osiągają średnie moduły sztywności w temperaturze +10°C w zakresie od 17 351 do 21 718 MPa podczas, gdy z AC osiągają wartości od 9 073 do 11 718 MPa.

Literatura do rozdziału 5

[5.1] Katalog Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, GDDP, Warszawa 2001.

[5.2] COST 336 – Falling Weight Deflectometer – Final report of the action. European Commission. Chairman - Egbert Beuving, 2005
[5.3] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 stycznia 2002, w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących autostrad płatnych.
[5.4] Projekt nowego Katalogu Przebudów i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, GDDKiA, 2013
[5.5] *Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program*, Publication no. FHWA-RD-03-31, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, June 2003
[5.6] *Flexible Pavement Rehabilitation Investigation and Design*, Draft TRH12, Department of Transport, Pretoria, South Africa, 1997
[5.7] *Skadekatalog for bituminose vegdekker*, Vegdirektoratet, Norwegia, september 1996
[5.8] Kuryłów W. i wsp., System Oceny Stanu Nawierzchni, GDDKiA, 2002 - http://www.gddkia.gov.pl/pl/998/system-oceny-stanu-nawierzchni
[5.9] Bazyl M., Książek M., Owczarczuk M., Wiśniowski A., redakcja naukowa Marek Gruszczyński, Mikroekonometria Modele i metody analizy danych indywidualnych, Oficyna, 2012.

6. Spękania podbudów z AC WMS zimą 2012 r. w Polsce

Rozdział opracował: Mgr inż. Marcin Stienss

(na podstawie referatu pt.: „Investigation of low-temperature cracking in newly constructed high modulus asphalt concrete base course of a motorway pavement" przygotowanego przez zespół w składzie Józef Judycki, Piotr Jaskuła, Bohdan Dołżycki, Marek Pszczoła, Mariusz Jaczewski, Dawid Ryś, Marcin Stienss na konferencję European Asphalt Pavement Association w Sztokholmie w 2015 r.)

6.1. Cel i zakres badań

Katedra Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej w ramach swojej działalności przeprowadziła badania zjawiska spękań poprzecznych warstw z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności, jakie wystąpiły w czasie mrozów zimą 2012 r. na polskich autostradach i drogach ekspresowych. Warstwy z betonu asfaltowego zostały pozostawione na zimę bez przykrycia warstwą ścieralną z SMA i popękały w czasie mrozów. Celem badań było określenie przyczyn spękań i zaproponowanie metod naprawy. Badania miały także odpowiedzieć na pytanie, czy wykonawcy wykonali prace zgodnie ze specyfikacjami na wymaganym poziomie jakościowym i czy ewentualne błędy technologiczne miały wpływ na wystąpienie spękań.

Zakres badań objął następujące zagadnienia:

1. Analiza dokumentacji technicznej budowy nawierzchni.
2. Badania terenowe: ocena wizualna stanu nawierzchni, inwentaryzacja spękań, odwierty i odkrywki w nawierzchni.
3. Badania laboratoryjne: określenie właściwości fizycznych i cech mechanicznych próbek pobranych z warstwy podbudowy AC WMS, z warstwy podbudowy z kruszywa łamanego niezwiązanego i z warstwy podbudowy pomocniczej z materiału stabilizowanego cementem.
4. Analiza przyczyn powstania spękań nawierzchni obejmująca: analizę temperatur powietrza i nawierzchni w okresie wystąpienia spękań, ocena PG zastosowanego asfaltu i temperatury krytycznej w danym regionie, ocena sztywności i relaksacji naprężeń w mieszankach mineralno-asfaltowych, obliczenia naprężeń termicznych, określenie wpływu niejednorodności mieszanek na ilość spękań.
5. Określenie metod zabezpieczenia spękań.

Prace badawcze zostały wykonane dla następujących odcinków nowobudowanych autostrad i dróg ekspresowych: autostrada A1 odcinek Czerniewice – Kowal, autostrada A2 Stryków – Konotopa, sekcja B, autostrada A4 na odcinku Rzeszów Centralny – Rzeszów Wschód oraz droga ekspresowa S7 na odcinku Obwodnicy Kielc. W niniejszym rozdziale przedstawiono, jako przykład, prace badawcze dla autostrady A1, gdzie zakres występujących spękań poprzecznych był największy. Wyniki badań i wnioski dla pozostałych dróg były podobne.

6.2. Projekt konstrukcji nawierzchni i podstawowe wymagania w odniesieniu do AC WMS

Analizowany odcinek autostrady A1 ma długość prawie 64 km i przebiega od węzła Czerniewice do węzła Kowal (km 151+900 do km 215+850). Położony jest w województwie kujawsko-pomorskim w centralnej części Polski.

Konstrukcja nawierzchni całego analizowanego odcinka autostrady A1 została zaprojektowana z zastosowaniem betonów asfaltowych AC WMS zarówno do warstwy wiążącej, jak i do warstwy podbudowy. Składała się ona z następujących warstw:

- 4 cm warstwa ścieralna z mastyksu grysowego SMA o uziarnieniu 0/11 mm z asfaltem modyfikowanym PmB 45/80-55,
- 10 cm warstwa wiążąca z betonu asfaltowego AC WMS o uziarnieniu 0/16 mm z asfaltem modyfikowanym PmB 25/55-60,
- 14 cm warstwa podbudowy asfaltowej z betonu asfaltowego AC WMS o uziarnieniu 0/16 mm z asfaltem 35/50 typu multigrade, wykonywana w dwóch warstwach o grubościach po 7 cm,
- 15 cm warstwa podbudowy z mieszanki kruszyw niezwiązanych o uziarnieniu 0/31,5 mm,
- 15 cm warstwa z gruntu lub kruszywa stabilizowanego cementem R_m=2,5 MPa,
- 15 cm warstwa odsączająca z mieszanki kruszywa naturalnego,
- Podłoże gruntowe o wymaganej wartości wtórnego modułu odkształcenia $E_2 \geq 120$ MPa.

Nasypy autostrady wykonano z piasków równoziarnistych, które występują powszechnie w rejonie budowy autostrady.

Na etapie wykonywania inwestycji nastąpiła zamiana asfaltów, które zostały przewidziane w projekcie do podbudowy z betonu asfaltowego AC WMS. Pierwotnie zaprojektowany asfalt 35/50 typu multigrade do warstwy podbudowy został zamieniony na asfalt zwykły 20/30. Zamiana asfaltu została zaproponowana przez Wykonawcę prac i zaakceptowana przez Inwestora. Przeprowadzona zamiana wynikała z problemów z dostępnością tych asfaltów na polskim rynku. Podstawowe wymagania dotyczące betonu asfaltowego AC WMS zgodnie z dokumentacją projektową autostrady A1 przedstawiono w tablicy 6.1.

Tablica. 6.1. Wymagane właściwości betonu asfaltowego AC WMS zgodnie z dokumentacją projektową autostrady A1

Lp.	Badana cecha	Metoda i warunki badania	Wymaganie
1.	Wolna przestrzeń w mma	PN-EN 12697-8, p. 4	$V_{min\ 2,0}$ $V_{max\ 4,0}$
2.	Wolna przestrzeń w warstwie	PN-EN 12697-8, p. 4	$V_{min\ 2,0}$ $V_{max\ 5,0}$
3.	Wskaźnik zagęszczenia w warstwie	PN-EN 12697-6	≥ 98%
4.	Odporność na działanie wody	PN-EN 12697-12, kondycjonowanie 40°C, 1 cykl zamrażania, T = 15°C	$ITSR_{80}$
5.	Odporność na deformacje trwałe	PN-EN 12697-22, metoda B (mały koleinomierz), powietrze, PN-EN 13108-20 D.1.6, 60°C, 10 000 cykli	$WTS_{\ AIR\ 0,10}$ $PRD_{\ AIR\ 3,0}$
6.	Moduł sztywności	PN-EN 12697-26, 4PB-PR, T = 10°C, f = 10 Hz	$S_{min\ 14000}$
7.	Odporność na zmęczenie	PN-EN 12697-24, 4PB-PR, T = 10°C, f = 10 Hz	$\varepsilon_{6\text{-}130}$

Przedstawione w tablicy 6.1 wymagania dla AC-WMS wynikały z polskich wytycznych technicznych WT-2 2008 [6.12], jakie obowiązywały w Polsce w latach 2008-2010. Różnią się one od francuskiej wersji betonu asfaltowego o wysokim module sztywności EME (fr. Enrobé à Module Élevé) [6.3, 6.19]. Podstawowe różnice wynikają z ograniczenia rodzaju asfaltów, które można stosować w Polsce, do asfaltów o penetracji 20/30 oraz twardych asfaltów modyfikowanych. We Francji mogą być stosowane twardsze asfalty o penetracji 10/20. Francuskie przepisy dla warstw wykonanych z EME2 dopuszczają do 6% wolnych przestrzeni, natomiast polskie wytyczne ograniczyły ten zakres do 5%. Recepta laboratoryjna opracowana na etapie prac przygotowawczych do budowy odcinka autostrady A1 zakładała zawartość asfaltu 20/30 w mieszance mineralno-asfaltowej wynoszącą 5,2% wagowo. Mieszanka mineralna składała się z kruszyw melafirowych oraz wapiennych. Maksymalny wymiar ziaren w mieszance mineralnej wynosił 16 mm.

6.3. Badania terenowe

W zakres badań terenowych wchodziły: inwentaryzacja spękań poprzecznych podbudowy asfaltowej z AC WMS z podziałem na spękania w spoinach roboczych i poza nimi, identyfikacja spękań poprzecznych poza podbudową asfaltową, ocena wizualna jednorodności powierzchni podbudowy asfaltowej z AC WMS, odwierty i odkrywki w wykonanej konstrukcji nawierzchni (podbudowa asfaltowa, podbudowa z kruszywa łamanego, stabilizacja kruszywa cementem) przez spękania poprzeczne celem oceny głębokości penetracji spękania. Badania dotyczyły 3 odcinków autostrady A1 realizowanych w tym samym czasie przez jedno konsorcjum wykonawców.

6.3.1. Inwentaryzacja niskotemperaturowych spękań poprzecznych

6.3.1.1. Spękania w warstwie podbudowy asfaltowej AC WMS

Pierwsze spękania podbudowy AC WMS wykonawca robót zaobserwował w końcu stycznia i na początku lutego 2012 r., kiedy temperatura powietrza obniżyła się do około -22°C. Rodzaj spękań był ograniczony tylko do spękań poprzecznych, nie wystąpiły spękania podłużne lub nieregularne. Pierwszą inwentaryzację spękań podbudowy AC WMS wykonał Wykonawca na podstawie obserwacji wizualnej przeprowadzonej w ostatniej dekadzie lutego 2012 r., tj. około 10-15 dni po wystąpieniu spękań.

Podczas wykonanej przez pracowników PG inwentaryzacji spękań podbudowy AC WMS (już w okresie występowania temperatur dodatnich) rozpoznano następujące rodzaje spękań poprzecznych:

- typowe spękania niskotemperaturowe w podbudowie asfaltowej występujące poza spoiną technologiczną (patrz rys. 6.1); dalej oznaczone jako LTC (skrót od „Low Temperature Cracks"),
- spękanie niskotemperaturowe występujące w poprzecznej spoinie technologicznej podbudowy asfaltowej (patrz rys. 6.2); dalej oznaczone jako JLTC (skrót od „Joint Low Temperature Cracks").



Rysunek 6.1. Spękanie poprzeczne poza spoiną technologiczną (LTC)



Rysunek 6.2. Spękanie poprzeczne w spoinie technologicznej (JLTC)

Spękania typu LTC, czyli poprzeczne spękania niskotemperaturowe poza spoiną technologiczną miały różny przebieg. Obserwowano w większości regularne spękania w przebiegu poprzecznym. Występowały także spękania, których przebieg był dość regularny w środku jezdni, a przy krawędziach jezdni (około 1 m od krawędzi) odchylał się od 20 do 50 cm (patrz rys. 6.1). Szerokość spękań poza spoiną technologiczną była niewielka, zwykle wynosiła 1-2 mm.

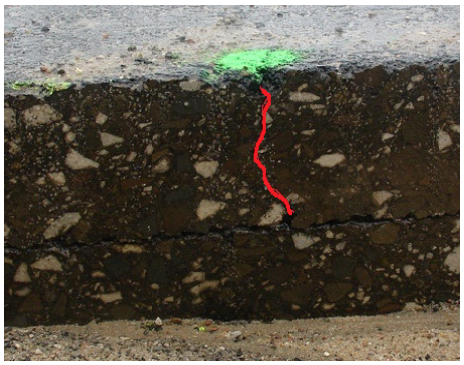
Spękania niskotemperaturowe w poprzecznych spoinach technologicznych, typu JTLC miały przebieg regularny. Były odwzorowaniem zakończenia działki roboczej podczas wbudowania warstwy, po odcięciu krawędzi wcześniej wykonanej warstwy piłą (patrz rys. 6.2). Zwykle ich szerokość w dniu przeprowadzonej wizji lokalnej była w zakresie 3-4 mm, choć pojawiały się rozwarcia nawet o szerokości 6 i 8 mm.

Podczas wizji lokalnej obserwowano różny zakres propagacji spękań. Zauważono po wykonaniu odwiertów, że spękania przechodziły przez całą podbudowę asfaltową, zarówno w przypadku wbudowywania podbudowy asfaltowej jednowarstwowo, jak i dwuwarstwowo (rys. 6.3). Zauważono także, że czasem propagacja spękania kończyła się w górnej warstwie podbudowy asfaltowej i nie przechodziła przez dolną warstwę (rys. 6.4). Spękania z ograniczeniem propagacji tylko do warstwy górnej podbudowy występowały wtedy, gdy pomiędzy warstwą górną a warstwą dolną podbudowy wbudowanej dwuwarstwowo nie było pełnej sczepności.

Zestawienie podsumowujące ilości spękań poprzecznych (typów LTC i JLTC) w warstwie podbudowy asfaltowej AC WMS przedstawiono w tablicy 6.2.



Rysunek 6.3. Spękanie poprzeczne poza spoiną technologiczną, przebieg przez dwuwarstwową podbudowę asfaltową



Rysunek 6.4. Spękanie poprzeczne poza spoiną technologiczną, czerwona linia odwzorowuje spękanie

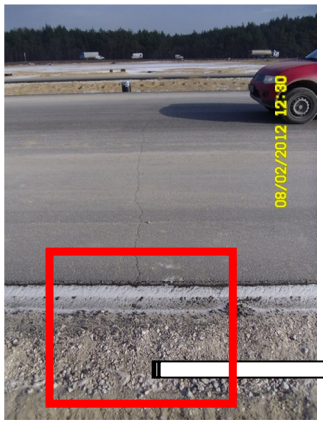
Tablica 6.2. Zestawienie spękań podbudowy asfaltowej na odcinkach 1, 2 i 3

Odcinek/ jezdnia	Długość L [km]	Liczba spękań [sztuk]		Indeks spękań IS [sztuk/km]	
		JLTC	LTC	JLTC+LTC	LTC
1, lewa	4,36	10	38	11	9
1, prawa	5,50	6	45	9	8
2, lewa	8,66	19	17	4	2
2, prawa	7,33	9	5	2	1
3, lewa	6,86	8	29	5	4
3, prawa	7,73	7	23	4	3

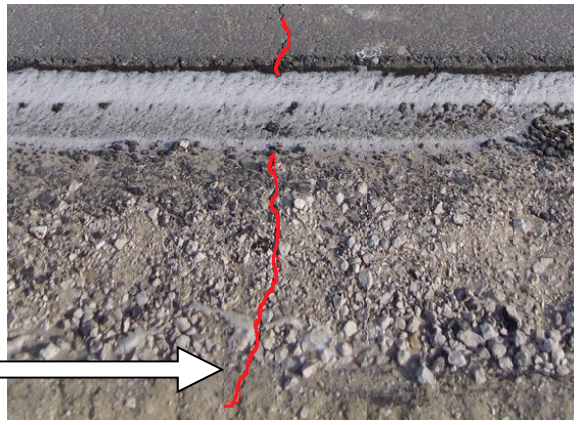
Oznaczenia do tablicy 6.2:
JLTC – spękanie poprzeczne niskotemperaturowe w spoinie technologicznej,
LTC – spękanie poprzeczne niskotemperaturowe poza spoiną technologiczną, typowe spękanie niskotemperaturowe.

6.3.1.2. Spękania w innych elementach autostrady

Podczas występowania temperatur ujemnych (tj. koniec stycznia, początek lutego), kiedy pojawiały się spękania w warstwach podbudowy AC WMS zaobserwowano także inne spękania. Pojawiły się sporadycznie spękania w podbudowie zasadniczej z kruszywa niezwiązanego (patrz rys. 6.5 i 6.6) i w podbudowie pomocniczej z kruszywa stabilizowanego cementem. Można było obserwować spękania gruntu w pasie dzielącym (rys. 6.7 i 6.8), jak i skarpy oraz podłoża rodzimego poza nasypem.



Rysunek 6.5. Spękanie LTC, przebieg poniżej podbudowy asfaltowej



Rysunek 6.6. Spękanie LTC, powiększenie rys. 6.5, czerwona linia odwzorowuje spękanie



Rysunek 6.7. Spękanie LTC, przebieg poniżej podbudowy asfaltowej



Rysunek 6.8. Spękanie LTC, powiększenie rys. 6.7, czerwona linia odwzorowuje przebieg spękania

Część spękań poprzecznych obserwowano bezpośrednio nad przykanalikami, przy wpustach deszczowych lub w ich bliskim sąsiedztwie, a także wystąpiły spękania fundamentów betonowych pod elementami ścieku przykrawędziowego. Zagadnienie spękań elementów sąsiadujących z nawierzchnią, takich jak dolne warstwy podbudowy, gruntu przylegającego do podbudowy i elementów odwodnienia nie

będzie dalej omawiane. Dlatego w tym miejscu można dodać jako wyjaśnienie, że wykonane obliczenia wykazały, że podłużne siły rozciągające jakie występują przy pękaniu niskotemperaturowym warstwy asfaltowej AC WMS o grubości 15 cm są równe około 700 kN na 1 m szerokości podbudowy. Te ogromne siły przekazywane poprzez tarcie na elementy sąsiadujące z podbudową AC WMS powodowały ich pękanie.

6.3.2. Ocena wizualna jednorodności powierzchni z AC WMS

Na podstawie wizualnej oceny stanu powierzchni podbudowy stwierdzono na jej powierzchni niejednorodności, objawiające się zmiennością w wyglądzie i strukturze powierzchni w kierunku poprzecznym i podłużnym. Stwierdzono różnorodną otwartość struktury mieszanki (patrz rys. 6.9 – 6.12).



Rysunek 6.9. Niejednorodność powierzchni podbudowy asfaltowej



Rysunek 6.10. Niejednorodność powierzchni podbudowy asfaltowej



Rysunek 6.11. Niejednorodność powierzchni podbudowy asfaltowej



Rysunek 6.12. Jednorodność powierzchni podbudowy asfaltowej

W kierunku poprzecznym pojawiały się miejsca ze strukturą bardziej otwartą, w których obserwowano wyraźnie pojedyncze ziarna otoczonego kruszywa, jak i miejsca z mniej otwartą strukturą powierzchni, w których mieszanka stanowiła całość (rys. 6.12). Niejednorodności pojawiały się przy krawędziach, odpowiadającym skrajom rozścielacza, jak i w obszarze środka przejścia rozścielacza.

W kierunku podłużnym pojawiały się miejsca ze strukturą bardziej otwartą, gdzie obserwowano wyraźnie pojedyncze ziarna otoczonego kruszywa, jak i miejsca z mniej otwartą strukturą powierzchni. Obserwowano pewną regularność w zakłóceniach jednorodności w kierunku podłużnym, która prawdopodobnie

odpowiadała zatrzymaniom rozścielacza podczas wbudowywania warstwy lub odpowiadała zsypywaniu mieszanki ze skrzydełek kosza zasypowego rozścielacza, czy też innej sytuacji, która związana była z miejscowym wbudowaniem wystudzonej mieszanki.

Zaobserwowano także, że część spękań poprzecznych poza spoinami technologicznymi występowała na wyraźnej granicy w wyglądzie i strukturze powierzchni podbudowy asfaltowej. Prawdopodobnie występowało to w miejscu wydłużonego przestoju rozścielacza lub wbudowaniu wystudzonej mieszanki (rys. 6.9, 6.13 i 6.14).



Rysunek 6.13. Niejednorodność powierzchni podbudowy asfaltowej, spękanie na granicy zmiany struktury



Rysunek 6.14. Niejednorodność powierzchni podbudowy asfaltowej, spękanie na granicy zmiany struktury

Zestawienie klasyfikacji jednorodności powierzchni podbudowy asfaltowej, opartej o subiektywną ocenę, przedstawiono w tablicy 6.3. Jednorodność powierzchni podbudowy AC WMS oceniał wizualnie kilkuosobowy zespół ekspertów, klasyfikując ją subiektywnie jako jednorodną lub niejednorodną. Dla każdego odcinka autostrady policzono udział procentowy poszczególnych powierzchni nawierzchni o różnej jednorodności.

Tablica 6.3. Jednorodność powierzchni na odcinkach 1, 2 i 3

Odcinek/ Jezdnia	Długość L [km]	Udział nawierzchni o różnej jednorodności powierzchni [%]	
		Niejednorodne	Jednorodne
1, lewa	4,36	41	59
1, prawa	5,50	52	48
2, lewa	8,66	26	74
2, prawa	7,33	0	100
3, lewa	6,86	19	81
3, prawa	7,73	30	70

6.3.3. Odwierty i odkrywki

Na każdym odcinku wykonano po jednej odkrywce oraz w trzech lokalizacjach dodatkowe odwierty. Lokalizację miejsc, w których przeprowadzono badania terenowe określono na podstawie wcześniej przeprowadzonej inwentaryzacji spękań. Były to miejsca ze spękaniami niskotemperaturowymi typu JLTC lub LTC. Badania były prowadzone według następującego schematu:

- Odkrywki o wymiarach około 100 x 50 cm wykonywano poprzez usuwanie każdej warstwy konstrukcji nawierzchni po kolei, aby ocenić propagację spękania (rys. 6.15 i 6.16).
- Odwierty: przez spękania (rys. 6.17, 6.18, 6.19, 6.20, 6.21 oraz 6.22) posłużyły do oceny propagacji spękania i pomiaru grubości poszczególnych warstw, oraz obok spękań do pobrania próbek do badań laboratoryjnych.

Dodatkowo, dla sprawdzenia jakości wykonanych robót, w trakcie prac terenowych sprawdzono zagęszczenie górnej strefy nasypu oraz pobrano do badań materiał z warstwy związanej cementem oraz z warstwy kruszywa łamanego.



Rys. 6.15. Propagacja spękania przez podbudowę AC WMS widoczna w warstwie kruszywa łamanego



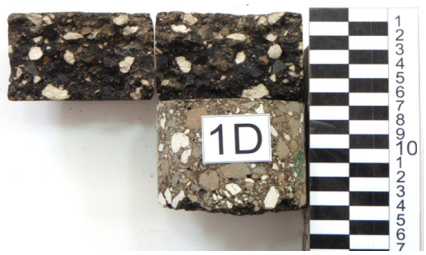
Rysunek 6.16. Propagacja spękania przez podbudowę AC WMS oraz przez warstwę kruszywa łamanego jest widoczna w warstwie związanej cementem



Rysunek 6.17. Spękanie propaguje tylko w górnej warstwie AC WMS



Rysunek 6.18. Spękanie propaguje przez całą konstrukcję nawierzchni



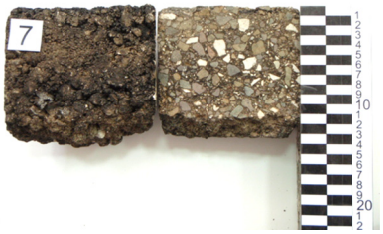
Rysunek 6.19. Spękanie propaguje tylko w górnej warstwie AC WMS



Rysunek 6.20. Spękanie propaguje częściowo i zanika w warstwie dolnej



Rysunek 6.21. Spoina technologiczna w dolnych warstwach inicjuje spękanie w górnych warstwach



Rysunek 6.22. Brak uszczelnienia połączenia technologicznego

6.3.4. Podsumowanie badań terenowych

Na podstawie przeprowadzonych obserwacji i badań terenowych oraz wstępnej analizy, dotyczącej mechanizmu zaobserwowanych spękań poprzecznych, można stwierdzić że:

1. Spękania poprzeczne w podbudowie AC WMS mają charakter niskotemperaturowy zarówno te, które pojawiły się w obrębie spoin technologicznych JLTC, jak i poza nimi LTC.
2. Spękania występują z różną częstotliwością na odcinkach 1, 2 i 3.
3. Podczas wykonywania odwiertów zaobserwowano, że niektóre spękania poprzeczne widoczne na powierzchni podbudowy sięgały aż do warstw

nawierzchni położonych niżej, to znaczy do podbudowy z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie i warstwy technologicznej związanej cementem. Niektóre spękania występowały tylko w wyższej warstwie podbudowy AC WMS i nie sięgały do warstwy dolnej. Drugi przypadek występował wtedy, gdy pomiędzy dwiema warstwami podbudowy AC WMS nie było pełnej sczepności międzywarstwowej.

4. Na podbudowie asfaltowej, która charakteryzowała się większą jednorodnością struktury i tekstury oraz bardziej zamkniętą powierzchnią obserwowano mniejszą liczbę spękań w stosunku do miejsc niejednorodnych.
5. W trzech miejscach, na 12 przebadanych, stwierdzono rozpoczęcie propagacji spękania typu LTC (poza spoinami) od góry, co jednoznacznie wskazywało na ich niskotemperaturowy charakter. Spękania w tych trzech miejscach nie sięgały do spodu warstwy AC WMS. W pozostałych miejscach stwierdzono propagację spękania przez całą wbudowaną warstwę.
6. W spękaniach występujących w spoinach technologicznych JLTC stwierdzono praktycznie brak asfaltu używanego do uszczelnienia połączenia. Świadczy to o tym, że warstwa była dobudowywana bez prawidłowego połączenia z wcześniej wykonaną warstwą bitumiczną (rys. 6.22).
7. W niektórych spękaniach w spoinach technologicznych JLTC stwierdzono nacięcia warstwy dolnej piłą, przy obcinaniu krawędzi warstwy górnej. Nacięcia te mogły inicjować spękanie termiczne tworząc efekt „karbu” i koncentracji naprężeń w strefie nacięcia.

6.4. Badania laboratoryjne

Badania laboratoryjne obejmowały sprawdzenie jakości wykonania wszystkich warstw konstrukcji nawierzchni (warstw asfaltowych, warstw z mieszanek niezwiązanych, warstw związanych cementem) oraz robót ziemnych. Zakres badań był uzależniony od istotności rozpatrywanej warstwy w procesie powstawania spękań. Główny nacisk położono na badania mieszanek mineralno-asfaltowych, które przeprowadzono w dwóch etapach. W pierwszym etapie przeprowadzono badania próbek pobranych z podbudowy AC WMS: składu, zagęszczenia i zawartości wolnych przestrzeni, modułu sztywności oraz wytrzymałości na pośrednie rozciągnie. W drugim etapie przeprowadzono badania podbudów AC WMS wykonanych w laboratorium z materiałów pobranych od wykonawcy autostrady i wg recept kontraktowych, których celem było wykazanie wpływu asfaltu 20/30 i wielorodzajowego 35/50 na cechy podbudowy AC WMS. Zastosowanie w badaniach laboratoryjnych asfaltu wielorodzajowego 35/50 multigrade miało na celu pokazanie wpływu tego asfaltu na właściwości niskotemperaturowe podbudowy AC WMS w porównaniu do asfaltu 20/30. Należy bowiem pamiętać, że asfalt 35/50 multigrade był pierwotnie przewidziany do zastosowania przez dokumentację projektową i został zmieniony na asfalt 20/30 przez Wykonawcę robót.

Przeprowadzone badania wykonanych robót ziemnych, i dolnych warstw leżących pod podbudową AC WMS wykazały, że roboty ziemne pod względem zagęszczenia wykonano prawidłowo, warstwa dolna podbudowy związana cementem charakteryzowała się wymaganą wytrzymałością, a warstwę podbudowy z kruszywa łamanego wykonano z materiałów spełniających wymagania określone w specyfikacjach technicznych.

Stwierdzono, że warstwy dolne nie miały wpływu na powstawanie spękań niskotemperaturowych w warstwie podbudowy AC WMS. Wykonane obserwacje i analizy wykazały, że spękania w podbudowie AC WMS nie miały charakteru spękań odbitych od warstwy dolnej związanej cementem i były typowymi spękaniami niskotemperaturowymi.

Skład badanego betonu asfaltowego z podbudowy AC WMS w większości przypadków wykazywał zgodność z receptą. W niektórych przypadkach stwierdzono jednak istotne odchylenia, zwłaszcza w miejscach dużych niejednorodności. Wartości wskaźnika zagęszczenia mieszanki AC WMS wahały się od 97,3 do 102,3 %, średnio 100,5 %, a zawartości wolnych przestrzeni wahały się w stosunkowo dużym przedziale od 2,7 do 6,4 %, średnio 4,3 %. Wartości te wskazywały, że badana warstwa podbudowy AC WMS jest niejednorodna. Szczególnie wyraźnie zmienność wskaźnika zagęszczenia i zawartości wolnych przestrzeni była widoczna przy szwach roboczych, po obu stronach połączenia. Można było zauważyć, że przy szwie roboczym mieszanka była niedogęszczona. Przeprowadzone badania potwierdziły obserwacje z wizji lokalnej wskazujące na dużą niejednorodność wykonanej warstwy.

Wyniki badań modułów sztywności i wytrzymałości na pośrednie rozciąganie przedstawiono w tablicy 6.4. Badania przeprowadzono na próbkach wykonanych z odwiertów pobranych z podbudowy AC WMS. Odwierty o średnicy 100 mm pocięto na próbki o wysokości h = 40-50 mm. Badania modułów sztywności wykonano w aparacie NAT (Nottigham Asphalt Tester), metodą IT-CY według normy PN-EN 12697-26 przy odkształceniu poziomym 2 μm oraz czasie przyrostu obciążenia 0,12 s. Badania wytrzymałości na pośrednie rozciąganie wykonano według normy PN-EN 12697-23 przy prędkości przesuwu tłoka 12,5 mm/min. Warunki badania w obu przypadkach dostosowano do specyfiki badań w niskich temperaturach. W przypadku odcinków jednorodnych dla każdej temperatury przebadano 24 próbki. W przypadku odcinków niejednorodnych 42 próbki. Ilość przebadanych próbek zależała od ilości wykonanych warstw na danym odcinku. Wartości podane w tablicy 6.4 są średnią z uzyskanych wyników dla 24 i 42 próbek.

Tablica 6.4. Moduły sztywności i wytrzymałości na pośrednie rozciąganie próbek pobranych z nawierzchni

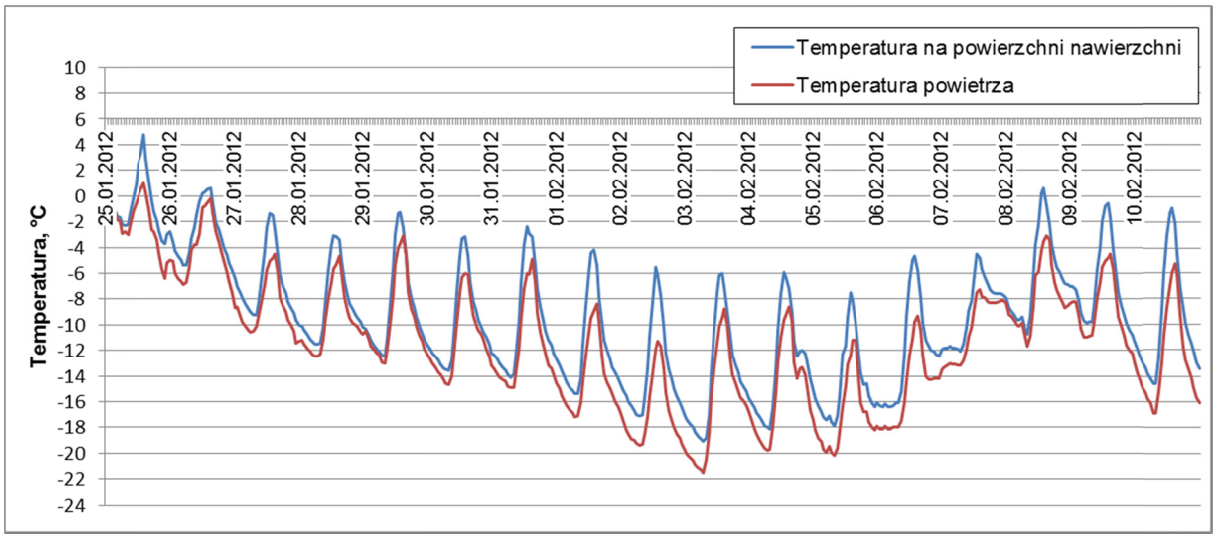
Temperatura, °C	Sekcje niejednorodne		Sekcje jednorodne		Sekcje niejednorodne		Sekcje jednorodne	
	AC WMS 20/30		AC WMS 20/30		AC WMS 20/30		AC WMS 20/30	
	Moduł, MPa	Wsk. zm., %	Moduł, MPa	Wsk. zm., %	Wytrzy małość, MPa	Wsk. zm., %	Wytrzy małość, MPa	Wsk. zm., %
+10	10 284	9,50	12 357	3,88	3,10	16,31	3,51	7,01
0	15 108	8,66	16 142	3,90	3,67	12,30	4,13	8,63
-10	16 254	9,30	19 054	2,48	3,67	14,35	4,64	6,10
-20	20 788	12,70	24 102	4,09	4,19	22,71	4,97	10,38
-30	20 866	10,60	22 996	2,39	3,61	19,82	4,29	8,66

Próbki pobrane z sekcji jednorodnych charakteryzują się wyższymi średnimi wartościami modułów sztywności oraz wytrzymałości na pośrednie rozciąganie i zdecydowanie mniejszym rozrzutem wyników badań niż w przypadku próbek pobranych z sekcji niejednorodnych.

6.5. Analiza przyczyn powstania spękań nawierzchni

6.5.1. Analiza temperatur powietrza i nawierzchni

Do analizy jako miarodajny przyjęto okres od 25 stycznia 2012 r. do 10 lutego 2012 r., w którym wystąpiły spękania podbudowy AC WMS. Jak stwierdzono na podstawie danych meteorologicznych, w Polsce utrzymywały się w tym okresie najniższe temperatury zarówno powietrza, jak i nawierzchni drogowych biorąc pod uwagę cały okres zimowy 2011/2012. Uzyskano dane temperaturowe z dwóch stacji meteorologicznych zlokalizowanych w pobliżu analizowanego odcinka autostrady A1. Pierwsza ze stacji zlokalizowana była w miejscowości Lubicz, w północnej części budowanego odcinka autostrady, natomiast druga ze stacji w miejscowości Kowal w południowej części tego odcinka. Stacje te zlokalizowane były przy drogach krajowych przecinających budowaną autostradę w odległości nie większej niż 5 km od niej. Do analizy przyjęto pomiar temperatury w stacjach meteorologicznych z powierzchni konstrukcji nawierzchni oraz z 20 cm ponad nawierzchnią. Na rys. 6.23 przedstawiono wyniki pomiaru temperatury uzyskane ze stacji meteorologicznej w miejscowości Kowal.



Rysunek 6.23. Wykres temperatury na powierzchni nawierzchni oraz temperatury powietrza ze stacji Kowal – południowa część odcinka A1

Przedstawione na rys. 6.23 wartości niskich temperatur nawierzchni dochodzą do -19°C, natomiast powietrza do -22°C. Nie są to wyjątkowo niskie temperatury, ale raczej typowe dla tego rejonu Polski. Oprócz wartości niskich temperatur na powstanie spękań duży wpływ ma również prędkość ochładzania się nawierzchni. W tablicy 6.5 przedstawiono zestawienie wartości minimalnych temperatur powietrza i nawierzchni zmierzone na analizowanych stacjach meteorologicznych oraz wyznaczone maksymalne prędkości chłodzenia w °C na godzinę. Stwierdzono, że podobne temperatury i prędkości chłodzenia wystąpiły na innych odcinkach autostrad w Polsce, gdzie w tym samym czasie popękały nowo wybudowane podbudowy AC WMS (autostrada A2 Stryków – Konotopa, autostrada A4 na odcinku Rzeszów Centralny – Rzeszów Wschód).

Tablica 6.5. Wartości minimalnych temperatur powietrza i nawierzchni zmierzone na stacjach meteorologicznych w pobliżu autostrady A1

Lp.	Lokalizacja stacji meteo	Minimalna temperatura nawierzchni, °C	Minimalna temperatura powietrza (20 cm nad powierzchnią), °C	Maksymalna prędkość chłodzenia nawierzchni VT, °C/h	Maksymalna prędkość chłodzenia powietrza VT, °C/h
1.	Kowal	-19,1	-21,5	2,7	3,2
2.	Lubicz	-18,6	-21,4	2,3	5,3

Jak wynika z przedstawionej analizy spękania niskotemperaturowe wystąpiły w podbudowie AC WMS po okresie wielodniowych mrozów, chociaż temperatura nawierzchni nie spadła poniżej -20°C. Można przypuszczać, że długotrwały okres utrzymywania się niskich temperatur, który trwał około 10 dni spowodował niskotemperaturowe twardnienie fizyczne betonu asfaltowego AC WMS (ang.: „low-temperature physical hardening"), którego skutkiem mógł być wzrost modułu

sztywności warstwy podbudowy AC WMS, a w rezultacie wzrost naprężeń termicznych w warstwie i jej spękania. Potwierdzałoby to wyniki wcześniejszych badań wielu badaczy [6.2, 6.4, 6.5, 6.6, 6.8, 6.9, 6.10, 6.14, 6.15, 6.16, 6.20]

6.5.2. Ocena Performance Grade (PG) zastosowanego asfaltu i wymaganej temperatury krytycznej dla rejonu budowanej autostrady A1

Do wykonania warstwy podbudowy użyty został beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltem zwykłym 20/30. Na podstawie badań [6.11] przeprowadzonych według metody Superpave [6.13] asfalt 20/30 został zakwalifikowany jako PG 82-10, co przedstawiono w tablicy 6.6. Dla porównania podano również rodzaj funkcjonalny PG uzyskany dla asfaltów 35/50 oraz 50/70.

Tablica 6.6. Wyniki badań asfaltów według [6.11]

Rodzaj lepiszcza	Temperatura łamliwości wg Fraassa, °C	Krytyczna temperatura minimalna wg metody BBR, °C	Temperatura mięknienia wg. PiK, °C	Rodzaj funkcjonalny PG
20/30	-9	-14	62	PG 82-10
35/50	-17	-18	55	PG 76-16
50/70	-17	-21	50	PG 64-16

Wyznaczony rodzaj funkcjonalny PG 82–10 oznacza, że asfalt 20/30 użyty do budowy warstwy podbudowy na analizowanym odcinku autostrady A1 jest przydatny do wykonywania nawierzchni pracującej w temperaturach ujemnych do -10°C.

Na podstawie danych temperaturowych z okresu ostatnich 30 lat uzyskanych ze stacji meteorologicznej zlokalizowanej 10 km od analizowanego odcinka autostrady wyznaczono wymagany rodzaj funkcjonalny PG asfaltu. Ocenę przeprowadzono według metodyki podanej w Superpave [6.13]. Podobne badania oceniające rodzaj funkcjonalny asfaltu w niskich temperaturach prowadzone były również przez innych badaczy [6.1, 6.17, 6.18]. W tablicy 6.7 przedstawiono wymagane rodzaje funkcjonalne, jakimi powinny charakteryzować się asfalty, aby mogły być zastosowane na analizowanym odcinku.

Tablica 6.7. Wymagany rodzaj funkcjonalny PG z 50% przedziałem ufności, w poszczególnych warstwach analizowanego odcinka autostrady A1

Rodzaj warstwy	Głębokość od powierzchni nawierzchni, mm	Wymagany rodzaj funkcjonalny PG
Ścieralna	20	PG 46-22
Wiążąca	80	PG 40-16
Podbudowa	200	PG 40-16

Z porównania tablic 6.6 i 6.7 wynika, że zgodnie z metodą Superpave [6.13], do budowy autostrady A1 na rozpatrywanym odcinku powinny być używane następujące asfalty: 50/70 lub bardziej miękki do warstwy ścieralnej, 35/50 lub 50/70 do warstwy wiążącej i 35/50 do warstwy podbudowy. Dotyczy to oczywiście asfaltów zwykłych, ponieważ stosowanie metodyki Superpave [6.13] do asfaltów modyfikowanych może być niedokładne. W rzeczywistości w okresie zimy 2011/2012 pozostawiono warstwę podbudowy AC WMS z asfaltem 20/30 bez przykrycia warstwami wiążącą i ścieralną. W konsekwencji zastosowany asfalt 20/30 wykazał się brakiem odporności na działanie niskiej temperatury i wystąpiły liczne spękania niskotemperaturowe.

6.5.3. Związek pomiędzy jednorodnością warstw AC WMS a ilością spękań niskotemperaturowych

W tablicy 6.8 pokazano związek pomiędzy ilością zaobserwowanych spękań a jednorodnością podbudowy z AC WMS.

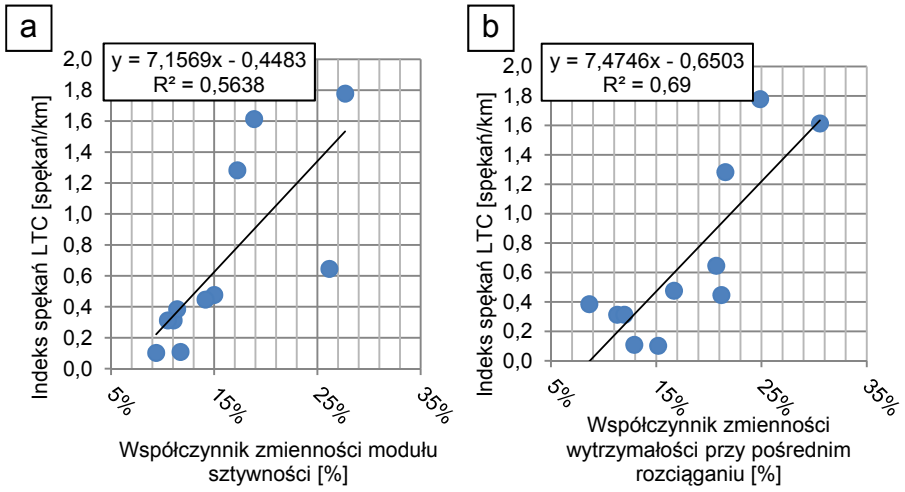
Tablica 6.8. Zestawienie indeksu spękań podbudowy asfaltowej oraz jednorodności powierzchni

Rodzaj spękania niskotemperaturowego	Ocena wizualna jednorodności powierzchni	Liczba spękań [sztuki]	Długość sekcji [km]	Indeks spękań [spękań/ km]
W spoinach technologicznych JLTC	Niejednorodne	16	11,45	1,4
	Jednorodne	43	28,98	1,5
Poza spoinami technologicznymi LTC	Niejednorodne	79	11,45	6,9
	Jednorodne	78	28,98	2,7

Na podstawie tablicy 6.8 można stwierdzić, że jednorodność warstw w dużym stopniu wpływa na indeks spękań poza spoinami technologicznymi LTC, nie wpływa natomiast na indeks spękań w spoinach technologicznych JLTC. Na odcinkach niejednorodnych zaobserwowano prawie trzykrotnie więcej spękań poprzecznych poza szwami roboczymi niż na odcinkach jednorodnych. Należy pamiętać, że spoiny technologiczne, zwłaszcza kiedy są niewłaściwie wykonane, są najsłabszym punktem podbudowy i w przypadku wystąpienia dużych podłużnych sił rozciągających spowodowanych oziębianiem nawierzchni ulegają uszkodzeniu jako pierwsze. Spękania w spoinach nie są związane z jednorodnością warstwy wykonaną pomiędzy nimi, lecz z jakością robót podczas wykonywania spoiny. Spękania na odcinkach pomiędzy spoinami technologicznymi związane są natomiast głównie z jednorodnością właściwości fizyko-mechanicznych materiałów zastosowanych do wykonania warstwy. Warstwa niejednorodna podczas oziębiania szybciej ulega spękaniom, niż warstwa jednorodna.

Na podstawie badań laboratoryjnych próbek pobranych z poszczególnych sekcji odcinków określono moduły sztywności oraz wytrzymałość próbek przy pośrednim rozciąganiu. Próbki zostały pobrane tylko z wybranych sekcji, na których była przeprowadzona ocena wizualna jednorodności oraz na których wyznaczono indeks spękań. Na podstawie wyników badań określono średnie wartości i odchylenia standardowe modułów sztywności, wytrzymałości na pośrednie rozciąganie i wskaźników zagęszczenia, oraz wyznaczono współczynniki zmienności jako stosunek odchylenia standardowego do wartości średniej. Współczynniki zmienności charakteryzują jednorodność danej sekcji drogi. Rozrzuty w wynikach badań laboratoryjnych próbek są efektem różnic w zagęszczeniu i składzie poszczególnych próbek i świadczą o jakości i jednorodności wykonanej warstwy.

Na rys. 6.24 przedstawiono odpowiednio zależność pomiędzy wynikami badań laboratoryjnych cech mechanicznych a indeksem spękań powstałych poza spoinami technologicznymi na danej sekcji. Stwierdzono, że wraz ze wzrostem współczynników zmienności rośnie indeks spękań na danej sekcji drogi co świadczy o tym, że jakość i jednorodność wykonania warstw istotnie wpływa na liczbę spękań niskotemperaturowych na danym odcinku drogi. Szczególnie wyraźny jest wzrost indeksu spękań w przypadku wzrostu współczynnika zmienności modułu sztywności i wytrzymałości na pośrednie rozciąganie (rys. 6.24). Współczynnik zmienności wskaźnika zagęszczenia warstwy w dużo mniejszym stopniu wpływa na indeks spękań, choć zaobserwowano, że na sekcjach gorzej zagęszczonych, o wskaźniku zagęszczenia Is<99%, indeks spękań osiągał najwyższe wartości.



Rysunek 6.24. Zależność między a) współczynnikiem zmienności modułu sztywności b) współczynnikiem zmienności wytrzymałości na pośrednie rozciąganie, a indeksem spękań poza spoiną technologiczną

6.5.4. Obliczenia naprężeń termicznych w warstwach AC WMS i porównawczo w warstwach AC

W ramach prac obliczeniowych próbowano wyznaczyć temperatury, przy których pęknie podbudowa AC WMS rozpatrywanej autostrady A1, opierając się na wynikach badań laboratoryjnych. Ze względu na niewielką ilość dostępnych wyników konieczne było użycie dość prostej metody obliczeń. Zdecydowano się na obliczenia w oparciu o metodę pseudo-sprężystą [6.7]. Moduły sztywności przyjęte do obliczeń wyznaczono w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych. Współczynniki rozszerzalności termicznej wyznaczono w oparciu o proporcje objętościowe mieszanki i współczynniki kruszyw i asfaltu. Prędkość oziębiania przyjęto, jako równą 3 °C/h, zbliżoną do rzeczywistej prędkości spadku temperatury występującej w ówczesnym czasie w rejonie autostrady. Ze względu na szerokość nawierzchni asfaltowej wynoszącą w przybliżeniu 12 metrów oraz długość odcinków wynoszącą około 500-600 metrów do obliczeń wybrano model nieskończonej płyty. Naprężenia obliczono ze wzoru:

$$\sigma_X = \frac{1}{1-\mu} \cdot \int S(T,t) \cdot \alpha \, dT \qquad (6.1)$$

gdzie:

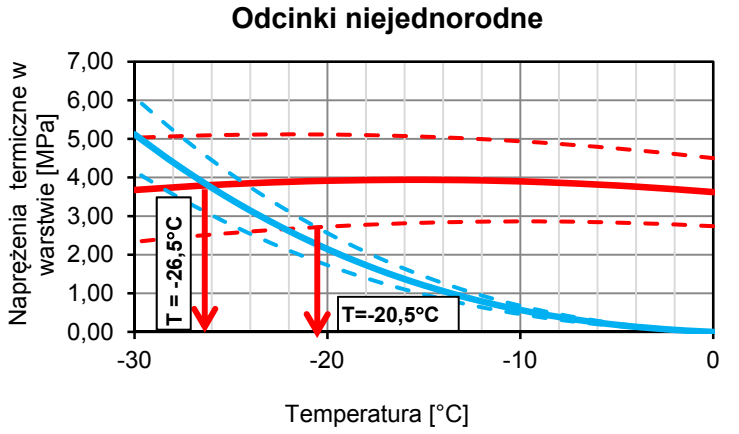
σ_X - naprężenie powstałe w warstwie pod wpływem oziębiania,

μ - współczynnik Poissona (przyjęto μ=0,25),

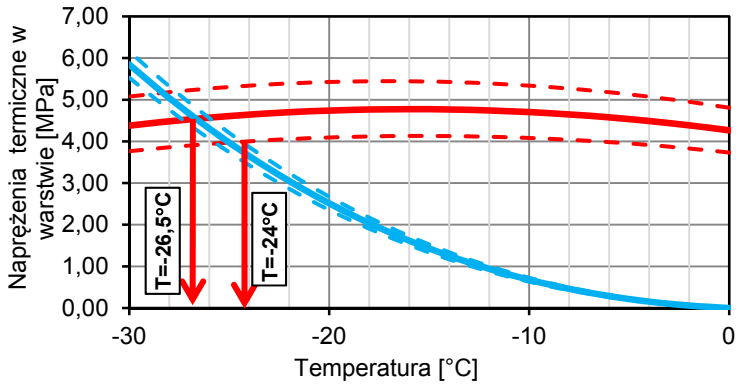
S(T,t) – moduł sztywności w temperaturze T i czasie obciążenia t = 2400 sekund,

α - współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej.

W obliczeniach i na wykresach 6.25 uwzględniono rozrzuty wyników badań modułów sztywności i wytrzymałości na rozciąganie. Wyniki obliczeń naprężeń termicznych oraz wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przedstawiono odpowiednio na rysunkach 6.25a (sekcje niejednorodne), 6.25b (sekcje jednorodne). Linie ciągłe przedstawiają wyniki uzyskane dla wartości średnich X modułów i wytrzymałości, zaś linie przerywane dla wartości średnich X ± 1,64×SD, gdzie SD – odchylenie standardowe, co odpowiada prawdopodobieństwu równemu P = 90%, że X mieści się w przedziale (X ± 1,64×SD). W obliczeniach przyjęto że rozkład wyników jest rozkładem normalnym.



(a)



(b)

Rysunek 6.25. Naprężenia termiczne obliczone z metody [6.9] dla następujących mieszanek: (a) AC WMS 20/30 sekcja niejednorodna; (b) AC WMS 20/30 sekcja jednorodna

Dla podbudów AC WMS z asfaltem 20/30, zarówno dla sekcji jednorodnych jak i niejednorodnych średnia temperatura pęknięcia, wyznaczona z wykresów wynosi -26,5 °C dla prędkości ochładzania wynoszącej 3 °C/h. Zauważyć jednak można duży wpływ rozrzutu wyników badań modułów i wytrzymałości na ryzyko wystąpienia spękań termicznych. Dla odcinków jednorodnych stwierdzono, że spękania są prawdopodobne poniżej temperatury -24,0 °C, a dla odcinków niejednorodnych poniżej -20,5 °C (patrz rys. 6.25). Warto dodać, że zanotowane w czasie wystąpienia spękań najniższe temperatury powietrza w tym rejonie mieściły się w przedziale od -14 do -22 °C i okres ten trwał około dziesięciu dni. Taki wynik analizy obliczeniowej może być odpowiedzią na pytanie, dlaczego na odcinkach jednorodnych stwierdzono dużo niższą liczbę spękań poprzecznych niż na odcinkach niejednorodnych.

6.6. Wnioski

Spękania poprzeczne nowowykonanej podbudowy asfaltowej ocenianej autostrady, które wystąpiły w styczniu oraz lutym 2012 r. mają charakter niskotemperaturowy. Powstały one wskutek działania rozciągających naprężeń termicznych, występujących w warstwach asfaltowych podczas ich oziębiania. Spękania poprzeczne wystąpiły w najsłabszych miejscach zlokalizowanych w spoinach technologicznych, miejscach dużych niejednorodności wykonanej warstwy, ale również na jednorodnych odcinkach pomiędzy spoinami technologicznymi.

Stwierdzono, że zanotowane w czasie zimy 2012 r. najniższe temperatury powietrza w tym rejonie mieściły się w przedziale od -14 do -22 °C i okres ten trwał około dziesięciu dni. W tym czasie podbudowa asfaltowa popękała. Panujące wówczas temperatury były raczej typowe dla tego rejonu Polski.

W tym samym czasie popękały również warstwy asfaltowe na innych autostradach i drogach ekspresowych budowanych w Polsce. Autorzy nie znają przypadku wystąpienia w ostatnich latach tak dużej ilości spękań niskotemperaturowych w nowowybudowanych warstwach asfaltowych na terenie Polski.

Po przeprowadzeniu prac badawczych stwierdzono, że w rozpatrywanym przypadku wystąpiły trzy główne przyczyny spękań niskotemperaturowych:

- zastosowanie do podbudowy nadmiernie sztywnej w polskim klimacie mieszanki mineralno–asfaltowej AC WMS z twardym asfaltem 20/30,
- błędy technologiczne i niedociągnięcia popełnione podczas wykonywania warstwy podbudowy z AC WMS,
- pozostawienie podbudowy z AC WMS bez przykrycia warstwą górną na okres zimy.

Warstwy dolne konstrukcji nawierzchni: górna część nasypu, warstwa odsączająca, warstwa z gruntu lub kruszywa stabilizowana cementem, podbudowa z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie zostały wykonane właściwie i nie miały wpływu na wystąpienie spękań niskotemperaturowych podbudowy asfaltowej.

Biorąc pod uwagę dostępne w Polsce wyniki badań asfaltu zwykłego 20/30 wykonane w 2011 r. stwierdzono, że asfalt 20/30 jest nadmiernie sztywny do zastosowania w warunkach klimatycznych występujących w rejonie budowanej autostrady.

Badania laboratoryjne przeprowadzone w ramach niniejszej pracy wykazały, że sztywność wykonanej warstwy z AC WMS z asfaltem 20/30 była wyższa niż sztywność betonu asfaltowego z asfaltem wielorodzajowym 35/50. Stwierdzono po przeprowadzeniu obliczeń, że naprężenia termiczne powstające w podbudowie byłyby mniejsze, gdyby zamiast asfaltu 20/30 użyto bardziej miękkich asfaltów zwykłych 35/50 lub 50/70 albo asfaltu wielorodzajowego 35/50 lub modyfikowanego.

Na tej podstawie wywnioskowano, że użycie asfaltu 20/30 zamiast asfaltu wielorodzajowego 35/50 przyczyniło się do powstania spękań niskotemperaturowych.

Stwierdzono błędy w wykonawstwie warstwy podbudowy asfaltowej: niejednorodność wbudowanej i zagęszczonej mieszanki oraz niewłaściwe wykonanie spoin technologicznych.

Analiza wyników zebranych podczas obserwacji i badań laboratoryjnych wykazała, że istnieje wyraźna korelacja pomiędzy jednorodnością wbudowanej i zagęszczonej warstwy, a ilością spękań poprzecznych. Na ocenianych odcinkach, poza spoinami technologicznymi dwa razy więcej spękań wystąpiło tam, gdzie podbudowa była niejednorodna.

Badania laboratoryjne próbek odwierconych z nawierzchni wykazały, że na odcinkach niejednorodnych wystąpiły większe rozrzuty parametrów takich jak wytrzymałość na rozciąganie i moduł sztywności. Analiza obliczeń naprężeń termicznych i wytrzymałości wykazała, że prawdopodobieństwo wystąpienia spękań warstw niejednorodnych było większe niż na odcinkach jednorodnych.

W rejonie spoin stwierdzono słabe zagęszczenie mieszanki, wyraźnie większą zawartość wolnych przestrzeni, porowaty wygląd przełomu, brak lub nieznaczne ślady asfaltu uszczelniającego spoinę. Ponadto w niektórych spękaniach w spoinach występowało nacięcie piłą dolnej warstwy technologicznej, które powstało przy zbyt głębokim obcinaniu krawędzi warstwy górnej.

Warstwa podbudowy z AC WMS została pozostawiona na zimę bez przykrycia warstwą wiążącą z AC WMS. Warstwa wiążąca działałaby jako izolacja termiczna. Oziębienie podbudowy z AC WMS byłoby mniejsze, co przełożyłoby się na mniejsze prawdopodobieństwo wystąpienia spękań niskotemperaturowych. Podsumowując, warstwy wykonane z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności wykazały w polskim klimacie znaczną wrażliwość na spękania niskotemperaturowe oraz okazały się bardzo wrażliwe na błędy wykonawcze.

Literatura do rozdziału 6

[6.1] Andriescu A., Iliuta S., Hesp S.A.M., (2004). Improved Approach to Low Temperature and Fatigue Fracture Performance Grading of Asphalt Cements. Proceedings of the Canadian Technical Asphalt Association, 49: 123-157.

[6.2] Bahia H.U., Tabatabaee H., Valasquez R. (2012). Importance of bitumen physical hardening for thermal stresses buildup and relaxation in asphalt. Proceedings of the 5th Euroasphalt and Eurobitume Congress, Istanbul, Turkey.

[6.3] Corté J. F. (2001). Development and Uses of Hard-Grade Asphalt and of High-Modulus Asphalt Mixes in France. Transportation Research Circular, 503, Transportation Research Board.
[6.4] Hesp S.A.M., Iliuta S., Shirokoff J.W. (2007). Reversible aging in asphalt binders. Energy and Fuel, 21:1112-1121. doi:10.1021/ef060463b
[6.5] Hesp S.A.M., Genin S.N., Scafe D., Shurvell H.F., Subramani S. (2009). Five years performance review of a Northern Ontario Pavement Trial: Validation of Ontario's double-edge-notched tension (DENT) and extended Bending Beam Rheometer (BBR) test methods. Proceedings of the Canadian Technical Asphalt Association, 54:99-126.
[6.6] Hesp S.A.M., Soleimani A., Subramani S., Philips T., Smith D., Marks P., Tam K.K. (2009). Asphalt pavement cracking: Analysis of extraordinary life cycle variability in Eastern and Northeastern Ontario. International Journal of Pavement Engineering, 10(3):209-27. doi:10.1080/10298430802343169
[6.7] Hills J.F. & Brien D. (1966). The fracture of bitumen and asphalt mixes by temperature induced stresses. Symposium on Pavement Cracking, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 35:294–309.
[6.8] Judycki J. (2014). Influence of low-temperature physical hardening on stiffness modulus and tensile strength of asphalt concrete and stone mastic asphalt, Construction and Building Materials, 61: 191-199. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.03.011
[6.9] Judycki J., Badania niskotemperaturowego twardnienia fizycznego betonu asfaltowego i mieszanki SMA, Drogownictwo nr 10/2014, s. 311-318
[6.10] Lu X., Isacsson U. (2000). Laboratory study on the low temperature physical hardening of conventional and polymer modified bitumens. Construction and Building Materials, 14:79-88. doi:10.1016/S0950-0618(00)00012-X
[6.11] Radziszewski P., Piłat J., Król J., Kowalski K., Sarnowski M. (2011). Weryfikacja wymagań i metod oceny właściwości lepkosprężystych krajowych asfaltów i asfaltów modyfikowanych. Raport badawczy, Politechnika Warszawska.
[6.12] Instytut Badawczy Dróg i Mostów (2008). WT-2 Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych. Warszawa.
[6.13] Superpave (1995) Performance Grade Asphalt Binder Specification and Testing Series No. 1 (SP-1), Asphalt Institute.
[6.14] Tabatabaee H., Mangiafico S., Velasquez R., Bahia H.U. (2010). Investigation of low temperature cracking in asphalt pavements, National Pooled Fund Study – Phase II, Task 2, Subtask on Physical Hardening. University of Wisconsin-Madison.
[6.15] Tabatabaee H.A., Velasquez R., Arshadi A., Bahia H.U. (2012). Investigation of low temperature cracking in asphalt pavements, National Pooled Fund Study – Phase II, Task 5 – Modeling of Asphalt Mixtures Contraction and Expansion Due to Thermal Cycling. University of Wisconsin-Madison.
[6.16] Tabatabaee H.A., Valasquez R. & Bahia H.U. (2012). Modelling Thermal Stress in Asphalt Mixtures Undergoing Glass Transition and Physical

Hardening. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, 2296:106 – 114. doi:10.3141/2296-11

[6.17] Watson D. E., Zhang J., Powell R.B. (2004). Analysis of Temperature Data for the National Center for Asphalt Technology Test Track. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, 1891:68-75. doi: 10.3141/1891-10

[6.18] Wegman D., Weigel J., Forsberg A. (1999). Collaborative Evaluations of Low-Temperature Superpave Performance-Graded Asphalt Binders. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, 1661: 75-82. doi: 10.3141/1661-12

[6.19] Wielinski J.C. & Huber G.A. (2011). Evaluation of French High Modulus Asphalt (EME) in Pavement Structural Design (MEPDG). Asphalt Paving Technology, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 80:697 – 718.

[6.20] Zhao M.O., Hesp S.A.M. (2006). Performance grading of the Lamont, Alberta C-SHRP pavement trial binders. International Journal of Pavement Engineering, 7(3):199-211. doi:10.1080/10298430600715667

7. Podsumowanie i rekomendacje

7.1. Cel pracy

Celem niniejszej pracy naukowo-badawczej jest ocena betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (w skrócie oznaczanym jako AC WMS) jako materiału do warstw wiążących i do podbudowy asfaltowej nawierzchni drogowych w polskich warunkach klimatycznych. W szczególności postawiono dwa następujące cele szczegółowe:

a) Przeprowadzenie badań nad możliwością powstawania spękań niskotemperaturowych w okresie zimowym w nawierzchniach drogowych z warstwami betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS.
b) Przeprowadzenie badań wpływu zastosowania warstw z betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS na zmniejszenie deformacji trwałych powstających w wyższych temperaturach letnich w nawierzchniach asfaltowych.

Na cele tej pracy należy popatrzeć uwzględniając genezę wprowadzenia do Polski betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS. W latach 1995-2005 na wielu polskich drogach wystąpiły liczne i głębokie koleiny. Jedną z odpowiedzi na wystąpienie kolein było wprowadzenie do stosowania przy budowie dróg o największym obciążeniu ruchem betonów asfaltowych o wysokim module sztywności. W latach 2008 – 2010 mieszanki AC WMS zostały użyte na prawie wszystkich nowobudowanych autostradach, drogach ekspresowych i najbardziej obciążonych drogach krajowych w Polsce. Wśród polskich specjalistów od początku stosowania AC WMS trwały dyskusje, czy decyzja o wprowadzeniu w Polsce betonów asfaltowych o wysokim module sztywności jest w pełni uzasadniona. Wyrażane były obawy, że w podbudowach z AC WMS z twardymi asfaltami, o penetracji rzędu 20/30, wystąpią spękania niskotemperaturowe i odbiją się one w warstwach ścieralnych. Beton asfaltowy o wysokim module sztywności powstał i stosowany jest we Francji, gdzie klimat jest bardziej łagodny i w okresie zimy występują tam temperatury dużo wyższe niż w Polsce. Zimą 2012 roku wystąpiły liczne spękania niskotemperaturowe na kilku nowo wybudowanych podbudowach i warstwach wiążących polskich autostrad, w których zastosowano AC WMS. Popękały nowe warstwy AC WMS wykonane latem i jesienią w roku 2011, które pozostawiono bez przykrycia warstwami ścieralnymi z SMA na zimę. Problem oceny odporności betonów asfaltowych na spękania niskotemperaturowe ma więc bardzo aktualne znaczenie i był on podstawowym elementem niniejszej pracy badawczej.

Z drugiej strony, z góry wiadomo, że dobrze wykonany beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS powinien mieć dobrą odporność na deformacje trwałe w okresie wysokich temperatur letnich. Istotna jest jednak wiedza o tym jaka jest różnica pomiędzy odpornością na deformacje betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS i betonu asfaltowego konwencjonalnego AC. Czy w istocie odporność na deformacje konwencjonalnego betonu asfaltowego AC jest tak mała,

że konieczne jest jego zastąpienie bardziej podatnym na spękania niskotemperaturowe betonem AC WMS. Odpowiedź na to pytanie wymagała przeprowadzenia badań i analiz obliczeniowych z uwzględnieniem realnych temperatur jakie występują w Polsce w okresie letnich upałów.

7.2. Zakres pracy

Prace badawcze były bardzo obszerne, trwały trzy lata od listopada 2011 r. do listopada 2014 r. i objęły:

a) Studia literatury.
b) Badania laboratoryjne.
c) Analizy i obliczenia.
d) Badania terenowe.
e) Ocenę spękań warstw wiążących i podbudów z AC WMS na polskich autostradach zimą 2012 r.

Poniżej przedstawiono wnioski z przeprowadzonych badań i analiz.

7.3. Ocena możliwości powstawania spękań niskotemperaturowych w okresie zimowym w nawierzchniach z warstwami z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS

7.3.1. Ocena odporności na spękania niskotemperaturowe na podstawie badań laboratoryjnych

Badania laboratoryjne odporności na spękania niskotemperaturowe stanowiły najbardziej pracochłonną i obszerną część niniejszej pracy badawczej. Badaniom laboratoryjnym w zakresie odporności na spękania niskotemperaturowe poddano następujące mieszanki mineralno-asfaltowe:

- **AC WMS16 20/30** - beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem drogowym 20/30 o uziarnieniu 0/16,
- **AC WMS16 20/30 MG** - Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem wielorodzajowym multigrade 20/30MG o uziarnieniu 0/16,
- **AC WMS16 PmB 25/55-60** - beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem modyfikowanym polimerem 25/55-60 o uziarnieniu 0/16,
- **AC16W 35/50** - beton asfaltowy konwencjonalny do warstwy wiążącej AC16W z asfaltem drogowym 35/50 o uziarnieniu 0/16,
- **AC16W 50/70** - beton asfaltowy konwencjonalny do warstwy wiążącej AC16W z asfaltem drogowym 50/70 o uziarnieniu 0/16,
- **AC22P 35/50** – beton asfaltowy konwencjonalny do warstwy podbudowy AC22P z asfaltem drogowym 35/50 o uziarnieniu 0/22.

Jak widać badano beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS16 z trzema rodzajami asfaltów: zwykłym asfaltem drogowym 20/30, asfaltem wielorodzajowym 20/30MG nazywanym „multigrade” i z asfaltem modyfikowanym

polimerem 25/55-60. Dla porównania badano beton asfaltowy konwencjonalny AC16W z dwoma rodzajami asfaltów drogowych 35/50 i 50/70. W każdym przypadku, poza mieszanką na podbudowę AC22P 35/50, stosowano uziarnienie mieszanek do 16 mm. Mieszanki były zaprojektowane i wykonane w laboratorium według polskich wytycznych technicznych.

W badaniach laboratoryjnych stosowano następujące metody badań laboratoryjnych właściwości niskotemperaturowych mieszanek mineralno - asfaltowych:
A – metoda TSRST, czyli test naprężeń termicznych w skrępowanej próbce z betonu asfaltowego,
B – metoda zginania belek z betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem,
C – metoda zginania belek z betonu asfaltowego przy stałej prędkości deformacji,
D – metoda mechaniki pękania,
E – metoda pośredniego rozciągania.
Jak dotąd nie ma w świecie jednolitej, normowej, powszechnie uznanej metody badań laboratoryjnych, która dawałaby jednoznaczną i pewną odpowiedź na pytanie: czy określona mieszanka mineralno-asfaltowa będzie w pełni odporna na spękania niskotemperaturowe w określonych warunkach klimatycznych. Są tylko normy czynnościowe na prowadzenie badań betonu asfaltowego według trzech metod A, D i E, ale nie ma dotąd kryteriów liczbowych oceny odporności na spękania niskotemperaturowe materiału na podstawie wyników tych metod. Metody zginania belek z betonu asfaltowego (metody B i C) zostały oryginalnie opracowane na Politechnice Gdańskiej i są od wielu lat stosowane przez nasz zespół badawczy w praktyce.

W tablicy 7.1 zestawiono rating badanych betonów asfaltowych na podstawie analizy wyników wszystkich badań laboratoryjnych. Badane betony asfaltowe uszeregowano od najbardziej odpornego na spękania niskotemperaturowe do najmniej odpornego (czyli od najlepszej do najgorszej mieszanki).

Tablica 7.1. Rating badanych betonów asfaltowych od najbardziej odpornych na spękania niskotemperaturowe do najmniej odpornych na spękania na podstawie wyników z pięciu metod badań laboratoryjnych

Kolejność	Rating według metod badawczych od najlepszej do najgorszej mieszanki				
	A	B	C	D	E
1	AC WMS16 20/30MG	AC WMS16 20/30 MG	AC WMS16 20/30 MG	AC WMS16 20/30MG	AC WMS16 20/30MG
2	AC WMS16 PmB 25/55-60	AC16W 35/50	AC WMS16 PmB 25/55-60	AC16W 35/50	AC WMS16 PmB 25/55-60
3	AC16W 50/70	AC WMS16 PmB 25/55-60	AC16W 35/50 i AC16W 50/70	AC WMS16 PmB25/55-60	AC WMS16 20/30 AC16W 35/50 AC16W 50/70 AC22P 35/5 (ex aequo)
4	AC16W 35/50	AC16W 50/70	AC WMS16 20/30 i AC 22P 35/50	AC16W 50/70	
5	ACWMS16 20/30	AC WMS16 20/30		AC WMS16 20/30	

Uwaga: W metodzie D (mechaniki pękania) klasyfikacja oparta o wartość całki J_C.

Jak widać z tablicy 7.1 rating według 5 stosowanych metod badawczych jest nieco różny, ale jest jedna rzecz wspólna w ocenie według wszystkich stosowanych metod:

- Najmniejszą odpornością na spękania niskotemperaturowe charakteryzuje się AC WMS16 20/30 - beton asfaltowy o wysokim module sztywności ze zwykłym asfaltem drogowym 20/30.
- Największą odpornością na spękania niskotemperaturowe charakteryzuje się AC WMS16 20/30MG - beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem wielorodzajowym „muligrade” 20/30.

Asfalt wielorodzajowy „multigrade” 20/30 dał bardzo dobre wyniki, ale jest on w Polsce produkowany w bardzo małych ilościach i jego wprowadzenie do powszechnego stosowania wymaga przeprowadzenia dalszych, bardziej dokładnych i wszechstronnych badań w zakresie różnych aspektów długotrwałego zachowania w nawierzchniach drogowych.

Beton asfaltowy AC WMS16 PmB 25/55-60 jest drugi lub trzeci pod względem odporności na spękania niskotemperaturowe, w zależności od metody badawczej. Można więc oczekiwać, że zastosowanie asfaltu modyfikowanego PmB 25/55-60 do mieszanek AC WMS zamiast zwykłego asfaltu drogowego 20/30 mogłoby zmniejszyć niebezpieczeństwo spękań niskotemperaturowych.

Można dalej stwierdzić, że betony asfaltowe konwencjonalne AC 16W 50/70 i AC16W 35/50 znalazły się w środku tabeli i są lepsze od AC WMS16 20/30, ale gorsze od AC WMS16 20/30G i AC WMS16 PmB 25/55-60.

Na tablicę 7.1 należy także popatrzeć pod kątem wiarygodności stosowanych metod badawczych. Według oceny autorów tego raportu najbardziej wiarygodne są metody, kolejno B i A. Metodę B, czyli badanie zginania belek z betonu asfaltowego pod stałym obciążeniem, uznajemy za wiarygodną, ponieważ jest ona stosowana w Laboratorium Drogowym Politechniki Gdańskiej od wielu lat, daje wszystkie parametry reologiczne mieszanek w niskich temperaturach i pozwala na analizy naprężeń termicznych. Metoda A (test TSRST) jest powszechnie stosowana w świecie, ma jednak tę wadę, że badania naprężeń prowadzone są w nierealistycznych warunkach bardzo szybkiego chłodzenia 10°C/h, gdy realne prędkości w nawierzchni są rzędu od 2 do 3°C/h. Metoda C – zginania ze stałą prędkością deformacji jest szybką metodą i bardzo często z powodzeniem wykorzystywaną w praktyce przez zespół Politechniki Gdańskiej. Metoda E (pośredniego rozciągania) jest bardzo prosta, powszechnie dostępna i dlatego była stosowana w niniejszej pracy, ale jest najmniej przydatna, ze względu na zupełnie inne warunki rozkładu naprężeń i czasu działania obciążenia niż występujące w warstwach asfaltowych nawierzchni podczas oziębiania zimą. Metoda D – mechaniki pękania jest bardzo obiecująca, ale po raz pierwszy była stosowana w Polsce i wymaga dalszego dopracowania.

Przedstawiona powyżej ocena mieszanek na podstawie pięciu badań laboratoryjnych była ogólnie biorąc zgodna z wynikami badań czasów relaksacji mieszanek w niskich temperaturach, czyli najdłuższe czasy relaksacji naprężeń w niskich temperaturach uzyskał AC WMS16 20/30 i wynika stąd, że w tym materiale powstawać będą największe naprężenia termiczne.

7.3.2. Ocena odporności na spękania niskotemperaturowe na podstawie analiz i obliczeń

Analizy i obliczenia dotyczące odporności na spękania niskotemperaturowe objęły:

- Analizę warunków temperaturowych występujących w Polsce zimą.
- Ocenę asfaltów stosowanych do AC WMS według metody SUPERPAVE.
- Obliczenia naprężeń termicznych.

Analiza warunków temperaturowych nawierzchni w Polsce zimą.

Określenie temperatur zimowych nawierzchni jest koniecznym warunkiem oceny odporności warstw asfaltowych na spękania niskotemperaturowe. Zebrano dostępne dane z 18 stacji meteorologicznych zlokalizowanych na polskich drogach w całym kraju z różnych okresów pomiarowych, najdłuższy okres to 2003 – 2013, a najkrótszy to 2012-2013. Dla dostępnego okresu pomiarowego wyznaczono minimalne temperatury w nawierzchni, czas utrzymywania się niskich temperatur nawierzchni i prędkość ochładzania się nawierzchni. Łącznie do obliczeń wykorzystano 3,3 mln

zapisów z pomiaru temperatury nawierzchni. Najniższą temperaturę nawierzchni w okresie 2003 – 2013, równą -24,2°C odnotowano 26 stycznia 2010 roku na stacji DK8 Podborze (w północno-wschodniej części woj. mazowieckiego). Na tej samej stacji zanotowano najdłuższy czas ciągłego utrzymywania się temperatury poniżej -20°C, który wynosił 18 godzin. Stwierdzono, przez analizę statystyczną, że w 99,9% przypadków oziębianie będzie z prędkością mniejszą od 3,1^{o}C/h, a w 0,1% przypadków z prędkością większą od 3,1^{o}C/h

Ocena asfaltów według SUPERPAVE

Na podstawie metody SUPERPAVE w dostępnych badaniach w 2 przypadkach na 4 asfalt 20/30 został sklasyfikowany jako PG 82-10. Oznacza to, mówiąc ogólnie, że według metody SUPERPAVE jest on przydatny do wykonywania warstw asfaltowych nawierzchni pracujących w temperaturach ujemnych jedynie do -10°C, a w temperaturach dodatnich do +82°C. W przypadku asfaltu 35/50 wyznaczony rodzaj funkcjonalny wyniósł PG 70-16 oraz PG 76-16. Oznacza to, że jest on przydatny do wykonywania warstw asfaltowych nawierzchni pracujących w temperaturach ujemnych do -16°C. Dla asfaltu 50/70 rodzaj funkcjonalny wyniósł od PG 64-16 do PG 70-22. Oznacza to, że asfalt ten jest przydatny do wykonywania warstw asfaltowych nawierzchni pracujących w temperaturach ujemnych do -22°C.

Analiza wymaganego rodzaju funkcjonalnego PG przeprowadzona została na podstawie danych klimatycznych z 29 stacji meteorologicznych z okresu 30 lat. 22 stacje leżały na terenie Polski, oprócz tego wykorzystano dane z 7 stacji położonych w państwach sąsiednich, ale bezpośrednio przy granicy z Polską. Analizy przeprowadzono przy poziomie ufności statystycznej P = 50% dla dróg drugorzędnych i P = 98% dla autostrad, dróg ekspresowych i dróg głównych.

Analiza przeprowadzona dla dróg drugorzędnych dla 50% poziomu ufności wykazała, że w zależności od lokalizacji stacji dla warstwy ścieralnej wymagany rodzaj funkcjonalny asfaltu powinien wynosić od PG 46-16 do PG 46-22, dla warstwy wiążącej od PG 40-16 do PG 40-22, natomiast dla warstwy podbudowy od PG 34-10 do PG 40-16. Oznacza to, że na drogach drugorzędnych asfalt 20/30 nie powinien być dopuszczony do stosowania do warstwy wiążącej na całym terytorium Polski oraz nie powinien być dopuszczony do warstwy podbudowy w zdecydowanej większości terytorium Polski.

Analiza wymaganego rodzaju funkcjonalnego PG dla autostrad, dróg ekspresowych i innych dróg głównych dla 98% poziomu ufności wykazała, że w zależności od lokalizacji stacji dla warstwy ścieralnej wymagany rodzaj funkcjonalny asfaltu powinien wynosić od PG 52-28 do PG 52-22, dla warstwy wiążącej od PG 52-28 do PG 46-22, natomiast dla warstwy podbudowy od PG 46-22 do PG 40-22. Oznacza to, że asfalt 20/30 nie powinien być dopuszczony do stosowania do żadnej z warstw nawierzchni dla autostrad, dróg ekspresowych i innych dróg głównych na całym

terytorium Polski. Jego użycie według SUPERPAVE skutkować będzie spękaniami niskotemperaturowymi.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń naprężeń termicznych można wyciągnąć następujące wnioski:

1. W każdym z przypadków obliczeniowych największe naprężenia termiczne wykazała mieszanka AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30. W każdym z przypadków, naprężenia te były znacząco większe od pozostałych zbadanych mieszanek. Mieszanka ta jest więc najbardziej podatna na spękania niskotemperaturowe. W tym względzie wyniki analiz obliczeniowych całkowicie pokrywają się z wynikami badań laboratoryjnych.
2. Według obliczeń przeprowadzonych w oparciu o metodę Hillsa i Briena, pozostałe z rozpatrywanych mieszanek generują podobny poziom naprężeń termicznych. Duży wpływ na temperaturę pęknięcia w takim przypadku będzie więc miała wytrzymałość na rozciąganie poszczególnych mieszanek w niskich temperaturach.
3. Według obliczeń przeprowadzonych w oparciu o metodę opartą o teorię liniowej lepkosprężystości, drugą w kolejności generowaną wielkością naprężeń charakteryzowała się mieszanka AC WMS16 z asfaltem 20/30 MG i osiągała wartości zbliżone do mieszanki AC WMS16 z asfaltem 20/30. Pozostałe mieszanki uzyskały wyniki zbliżone do siebie i dużo niższe niż w przypadku mieszanek AC WMS16 z asfaltami 20/30 i 20/30 MG. Trzeba jednak stwierdzić, że metoda oparta o teorię liniowej lepkosprężystości posiada wadę, ze względu na brak możliwości uwzględnienia w niej odchyleń od zasady superpozycji czasowo-temperaturowej jakie występują w zachowaniu betonów asfaltowych w niskich temperaturach.
4. Wartości obliczone w metodzie Hillsa i Briena dają większą zgodność z wynikami badania TSRST, niż wartości obliczone z metody opartej o teorię liniowej lepkosprężystości. W metodzie Hillsa i Briena średnia różnica pomiędzy obliczeniami a badaniami wynosiła od 10 do 40%, natomiast w przypadku metody Monismitha, opartej o teorię liniowej lepkosprężystości,, od 30 do 70%.
5. Stosowano dwie metody obliczeń naprężeń termicznych, jedyne jakie są obecnie dostępne w świecie. Obie zastosowane metody obliczeń mają pewne niedoskonałości i mogą dawać wyniki obarczone błędami.

7.3.3. Ocena odporności na spękania niskotemperaturowe na podstawie badań terenowych odcinków z AC WMS i odcinków z konwencjonalnych AC

Podsumowanie badań terenowych jest następujące:

1. Przeprowadzono ocenę wizualną stanu technicznego 33 odcinków, na których zastosowano mieszankę AC WMS oraz 47 odcinków porównawczych z konwencjonalnymi mieszankami AC. Odcinki zlokalizowane były w różnych strefach klimatycznych w Polsce oraz były zróżnicowane pod względem wieku (od roku do 12 lat).

2. Ocena wizualna była prowadzona przez trzy kolejne lata 2012, 2013, 2014. Podczas oceny w latach 2012 i 2013 przeprowadzono szczegółową inwentaryzację uszkodzeń na wybranych odcinkach z AC WMS.
3. Szczególny nacisk podczas oceny wizualnej przeprowadzonej w 2014 r. położono na ocenę spękań niskotemperaturowych nawierzchni. Wynikiem oceny był indeks spękań, zdefiniowany w tym opracowaniu jako średnia liczba spękań niskotemperaturowych na jeden kilometr drogi, określony dla poszczególnych odcinków dróg. Na podstawie indeksu spękań sklasyfikowano poszczególne odcinki pod względem stanu spękań.
4. Zarówno w grupie odcinków z zastosowanym AC WMS, jak i w grupie odcinków z konwencjonalnym AC stwierdzono odcinki spękane i odcinki bez spękań niskotemperaturowych.
5. Odcinki z mieszankami AC WMS są częściej spękane niż odcinki z AC. Spękania niskotemperaturowe zaobserwowano na 69% łącznej liczby odcinków z mieszankami AC WMS i na 52% liczby odcinków z konwencjonalnymi mieszankami AC.
6. Obszar Polski do analizy podzielono na trzy strefy klimatyczne z uwzględnieniem głębokości przemarzania: A – głębokość przemarzania 1,4 i 1,2 m, B – 1,0 m i C – 0,8 m.
7. Stwierdzono, że na stan spękań nawierzchni wpływa wiek nawierzchni oraz jej położenie w danej strefie klimatycznej kraju. Odcinki niespękane zarówno w grupie nawierzchni z mieszankami AC WMS jak i AC częściej obserwowano w grupie nawierzchni nowych oraz w strefie klimatycznej C (najcieplejszej).

Wyniki analizy statystycznej:

8. Przeprowadzono analizę statystyczną wpływu rodzaju podbudowy (AC lub AC WMS), wieku nawierzchni i jej lokalizacji na stan spękań. Zbudowano model statystyczny, w oparciu o który oceniono wpływ wymienionych czynników na stan spękań nawierzchni.
9. Analiza statystyczna wykazała, że nawierzchnia, w której zastosowano mieszankę AC WMS z prawie 2,5-krotnie większą szansą znajdzie się w grupie odcinków spękanych, niż nawierzchnia w której zastosowano konwencjonalną mieszankę AC.
10. W chłodniejszych strefach klimatycznych prawdopodobieństwo wystąpienia spękań niskotemperaturowych jest większe.
11. Stwierdzono, że w nawierzchniach znajdujących się w strefie klimatycznej A (najchłodniejszej, na której głębokość przemarzania gruntu hz =1,2 m lub hz = 1,4 m), przy pozostałych czynnikach niezmienionych, szansa na powstanie spękań niskotemperaturowych jest ponad 7,5-krotnie większa niż w nawierzchniach znajdujących się w strefie klimatycznej C (najcieplejszej, na której głębokość przemarzania gruntu hz = 0,8 m).
12. Wraz z wiekiem nawierzchni rośnie prawdopodobieństwo powstania spękań niskotemperaturowych.

13. Wykazano, że w nawierzchniach nowych (w wieku poniżej 3 lat) ryzyko wystąpienia spękań niskotemperaturowych, przy pozostałych czynnikach niezmienionych, jest o 99% mniejsze niż na odcinkach kilkunastoletnich (w wieku powyżej 10 lat).
14. W przypadku nawierzchni z mieszankami AC WMS zaobserwowano, że liczba odcinków spękanych jest większa, gdy do mieszanki AC WMS zastosowany został asfalt zwykły 20/30, niż gdy zastosowany został asfalt modyfikowany PMB 25/55-60. Ponadto średni indeks spękań odcinków spękanych, na których zastosowano asfalt zwykły 20/30 jest znacząco większy niż na odcinkach, gdzie zastosowano asfalt modyfikowany PMB 25/55-60. Liczba danych statystycznych była niewystarczająca do określenia prawdopodobieństwa tego wpływu.
15. Wykazano, że w kolejnych 3 latach, w jakich przeprowadzono obserwacje terenowe, liczba odcinków spękanych z mieszankami AC WMS stale wzrastała. W odniesieniu do AC nie ma takich danych, ponieważ odcinki te badane były tylko w 2014 r.
16. Na trzech odcinkach z AC WMS stwierdzono koleiny. Koleiny występowały w strefach ruchu skanalizowanego przed sygnalizacjami świetlnymi oraz na stromych podjazdach. Na badanych odcinkach z konwencjonalnymi mieszankami AC nie zaobserwowano kolein. Wielkość kolein rzędu 18 mm wskazuje, żę mogły one powstać w warstwie AC WMS.
17. Przeprowadzono badania FWD w woj. podlaskim na dwóch odcinkach drogi ekspresowej S8 i na DK8, na nawierzchniach z AC WMS w warstwach wiążących i podbudowach. W analizie wykorzystano do porównania wyniki badań z jednej autostrady z konwencjonalnym AC. Warstwy asfaltowe z AC WMS są od 1,5 do 2,0 razy bardziej sztywne w porównaniu do warstw asfaltowych z AC. Na podstawie obliczeń odwrotnych ugięć z pomiarów FWD stwierdzono, że warstwy asfaltowe z AC WMS osiągają średnie moduły sztywności w temperaturze +10°C w zakresie od 17 350 do 21 720 MPa podczas, gdy z AC osiągają wartości od 9 070 do 11 720 MPa.

7.3.4. Ocena spękań niskotemperaturowych nowowybudowanych warstw wiążących i podbudów autostrad zimą 2012 r.

Katedra Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej wykonała badania spękań poprzecznych warstw z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności, jakie wystąpiły w czasie mrozów zimą 2012 r. na polskich autostradach. Prace badawcze zostały wykonane dla następujących odcinków nowobudowanych autostrad i dróg ekspresowych: autostrada A1 odcinek Czerniewice – Kowal, autostrada A2 Stryków – Konotopa, sekcja B, autostrada A4 na odcinku Rzeszów Centralny – Rzeszów Wschód oraz droga ekspresowa S7 na odcinku Obwodnicy Kielc. Poniżej przedstawiono wnioski z prac badawczych dla autostrady A1, gdzie zakres występujących spękań poprzecznych był największy.

Spękania poprzeczne nowowykonanej podbudowy asfaltowej ocenianej autostrady A1, które wystąpiły w styczniu oraz lutym 2012 r. mają charakter niskotemperaturowy. Powstały one wskutek działania rozciągających naprężeń termicznych, występujących w warstwach asfaltowych podczas ich oziębiania. Spękania poprzeczne wystąpiły w najsłabszych miejscach zlokalizowanych w spoinach technologicznych, miejscach dużych niejednorodności wykonanej warstwy, ale również na jednorodnych odcinkach pomiędzy spoinami technologicznymi.

Stwierdzono, że zanotowane w czasie zimy 2012 r. najniższe temperatury powietrza w tym rejonie mieściły się w przedziale od -14 do -22°C i okres ten trwał około dziesięciu dni. W tym czasie podbudowa asfaltowa, która nie była przykryta warstwami górnymi popękała. Panujące wówczas temperatury były raczej typowe dla tego rejonu Polski.

Górna część nasypu i warstwy dolne konstrukcji nawierzchni: warstwa odsączająca, warstwa z gruntu lub kruszywa stabilizowana cementem, podbudowa z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie zostały wykonane właściwie i nie miały wpływu na wystąpienie spękań niskotemperaturowych podbudowy asfaltowej.

Biorąc pod uwagę dostępne wyniki badań asfaltu zwykłego 20/30 wykonane w 2011 r. stwierdzono w oparciu o metodę SUPERPAVE, że asfalt 20/30 jest nadmiernie sztywny w warunkach klimatycznych w rejonie budowanej autostrady.

Badania laboratoryjne wykazały, że sztywność wykonanej warstwy z AC WMS ze zwykłym asfaltem drogowym 20/30 była wyższa niż sztywność betonu asfaltowego z asfaltem wielorodzajowym. Stwierdzono po przeprowadzeniu obliczeń, że naprężenia termiczne powstające w podbudowie byłyby mniejsze, gdyby zamiast asfaltu 20/30 użyto bardziej miękkich asfaltów zwykłych 35/50 lub 50/70 albo asfaltu wielorodzajowego lub modyfikowanego.

Stwierdzono błędy w wykonawstwie warstwy podbudowy asfaltowej: niejednorodność wbudowanej i zagęszczonej mieszanki oraz niewłaściwe wykonanie spoin technologicznych.

Analiza wyników zebranych podczas obserwacji i badań laboratoryjnych wykazała, że istnieje wyraźna korelacja pomiędzy jednorodnością wbudowanej i zagęszczonej warstwy, a ilością spękań poprzecznych. Na ocenianych odcinkach, poza spoinami technologicznymi dwa razy więcej spękań wystąpiło tam, gdzie podbudowa była niejednorodna. Badania laboratoryjne próbek odwierconych z nawierzchni wykazały, że na odcinkach niejednorodnych wystąpiły większe rozrzuty parametrów takich jak wytrzymałość na rozciąganie i moduł sztywności. Analiza obliczeń naprężeń termicznych i wytrzymałości wykazała, że prawdopodobieństwo wystąpienia spękań warstw niejednorodnych było większe niż na odcinkach jednorodnych. W rejonie spoin stwierdzono słabe zagęszczenie mieszanki, wyraźnie większą zawartość

wolnych przestrzeni, porowaty wygląd przełomu, brak lub nieznaczne ślady asfaltu uszczelniającego spoinę. Ponadto w niektórych spękaniach w spoinach występowało nacięcie piłą dolnej warstwy technologicznej, które powstało przy zbyt głębokim obcinaniu krawędzi warstwy górnej.

Warstwa podbudowy z AC WMS została pozostawiona na zimę bez przykrycia warstwą wiążącą z AC WMS i warstwą ścieralną z SMA. Warstwy wiążąca i ścieralna działałyby jako izolacja termiczna. Oziębienie podbudowy z AC WMS byłoby mniejsze, co przełożyłoby się na mniejsze prawdopodobieństwo wystąpienia spękań niskotemperaturowych.

Podsumowując, warstwy wykonane z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności na analizowanej autostradzie wykazały w polskim klimacie większą wrażliwość na spękania niskotemperaturowe niż mieszanki konwencjonalne oraz okazały się również bardziej wrażliwe na błędy wykonawcze w porównaniu do klasycznych betonów asfaltowych.

7.4. Ocena wpływu zastosowania warstw z betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS na zmniejszenie deformacji trwałych powstających w wyższych temperaturach letnich w nawierzchniach asfaltowych

7.4.1. Ocena na podstawie badań laboratoryjnych

Badaniom poddano następujące mieszanki mineralno-asfaltowe:

- **AC 16W 35/50** - konwencjonalny beton asfaltowy do warstwy wiążącej ze zwykłym asfaltem drogowym 35/50,
- **AC 16W 50/70** - konwencjonalny beton asfaltowy do warstwy wiążącej ze zwykłym asfaltem drogowym 50/70,
- **AC 22P 35/50** - konwencjonalny beton asfaltowy do podbudowy asfaltowej z asfaltem zwykłym 35/50,
- **AC WMS 16 20/30** - beton asfaltowy o wysokim module sztywności ze zwykłym asfaltem drogowym 20/30,
- **AC WMS 16 PmB 25/55/60** - beton asfaltowy o wysokim module sztywności z asfaltem modyfikowanym PmB 25/55-60,
- **AC WMS 16 20/30MG** - beton asfaltowy o wysokim module sztywności, z asfaltem wielorodzajowym „multigrade” 20/30MG,
- **AC WMS 16 20/30 – oznaczenie Autostrada** - betony asfaltowe o wysokim module sztywności ze zwykłym asfaltem drogowym 20/30, pochodzące z Autostrady A1, A4 oraz drogi ekspresowej S7.

Wszystkie betony asfaltowe, poza ostatnimi na tej liście, pochodzącymi z autostrad i drogi ekspresowej, były zaprojektowane według polskich wytycznych i wykonane w laboratorium.

Badania laboratoryjne w zakresie odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe przeprowadzono według trzech metod:

A1) Koleinowanie zgodnie z normą PN-EN 12697-22: 2010 w koleinomierzu małym, w powietrzu, w temperaturze 60^0C (metoda B) na próbkach o grubości 60 mm.

B1) Badania nienormowe pełzania statycznego próbek cylindrycznych D = 100 mm, H = 60mm, 80 mm, 100 mm i 120 mm ściskanych pod obciążeniem stałym w wyższych temperaturach (+25°C; +40°C, +50°C).

C1) Badanie właściwości lepkosprężystych w wyższych temperaturach w warunkach obciążeń powtarzalnych w oparciu o wytyczne amerykańskie NCHRP 9-29: PP 02.

Metoda C1 badań właściwości lepkosprężystych w wyższych temperaturach pod obciążeniem powtarzalnym jest najbardziej istotna i dostarcza bardzo ważnych danych o lepkosprężystości materiału. Wynikiem testu jest moduł zespolony |E*| i kąt przesunięcia fazowego Φ. Wnioski z tej metody są następujące:

1. W temperaturach wysokich pożądane jest, aby moduł zespolony |E*|, ze względu na odporność na powstawanie deformacji trwałych, był jak największy. Największe wartości modułów uzyskano dla betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS16 z asfaltem zwykłym 20/30 oraz wielorodzajowym 20/30MG. Wysokim modułem charakteryzuje się także konwencjonalna podbudowa asfaltowa AC 22P z asfaltem drogowym 35/50. Betony asfaltowe konwencjonalne do warstwy wiążącej AC 16W 50/70 charakteryzowały najniższe wartości modułów sztywności.
2. Pożądane jest także, aby w warunkach wysokich temperatur kąt przesunięcia fazowego Φ był jak najmniejszy (materiał bardziej wówczas zbliżony jest do materiału sprężystego). Największą zmiennością w zależności od częstotliwości i największymi osiąganymi wartościami kąta przesunięcia fazowego (dla dużych częstotliwości obciążenia) charakteryzują się konwencjonalne betony asfaltowe, zwłaszcza AC W16 50/70, co przemawia na ich niekorzyść.
3. Badania wykazały, że materiały zachowują się różnie w teście powtarzalnych obciążeń w zależności od temperatury i częstotliwości obciążenia. Jedne materiały są bardziej odporne od innych na deformacje przy dużej częstotliwości obciążeń (ruch pojazdów z normalną prędkością), a mniej odporne przy małych częstotliwościach (ruch bardzo wolny). W tablicy 7.2 zastawiono rating betonów asfaltowych na podstawie wyników badań laboratoryjnych w zależności od warunków obciążenia nawierzchni przez pojazdy.
4. Rating w odniesieniu do metody obciążeń powtarzalnych w zależności od sposobu obciążenia nawierzchni przez pojazdy w temperaturze 45^oC stworzono w oparciu o wartość ilorazu |E*|/sin(Φ). Im wyższa wartość tego ilorazu tym materiał jest bardziej odporny na deformacje trwałe. Podano także ratingi według koleinowania i pełzania statycznego.

Tablica 7.2. Rating badanych betonów asfaltowych od najbardziej odpornych na deformacje trwałe do najmniej odpornych na deformacje trwałe na podstawie wyników badań według różnych metod

Kolejność	Rating od najlepszej do najgorszej mieszanki				
	Koleinowanie w temperaturze 60°C	Pełzanie Statyczne*	Według metody obciążeń powtarzalnych w zależności od sposobu obciążenia nawierzchni przez pojazdy w temperaturze 45°C na podstawie ilorazu |E*|/sin(Φ)		
			Ruch pojazdu z prędkością 30 km/h	Ruch pojazdu z prędkością 5 km/h	Postój pojazdu przed skrzyżowaniem 30 sek.
1	AC WMS 16 20/30 MG	AC WMS 16 20/30	AC 22P 35/50	AC WMS 16 20/30	AC WMS 16 20/30
2	AC WMS 16 20/30	AC WMS 16 PmB 25/55-60	AC WMS 16 20/30	AC 22P 35/50	AC WMS 16 20/30 MG
3	AC WMS 16 PmB 25/55-60	AC WMS 16 20/30MG	AC 16W 35/50	AC WMS 16 20/30 MG	AC 22P 35/50
4	AC 22P 35/50	AC 22P 35/50	AC WMS 16 PmB 25/55-60	AC WMS PmB 25/55-60, AC 16W 35/50 (ex aequo)	AC WMS 16 PmB 25/55-60
5	AC 16W 35/50	AC 16W 35/50	AC WMS 16 20/30 MG		AC 16W 35/50
6	AC 16W 50/70		AC 16W 50/70	AC 16W 50/70	AC 16W 50/70

*Nie badano AC16W 50/70

Z tablicy 7.2 widać, że różne metody badań dały różne wyniki. We wszystkich metodach oceny wysoką odporność na deformacje trwałe wykazały następujące materiały: AC WMS 16 20/30, AC WMS 16 20/30 MG i AC 22P 35/50. Najniższą odporność wykazała we wszystkich metodach mieszanka AC 16W 50/70. Pozostałe mieszanki miały właściwości pośrednie. Zwracają uwagę dość niskie notowania w teście powtarzalnych obciążeń dotyczące mieszanki AC WMS PmB 25/55-6 w każdych warunkach obciążenia przez pojazdy oraz mieszanki AC WMS 16 20/30MG w warunkach obciążenia przez powolny ruch pojazdów.

7.4.2. Ocena odporności na deformacje trwałe na podstawie analiz i obliczeń

Przeprowadzono obliczenia konstrukcji nawierzchni według teorii lepkosprężystości z wykorzystaniem programu komputerowego VEROAD dla różnych konfiguracji warstw nawierzchni z warstwami AC WMS i AC. Jeżeli chodzi o warstwy AC WMS to ujęto tylko beton asfaltowy AC WMS ze zwykłym asfaltem drogowym 20/30. Nie brano pod uwagę AC WMS z asfaltami wielorodzajowym i modyfikowanym. W warstwach konwencjonalnych przyjęto AC W i AC P ze zwykłymi asfaltami drogowymi 35/50. Przeprowadzone obliczenia dotyczące zachowania się konstrukcji nawierzchni w warunkach wysokich temperatur (temperatura powierzchni 40°C) wykazały, że:

1. Odporność na deformacje konstrukcji nawierzchni zależy od konfiguracji warstw z AC i AC WMS oraz zastosowanych materiałów.

2. Przemieszczenia całkowite pod obciążeniem poruszającym się kołem o obciążeniu 57,5 kN wszystkich konstrukcji są podobne.
3. Odporność na deformacje trwałe nawierzchni zwiększa się w sytuacjach, gdy beton asfaltowy o wysokim module sztywności (AC WMS) zostanie użyty do wykonania warstwy wiążącej, która nagrzewa się bardziej.
4. Rodzaj mieszanki zastosowany w podbudowie asfaltowej (AC P lub AC WMS) nie ma wpływu na wielkość deformacji. Będą one takie same niezależnie od zastosowanego do podbudowy materiału AC lub AC WMS, przy takich samych warstwach ścieralnej i wiążącej.
5. Nie ma potrzeby stosowania AC WMS zarówno do warstwy wiążącej, jak i podbudowy asfaltowej. Zastosowanie AC WMS do podbudowy nie zwiększa odporności konstrukcji nawierzchni na deformacje. W celu zwiększenia odporności nawierzchni na deformacje trwałe wystarczy zastosować AC WMS tylko do warstwy wiążącej.
6. Powyższe wnioski dotyczą tylko porównania konwencjonalnych betonów asfaltowych AC z AC WMS ze zwykłym asfaltem drogowym 20/30. Betony o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltami wielorodzajowym AC WMS 20/30MG i modyfikowanym AC WMS 25/55-60 nie były przedmiotem obliczeń, ale z badań wynika, że mają one mniejszą odporność na deformacje trwałe od AC WMS 20/30.

7.5. Rekomendacje

Na wstępie należy zwrócić uwagę na fakt, że decyzje materiałowe co do stosowania AC WMS podjęte obecnie będą skutkowały przez wiele lat, ponieważ okres projektowy nawierzchni autostrad, dróg ekspresowych i dróg głównych wynosi 30 lat. Warstwy wiążące i podbudowy tych nawierzchni pracować będą znacznie dłużej. Po wykonaniu bardzo obszernego projektu badawczego, zawierającego studia literatury, badania laboratoryjne, analizy i obliczenia oraz badania terenowe oraz po analizie wyników przedstawiamy Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad następujące rekomendacje:

1. Rekomenduje się wstrzymanie stosowania twardych asfaltów drogowych 20/30 do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS do warstw wiążących i do podbudów na drogach publicznych w Polsce na jej całym terytorium, bez względu na strefy klimatyczne, ze względu na bardzo duże ryzyko występowania spękań niskotemperaturowych w nawierzchniach z warstwami AC WMS.

2. Na wyjątkowo mocno obciążonych odcinkach dróg i autostard, w sytuacjach gdzie występuje duże niebezpieczeństwo powstania kolein, takich jak: strefy bardzo wolnego ruchu na podjazdach, bardzo duże wzniesienia, place postojowe dla ciężkich pojazdów ciężarowych, skrzyżowania z sygnalizacją świetlną na drogach o bardzo ciężkim ruchu itp. rekomenduje się:

a) zastosowanie betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS z asfaltem modyfikowanym polimerem 25/55-60 lub z asfaltami wielorodzajowymi 20/30MG lub 35/50MG, albo alternatywnie
b) zastosowanie nawierzchni z betonu cementowego.

Jeżeli w takim przypadku zostanie zastosowany beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS to, ze względu na minimalizację ilości spękań odbitych, do warstw wiążących należy stosować asfalty modyfikowane dodatkami polimerem 25/55-60 lub asfalty wielorodzajowe 20/30MG lub 35/50MG. Do warstw podbudowy w takich przypadkach mogą być stosowane konwencjonalne betony asfaltowe AC22 P z asfaltem 35/50 zamiast betonów asfaltowych AC WMS. Warstwa podbudowy konwencjonalnej z AC22P zapewni wymaganą odporność na deformacje trwałe ponieważ temperatury występujące w podbudowach są niższe i również niższe są naprężenia od kół pojazdów.

3. Zaleca się rozważenie wstrzymania stosowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC WMS, nawet tych z zastosowaniem twardych asfaltów modyfikowanych i wielorodzajowych w normalnych warunkach, nie wymienionych w punkcie 2, na wszystkich autostradach, drogach ekspresowych i innych drogach publicznych. Konstrukcje nawierzchni z betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności AC WMS, nawet z asfaltami modyfikowanymi lub wielorodzajowymi, zawsze będą obarczone większym ryzykiem spękań niskotemperaturowych, ponieważ stosowane asfalty są w takim przypadku twarde. Nawet w przypadku asfaltów modyfikowanych i wielorodzajowych ryzyko spękań nawierzchni wzrasta ze wzrostem sztywności asfaltu. W procesie starzenia w czasie eksploatacji twardość asfaltów będzie wzrastała usztywniając dalej warstwy nawierzchni. W związku z tym w takim przypadku zaleca się stosowanie do warstw wiążących i podbudów betonów asfaltowych konwencjonalnych AC W i AC P z użyciem bardziej miękkich asfaltów dostosowanych do klimatu w danym regionie Polski, aby uniknąć w przyszłości problemu ze spękaniami niskotemperaturowymi. Należy także w tym przypadku zapewnić wymaganą odporność nawierzchni na koleinowanie.

4. Istnieje możliwość wykonania warstw wiążących i podbudów odpornych na deformacje trwałe z konwencjonalnych betonów asfaltowych AC W i AC P, z zastosowaniem bardziej miękkich zwykłych asfaltów drogowych, bez występowania większego ryzyka spękań niskotemperaturowych. Mieszanki ze zwykłymi asfaltami drogowymi będą tańsze od mieszanek z asfaltami modyfikowanymi lub wielorodzajowymi. Odporność na deformacje można zapewnić przez lepsze projektowanie agregatu mineralnego i składu mieszanek mineralno-asfaltowych.

5. Projektowanie mieszanek mineralno-asfaltowych w Polsce wymaga poprawienia. Rekomenduje się prace badawcze nad optymalizacją składu mieszanek mineralno-asfaltowych.

6. Rekomenduje się prace badawcze nad opracowaniem nowych asfaltów bardziej odpornych na spękania niskotemperaturowe, spełniających wymagania SUPERPAVE w dostosowaniu do polskich warunków klimatycznych.

7. Rekomenduje się coroczne monitorowanie odcinków dróg, na których wbudowano betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC WMS.

8. Asfalty wielorodzajowe produkowane są dotąd w Polsce w bardzo małych ilościach. Dotychczas były w Polsce raczej rzadko stosowane. Wymagają one dalszych szczegółowych badań w celu oceny zachowania się w długim okresie eksploatacji.