



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**

WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ
I ŚRODOWISKA



Imię i nazwisko autora rozprawy:

mgr inż. Łukasz Mejlun

Dyscyplina naukowa:

Budownictwo

ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim:

Analiza lepkosprężysta nawierzchni drogowych z zastosowaniem betonu asfaltowego konwencjonalnego i o wysokim module sztywności

Tytuł rozprawy w języku angielskim:

Viscoelastic analysis of pavement structures with the use of conventional and high-modulus asphalt concrete

Promotor:

† prof. dr hab. inż. Józef Judycki

Promotor:

dr hab. inż. Kazimierz Jamroz, prof. nadzw. PG

Promotor pomocniczy:

dr inż. Bohdan Dołycki

Gdańsk, 2017



Pracę tę dedykuję mojemu Promotorowi prof. dr. hab. inż. Józefowi Judyckiemu †.

Narzeczonej i Rodzicom także.

*Składam podziękowania promotorowi dr. hab. inż. Kazimierzowi Jamrozowi,
prof. nadzw. PG za podjęcie się roli opiekuna naukowego
niniejszej pracy i pomoc w jej ukończeniu*

*oraz promotorowi pomocniczemu dr. inż. Bohdanowi Dołżyckiemu za
pomoc, włożony trud, poświęcony czas, cierpliwość i wsparcie.*

*Dziękuję Koleżankom i Kolegom z Katedry Inżynierii
Drogowej PG za pomoc i wsparcie.*





Autor rozprawy doktorskiej: **mgr inż. Łukasz Mejlun**

Ja, niżej podpisany, wyrażam zgodę na bezpłatne korzystanie z mojej rozprawy doktorskiej zatytułowanej: **Analiza lepkosprężysta nawierzchni drogowych z zastosowaniem betonu asfaltowego konwencjonalnego i o wysokim module sztywności** do celów naukowych lub dydaktycznych.¹

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

Świadomy odpowiedzialności karnej z tytułu naruszenia przepisów ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych (Dz. U. z 2006 r., nr 90, poz. 631) i konsekwencji dyscyplinarnych określonych w ustawie Prawo o szkolnictwie wyższym (Dz. U. z 2012 r., poz. 572 z późn. zm.)² a także odpowiedzialności cywilno-prawnej oświadczam, że przedkładana rozprawa doktorska została napisana przeze mnie samodzielnie.

Oświadczam, że treść rozprawy opracowana została na podstawie wyników badań prowadzonych pod kierunkiem i w ścisłej współpracy z promotorem prof. dr hab. inż. Józefem Judyckim, dr. hab. inż. Kazimierzem Jamrozem, prof. nadzw. PG oraz promotorem pomocniczym dr inż. Bohdanem Dołyckim.

Niniejsza rozprawa doktorska nie była wcześniej podstawą żadnej innej urzędowej procedury związanej z nadaniem stopnia doktora.

Wszystkie informacje umieszczone w ww. rozprawie uzyskane ze źródeł pisanych i elektronicznych, zostały udokumentowane w wykazie literatury odpowiednimi odnośnikami zgodnie z art. 34 ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych.

Potwierdzam zgodność niniejszej wersji pracy doktorskiej z załączoną wersją elektroniczną.

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

Ja, niżej podpisany(a), wyrażam zgodę/~~nie wyrażam zgody~~* na umieszczenie ww. rozprawy doktorskiej w wersji elektronicznej w otwartym, cyfrowym repozytorium instytucjonalnym Politechniki Gdańskiej, Pomorskiej Bibliotece Cyfrowej oraz poddawania jej procesom weryfikacji i ochrony przed przywłaszczeniem jej autorstwa.

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

¹ Zarządzenie Rektora Politechniki Gdańskiej nr 34/2009 z 9 listopada 2009 r., załącznik nr 8 do instrukcji archiwalnej PG

² Ustawa z dnia 27 lipca 2005 r. Prawo o szkolnictwie wyższym: Rozdział 7 Odpowiedzialność dyscyplinarna doktorantów, Art. 226.



Spis treści

Symbole i oznaczenia	5
Streszczenie	9
Summary	11
1. WSTĘP	13
1.1. Wprowadzenie	13
1.2. Geneza pracy	13
1.3. Teza pracy	14
1.4. Cel pracy	15
1.5. Zakres pracy i zastosowana metodyka	15
2. STUDIA LITERATURY	19
2.1. Cechy asfaltowych podbudów drogowych w aspekcie lepkosprężystej pracy konstrukcji nawierzchni	19
2.1.1. Znaczenie i dobór składu mma do podbudowy	19
2.1.2. Zarys historyczny betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS	22
2.1.3. Projektowanie betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS w Polsce i na świecie	23
2.2. Analiza właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych	25
2.2.1. Badania cech lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych	26
2.2.2. Reologiczne modele materiałowe stosowane do mma	28
2.3. Analiza lepkosprężysta konstrukcji nawierzchni	25
2.3.1. Metody analityczne obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni	29
2.3.2. Metody numeryczne obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni	29
2.3.3. Metoda elementów skończonych (MES) w obliczeniach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni	30
2.4. Dotychczasowe badania i analizy konstrukcji nawierzchni z AC-WMS w Polsce	31
2.5. Podsumowanie studiów literatury	32
3. PODSTAWY TEORETYCZNE BADAŃ	33
3.1. Podstawy teorii lepkosprężystości	33
3.2. Modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych	35
3.2.1. Modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystane w analizach	36
3.2.2. Ograniczenia lepkosprężystych modeli Burgersa i Hueta-Sayegha	42
3.3. Podstawy oceny właściwości reologicznych	43
3.3.1. Moduł dynamiczny $ E^* $	43
3.3.2. Kąt przesunięcia fazowego φ	46
3.3.3. Składowe E' i E'' zespolonego modułu sztywności E^*	47
3.3.4. Parametr $ E^* / \sin(\varphi)$ odporności na deformacje trwałe	50

3.4. Lepkosprężysty model konstrukcji nawierzchni	51
3.5. Deformacje trwałe w konstrukcji nawierzchni	54
3.6. Temperatury warstw asfaltowych nawierzchni w warunkach klimatycznych Polski	57
4. BADANIA LABORATORYJNE MIESZANEK MINERALNO- ASFALTOWYCH	61
4.1. Wprowadzenie	61
4.2. Plan eksperymentu badawczego	61
4.2.1. Cel i obiekt badań	61
4.2.2. Badane materiały	63
4.2.3. Plan badań	64
4.3. Materiały do mieszanek mineralno-asfaltowych	65
4.3.1. Kruszywa	65
4.3.2. Asfalty	66
4.3.3. Dodatki do mma	67
4.4. Skład i podstawowe właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych	67
4.4.1. Dobór składu mma	67
4.4.2. Podstawowe właściwości mma	72
4.5. Badanie odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na koleinowanie	73
4.5.1. Przygotowanie próbek	73
4.5.2. Metodyka badania i analizy wyników	74
4.5.3. Wyniki badania i ich analiza	75
4.6. Badanie właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach obciążeń powtarzalnych	78
4.6.1. Przygotowanie próbek	78
4.6.2. Metodyka badania	81
4.6.3. Błąd metody i warunki poprawnego jego przeprowadzenia	85
4.6.4. Wyniki badania	87
4.6.5. Analiza błędów i precyzji wykonanych pomiarów	92
5. LEPKOSPŘĘŻYSTE WŁAŚCIWOŚCI MIESZANEK MINERALNO- ASFALTOWYCH	95
5.1. Wprowadzenie	95
5.2. Analiza lepkosprężystych właściwości mma określonych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym	95
5.2.1. Analiza modułów dynamicznych $ E^* $	96
5.2.2. Analiza kątów przesunięcia fazowego φ	105
5.2.3. Analiza parametru odporności na deformacje trwałe $ E^* / \sin(\varphi)$	112
5.2.4. Ocena zależności między parametrami lepkosprężystymi $ E^* $, φ_{\max} i $ E^* / \sin(\varphi)$, a wynikami badania odporności na koleinowanie	114
5.2.5. Podsumowanie	116
5.3. Parametry lepkosprężystych modeli reologicznych mieszanek mineralno- asfaltowych	118
5.3.1. Wprowadzenie	118

5.3.2. Wyznaczenie parametrów lepkosprężystego modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych	120
5.3.3. Wyznaczenie parametrów lepkosprężystego modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych	126
5.3.4. Porównanie zgodności modeli Burgersa i Hueta-Sayegha z wynikami badania pod obciążeniem powtarzalnym	132
5.3.5. Podsumowanie	134
6. WPŁYW WYBRANYCH CZYNNIKÓW NA LEPKOSPŘĘŻYSTE ZACHOWANIE SIĘ KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI	135
6.1. Wprowadzenie	135
6.2. Założenia do analiz	135
6.2.1. Model nawierzchni	135
6.2.2. Konstrukcja nawierzchni	136
6.2.3. Temperatura nawierzchni	138
6.2.4. Parametry materiałowe warstw konstrukcyjnych	141
6.2.5. Obciążenie nawierzchni	143
6.2.6. Wybór parametrów do analiz lepkosprężystych konstrukcji nawierzchni	146
6.3. Analiza wpływu wybranych czynników na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni	149
6.3.1. Analiza wpływu warunków czasowo-temperaturowych	149
6.3.2. Analiza wpływu zastosowania różnych modeli reologicznych warstw asfaltowych nawierzchni	155
6.3.3. Analiza wpływu zastosowania betonu asfaltowego konwencjonalnego AC i o wysokim module sztywności AC-WMS na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni	160
6.4. Podsumowanie	174
7. WNIOSKI	177
7.1. Wnioski o charakterze naukowym	177
7.2. Wnioski o charakterze praktycznym	179
7.3. Podsumowanie	181
7.4. Kierunki dalszych prac	182
8. LITERATURA	183
Załączniki	193

Symbole i oznaczenia

SYMBOLE ŁACIŃSKIE:

A, B, C, D	– parametry (współczynniki) funkcji różnego rodzaju
AV	– średnia arytmetyczna, jednostka taka, jak rozpatrywanego parametru
B_{min}	– minimalna zawartość asfaltu w mma, [%, m/m]
CV	– współczynnik zmienności, [%]
d_{5000}	– głębokość koleiny po 5 000 cykli obciążenia w badaniu koleinowania, [mm]
d_{10000}	– głębokość koleiny po 10 000 cykli obciążenia w badaniu koleinowania, [mm]
E^*	– zespolony moduł sztywności (liczba zespolona)
$ E^* $	– moduł dynamiczny (wartość absolutna modułu E^*), [MPa]
$ E^*_{max} $	– maksymalny moduł dynamiczny, [MPa];
$ E^* _{lab}$	– moduł dynamiczny wyznaczony w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym, [MPa];
$ E^* _{MC}$	– moduł dynamiczny wyznaczony na podstawie krzywych wiodących, [MPa];
$ E^* _{mod}$	– moduł dynamiczny wyznaczony na podstawie przyjętego modelu reologicznego, [MPa];
$E' = Re E^*$	– część rzeczywista zespolonego modułu zespolonego E^* , [MPa]
$E'' = Im E^*$	– część urojona zespolonego modułu zespolonego E^* , [MPa]
E_{∞}	– moduł sprężystości dla częstotliwości $f \rightarrow \infty$, jeden z parametrów modelu Hueta-Sayegha, [MPa]
E_0	– moduł sprężystości przy częstotliwości $f \rightarrow 0$, jeden z parametrów modelu Hueta-Syegha, [MPa]
E_1	– moduł sprężystości natychmiastowej, jeden z parametrów modelu Burgersa, [MPa]
E_2	– moduł sprężystości, jeden z parametrów modelu Burgersa, [MPa]
E_a	– moduł natychmiastowy równy E_0 , jeden z parametrów modelu Hueta-Sayegha, [MPa]
E_p	– różnica między modułem E_{∞} i modułem E_0 , jeden z parametrów modelu Hueta-Sayegha, [MPa]
E_{spr}	– moduł sprężystości, [MPa]
e_E	– reszta związana z przybliżeniem parametru $ E^* _{lab}$ za pomocą $ E^* _{mod}$ przy wyznaczaniu parametrów modelu Burgersa, [-]
e_{φ}	– reszta związana z przybliżeniem parametru φ_{lab} za pomocą φ_{mod} przy wyznaczaniu parametrów modelu Burgersa, [-]
f	– częstotliwość w [Hz]
f_r	– częstotliwość zredukowana, [Hz]
h	– grubość lub wysokość, [mm]
h_{asf}	– grubość warstw asfaltowych nawierzchni, [mm]
h_{kol}	– głębokość koleiny, [mm]
$ITSR$	– wskaźnik wytrzymałości w teście pośredniego rozciągania, [%]
i	– jednostka urojona, $i = (-1)^{0,5}$
J^*	– podatność zespolona (liczba zespolona)
K	– współczynnik wypełnienia związany z zawartością asfaltu w mma, [-]
k	– liczba stopni swobody w teście t -Studenta
k_a	– jeden z parametrów modelu Hueta-Sayegha, [-]
k_b	– jeden z parametrów modelu Hueta-Sayegha, [-]
k_E	– współczynnik wagowy dotyczący modułów dynamicznych przy określaniu parametrów modelu Burgersa, [-]
k_{φ}	– współczynnik wagowy dotyczący kątów przesunięcia fazowego przy określaniu parametrów modelu Burgersa, [-]
L_b	– długość bazy pomiarowej próbki, [mm]

n_1, n_2	– liczebność prób dwóch porównywanych materiałów, [-]
P	– prawdopodobieństwo pewnego zdarzenia (poziom ufności), [%]
$P(t)$	– siła P w funkcji czasu t , [N]
PRD_{AIR}	– proporcjonalna głębokość koleiny, wynik badania koleinowania, [%]
Q	– siła skupiona, odpowiadająca ciężarowi koła obciążającego nawierzchnię, [kN]
q	– ciśnienie wywierane na powierzchnię konstrukcji nawierzchni, [MPa]
R	– uniwersalna stała gazowa, równa 8,3145 J/mol.K
R^2	– współczynnik determinacji, [-]
RD_{AIR}	– głębokość koleiny w badaniu koleinowania, [%]
r	– promień śladu koła na nawierzchni (powierzchni jej obciążenia), [m]
SD	– odchylenia standardowe dwóch prób; jednostka taka, jak rozpatrywanego parametru
T	– temperatura, [°C]
T_{ref}	– temperatura referencyjna, [°C]
t	– czas, [s]
t^*	– opóźnienie między naprężeniem i odkształceniem w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym, [s]
t_{cyklu}	– czas trwania 1 cyklu obciążenia [s], równy $1/f$
t_{kryt}	– wartość krytyczna statystyki w teście t -Studenta, [-]
t_{obl}	– wartość statystyki w teście t -Studenta, [-]
U_x	– przemieszczenia poziome podłużne w nawierzchni na kierunku x , [mm]
U_y	– przemieszczenia poziome poprzeczne w nawierzchni na kierunku y , [mm]
U_z	– przemieszczenia pionowe w nawierzchni na kierunku z , [mm]
$U_{z, trw}$	– przemieszczenia pionowe trwałe w nawierzchni na kierunku z , [mm]
V_V	– zawartość wolnych przestrzeni w mma, [% v/v]
v	– prędkość [km/h]
v_{gran}	– prędkość graniczna [km/h]
VMA	– zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej, [% v/v]
VFA	– zawartość wolnych przestrzeni wypełnionych asfaltem, [% v/v]
WTS_{AIR}	– szybkość przyrostu koleiny, wynik badania koleinowania, [1000 cykli / s]
W_{dis}	– energia materiału rozproszona w 1 cyklu obciążenia, [MPa]
x_{obc}	– odległość środka powierzchni obciążenia od rozpatrywanego przekroju nawierzchni, [m]
z	– głębokość w nawierzchni liczona od powierzchni konstrukcji, [m]

SYMBOLE GRECKIE:

α	– poziom istotności, [%]
α_T	– współczynnik przesunięcia czasowo-temperaturowego, [-]
β, δ, γ	– parametry dopasowania krzywej wiodącej do danych doświadczalnych, [-];
ΔE_a	– energia aktywacji [J/mol], traktowana jako parametr dopasowania
$\Delta\psi_{HS-H}$	– różnica względna parametrów charakteryzujących zachowanie nawierzchni o warstwach asfaltowych modelowanych przy użyciu lepkosprężystego modelu Hueta-Sayegha i sprężystego modelu Hooke'a, [%]
$\Delta\psi_{B-H}$	– różnica względna parametrów charakteryzujących zachowanie nawierzchni o warstwach asfaltowych modelowanych przy użyciu lepkosprężystego modelu Burgersa i sprężystego modelu Hooke'a, [%]
δ_E	– różnica względna modułów dynamicznych wyznaczonych doświadczalnie i na podstawie przyjętego modelu reologicznego, [%]
δ_φ	– różnica względna kątów przesunięcia fazowego wyznaczonych doświadczalnie i na podstawie przyjętego modelu reologicznego, [%]
ε	– odkształcenie, [10^{-6} mm/mm]



ε_0	– amplituda lub wielkość wywołanego odkształcenia, [10^{-6} mm/mm]
ε_6	– odkształcenie mma po milionie cykli w badaniach zmęczeniowych, [10^{-6} mm/mm]
$\varepsilon(t)$	– odkształcenie w funkcji czasu, [mm/mm]
ε_{spr}	– odkształcenie sprężyste, [10^{-6} mm/mm]
ε_{trw}	– odkształcenie trwałe, [10^{-6} mm/mm]
ε_x	– odkształcenie poziome podłużne na kierunku x , [10^{-6} mm/mm]
ε_{xx}	– odkształcenie poziome podłużne na spodzie warstw asfaltowych nawierzchni, [10^{-6} mm/mm]
ε_y	– odkształcenie poziome poprzeczne na kierunku y , [10^{-6} mm/mm]
ε_z	– odkształcenie pionowe na kierunku z , [10^{-6} mm/mm]
$\varepsilon_{zz,asf}$	– łączne odkształcenie pionowe wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni, [10^{-6} mm/mm]
η	– współczynnik lepkości, [MPa.s]
η_1, η_2	– współczynniki lepkości będące parametrami modelu Burgersa, [MPa.s]
η_a, η_b	– współczynniki lepkości będące parametrami modelu Hueta-Sayegha, [MPa.s]
φ	– kąt przesunięcia fazowego pomiędzy naprężeniem i odkształceniem, [°]
φ_{lab}	– kąt przesunięcia fazowego określony w badaniach laboratoryjnych, [°]
φ_{max}	– maksymalny kąt przesunięcia fazowego pomiędzy naprężeniem i odkształceniem, [°]
φ_{mod}	– kąt przesunięcia fazowego określony na podstawie przyjętego modelu reologicznego, [°]
ν	– współczynnik Poissona, [-]
π	– liczba „pi” równa 3,1416...
σ	– naprężenie, [MPa]
σ_0	– amplituda lub wielkość wywołanego naprężenia, [MPa]
$\sigma(t)$	– naprężenie w funkcji czasu t , [MPa]
σ_{plast}	– granica plastyczności, [MPa]
σ_x	– naprężenie poziome podłużne na kierunku x , [10^{-6} mm/mm]
σ_y	– naprężenie poziome poprzeczne na kierunku y , [10^{-6} mm/mm]
σ_z	– naprężenie pionowe na kierunku z , [10^{-6} mm/mm]
$\tau_{xz}, \tau_{yz}, \tau_{xy}$	– naprężenia ścinające, [MPa]
ω	– częstość kołowa obciążenia, ω [rad/s] = $2\pi f$

OZNACZENIA:

AC	– konwencjonalny beton asfaltowy (ang. <i>asphalt concrete</i>)
AC 16W 35/50	– konwencjonalny beton asfaltowy o uziarnieniu 0/16 do warstwy wiążącej z asfaltem drogowym zwykłym 35/50 zaprojektowany według wytycznych polskich
AC 22P 35/50 (D)	– konwencjonalny beton asfaltowy o uziarnieniu 0/22 do podbudowy asfaltowej z asfaltem drogowym zwykłym 35/50 zaprojektowany według krzywej uziarnienia przebiegającej przy dolnej krzywej granicznej wg wytycznych niemieckich
AC 22P 35/50 (PL1)	– konwencjonalny beton asfaltowy o uziarnieniu 0/22 do podbudowy asfaltowej z asfaltem drogowym zwykłym 35/50 według wytycznych polskich
AC 22P 35/50 (PL2)	– konwencjonalny beton asfaltowy o uziarnieniu 0/22 do podbudowy asfaltowej z asfaltem drogowym zwykłym 35/50 zaprojektowany według krzywej uziarnienia przebiegającej przy dolnej krzywej granicznej, zaprojektowany wg wytycznych polskich
AC 22P 50/70 (D)	– konwencjonalny beton asfaltowy o uziarnieniu 0/22 do podbudowy asfaltowej z asfaltem drogowym zwykłym 50/70 zaprojektowany według krzywej uziarnienia przebiegającej przy dolnej krzywej granicznej wg wytycznych niemieckich
AC 22P 50/70 (PL2)	– konwencjonalny beton asfaltowy o uziarnieniu 0/22 do podbudowy asfaltowej z asfaltem drogowym zwykłym 50/70 zaprojektowany według krzywej uziarnienia przebiegającej przy dolnej krzywej granicznej wg wytycznych polskich
AC-WMS	– beton asfaltowy o wysokim module sztywności



AC-WMS 16 20/30	– beton asfaltowy o wysokim module sztywności o uziarnieniu 0/16 z asfaltem drogowym zwykłym 20/30, zaprojektowany według wytycznych polskich
AC-WMS 16 25/55-60	– beton asfaltowy o wysokim module sztywności o uziarnieniu 0/16 z asfaltem drogowym modyfikowanym 25/55-60, zaprojektowany według wytycznych polskich
AC-WMS 16 20/30 MG	– beton asfaltowy o wysokim module sztywności o uziarnieniu 0/16 z asfaltem drogowym wielorodzajowym (multigrade) , zaprojektowany według wytycznych polskich
B	– lepkosprężysty model Burgersa
dsas	– przemieszczenia, naprężenia i odkształcenia wyznaczone w konstrukcji nawierzchni (od ang. <i>displacements, stresses and strains</i>)
H	– sprężysty model Hooke'a
HS	– lepkosprężysty model Hueta-Sayegha
LVDT	– liniowy czujnik przemieszczeniowy (od ang. <i>Linear Variable Displacement Transducer</i>)
mma	– mieszanka mineralno-asfaltowa
SMA 8 45/80-55	– mastyks grysowy o uziarnieniu 0/8 z asfaltem modyfikowanym 45/80-55, zaprojektowany według wytycznych polskich
x	– kierunek poziomy podłużny w kartezjańskim układzie współrzędnych
y	– kierunek poziomy poprzeczny w kartezjańskim układzie współrzędnych
z	– kierunek pionowy w kartezjańskim układzie współrzędnych

Analiza lepkosprężysta nawierzchni drogowych z zastosowaniem betonu asfaltowego konwencjonalnego i o wysokim module sztywności

STRESZCZENIE

Rozprawa doktorska dotyczy zagadnienia lepkosprężystego zachowania się konstrukcji nawierzchni drogowych z zastosowaniem betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS. Mieszanki AC-WMS zostały wprowadzone w Polsce jako odpowiedź na nadmierne koleinowanie się dróg pod koniec XX wieku. Wymagania dla betonów asfaltowych zmieniały się wielokrotnie na przestrzeni lat, ale kwestia stosowania mieszanek AC-WMS jako alternatywy dla konwencjonalnych betonów asfaltowych AC wciąż pozostaje otwarta. W pracy skupiono się przede wszystkim na właściwościach i zachowaniu się w nawierzchni betonów asfaltowych AC i AC-WMS do podbudowy w wysokich temperaturach. Niniejsza praca doktorska została zrealizowana w Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej i składa się z trzech głównych części.

Pierwsza część pracy dotyczy zaprojektowania mieszanek mineralno-asfaltowych oraz określenia ich właściwości. Przedstawiono w niej wyniki przeprowadzonych badań laboratoryjnych: odporności na koleinowanie oraz badania modułu dynamicznego i kąta przesunięcia fazowego pod obciążeniem powtarzalnym dla badanych materiałów. W pracy wykorzystano następujące mieszanki mineralno-asfaltowe: pięć konwencjonalnych betonów asfaltowych AC 22P do podbudowy, trzy betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS 16 oraz dodatkowo konwencjonalny beton asfaltowy AC 16W 35/50 do warstwy wiążącej i mieszankę SMA 8 45/80-55 do warstwy ścieralnej. Konwencjonalne betony asfaltowe AC 22P zróżnicowano pod względem uziarnienia (według przepisów polskich i niemieckich) i rodzaju zastosowanego asfaltu (35/50 i 50/70). Do betonów asfaltowych AC-WMS 16 wykorzystano trzy różne asfalty: drogowy zwykły 20/30, wielorodzajowy 20/30 MG i modyfikowany 25/55-60.

Druga część pracy dotyczy analiz właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS przeprowadzonych na podstawie wyników badania modułu dynamicznego i kąta przesunięcia fazowego. Analizie poddano takie parametry jak: moduł dynamiczny $|E^*|$, kąt przesunięcia fazowego φ , parametr odporności na deformacje trwałe $|E^*|/\sin(\varphi)$, część rzeczywistą i urojoną modułu zespolonego E^* . Dodatkowo, sprawdzono związek parametru odporności na deformacje trwałe $|E^*|/\sin(\varphi)$ z wynikami badania odporności na koleinowanie oraz wyznaczono parametry reologiczne lepkosprężystych modeli Burgersa i Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych.

Trzecia część pracy dotyczy analizy lepkosprężystego zachowania się nawierzchni asfaltowej z warstwami wykonanymi z betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności. W analizach przyjęto rzeczywiste rozkłady temperatur w warstwach asfaltowych oraz poruszające się obciążenie. Analizie poddano pionowe przemieszczenia na powierzchni jezdni, łączne pionowe odkształcenie warstw asfaltowych, poziome odkształcenia na spodzie warstw asfaltowych oraz głębokość



powstałej koleiny. Rozważono wpływ na zachowanie się konstrukcji nawierzchni taki czynniki jak: temperatura warstw asfaltowych, prędkość poruszania się obciążenia, rodzaj zastosowanego modelu reologicznego warstw asfaltowych (model sprężystości Hooke'a oraz modele lepkosprężystości Burgersa i Hueta-Sayegha), zastosowania betonów asfaltowych AC i AC-WMS w różnych konfiguracjach do warstwy wiążącej i podbudowy oraz grubości podbudowy wykonanej z AC-WMS w porównaniu z rozwiązaniem konwencjonalnym.

Przeprowadzone w pracy analizy pokazały, że betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS są materiałami o bardzo dobrych właściwościach lepkosprężystych i dużej odporności na deformacje trwałe. Mogą one przewyższać konwencjonalne betony asfaltowe AC zwłaszcza w przypadkach obciążeń długotrwałych lub być porównywalne z odpowiednio zaprojektowanymi konwencjonalnymi podbudowami w przypadku krótkich czasów obciążenia.

Viscoelastic analysis of pavement structures with the use of conventional and high-modulus asphalt concrete

SUMMARY

Doctoral Thesis concerns the issue of viscoelastic behaviour of asphalt pavement structures with the use of conventional and high-modulus asphalt concretes (Polish abbreviations AC and AC-WMS). High-modulus asphalt concretes were introduced in Poland to prevent excessive rutting of asphalt pavement structures at the end of 20th century. The requirements for both AC and AC-WMS materials have changed many times till now but the issue of using AC-WMS asphalt concrete instead of conventional AC is still up-to-date. This thesis focuses primarily on AC and AC-WMS asphalt concretes for asphalt base course and their properties and behaviour in the pavement structure at high temperatures. The doctoral thesis was made at the Department of Highway Engineering of Gdansk University of Technology and consists of three main parts.

The first part of this doctoral thesis presents design of various asphalt mixtures, their material properties and the results of rutting resistance test and dynamic modulus and phase angle test. Following types of mixtures were used: five conventional asphalt concretes AC 22P for base course, three high-modulus asphalt concretes AC-WMS 16 and, additionally, one conventional asphalt concrete AC 16W 35/50 for binder course and one SMA 8 45/80-55 for wearing course. In the case of conventional asphalt concretes for base course three different grading curves (two Polish and one German) and two types of bitumens (35/50 and 50/70) were used. In the case of high-modulus asphalt concretes three different types of bitumen were used: 20/30 hard grade bitumen, 20/30 multigrade bitumen and 25/55-60 polymer modified bitumen.

The second part of this doctoral thesis presents the analysis of viscoelastic properties of conventional and high-modulus asphalt concretes based on the results of dynamic modulus and phase angle test. Following parameters were considered: dynamic modulus $|E^*|$, phase angle φ , rutting resistance parameter $|E^*|/\sin(\varphi)$, real and imaginary part of complex modulus E^* . Rutting resistance parameter $|E^*|/\sin(\varphi)$ was also compared with the results of rutting resistance laboratory test. Additionally, rheological parameters of Burgers' and Huet-Sayegh's viscoelastic material models were determined.

The third part of this doctoral thesis presents the analysis of viscoelastic behaviour of asphalt pavement structure with the use of conventional and high-modulus asphalt concretes. The real distributions of asphalt layers temperature and moving load were assumed. Vertical displacements on the surface of pavement structure, vertical strains of all asphalt layers, horizontal strains at the bottom of asphalt layers and rut depth were considered. The analysis concern the influence of following factors on behaviour of pavement structure: temperature of asphalt layers, speed of moving load, type of rheological model of asphalt materials (Hooke's elastic model and Burgers and Huet-Sayegh's viscoelastic models), the use of conventional and high-modulus asphalt concretes for asphalt layers in different materials configurations and different thickness of

high-modulus asphalt base course in relation to the typical thickness of conventional base course.

The analyses have shown that high-modulus asphalt concretes have very good viscoelastic properties and high resistance to rutting. These materials may be better than conventional asphalt concretes especially at low loading frequencies or comparable to well-designed conventional asphalt concretes at high loading frequencies.

1. WSTĘP

1.1. Wprowadzenie

Zastosowanie asfaltów do budowy dróg sięga już czasów starożytnych. Asfalty pochodzenia naturalnego były stosowane wówczas jako lepiszczą spajające bloki kamienne. Były to pierwsze nawierzchnie, w których wykorzystywano połączenie materiału mineralnego i lepiszczą asfaltowego. Pierwsze użycie asfaltów jako materiałów drogowych w Europie przypadło na pierwszą połowę XIX wieku. Pod koniec XIX stulecia w Stanach Zjednoczonych wynaleziono metodę przerobu ropy naftowej, co przyczyniło się do dynamicznego wzrostu wykorzystania asfaltów ponaftowych w budowie dróg. W Polsce pierwsze nawierzchnie asfaltowe z wykorzystaniem mieszanek mineralno-asfaltowych pojawiły się po 1918 roku [88].

Na przestrzeni dekad mieszanki mineralno-asfaltowe stale ewoluowały – pojawiały się nowe ich typy i rodzaje, wielokrotnie zmieniały się ich cechy i właściwości. Wśród różnych mieszanek mineralno-asfaltowych, szeroko stosowanymi w budownictwie drogowym do dnia dzisiejszego, są betony asfaltowe. Także i one podlegały wielokrotnie różnym modyfikacjom. Jedną z takich modyfikacji jest beton asfaltowy o wysokim module sztywności, wprowadzony po raz pierwszy we Francji w latach 80-tych XX wieku. Myślą przewodnią tego typu materiału było wykorzystanie w konstrukcjach nawierzchni sztywniejszych mieszanek mineralno-asfaltowych, które dawałyby możliwość zmniejszenia grubości warstw asfaltowych, przy jednoczesnym zachowaniu ich dużej odporności na zmęczenie, większej niż dla konwencjonalnych betonów asfaltowych. Większa sztywność oznaczała, że mieszanki te charakteryzowały się także większą odpornością na deformacje trwałe. Z powodów tych betony asfaltowe o wysokim module sztywności zaczęły być coraz częściej stosowane i badane nie tylko we Francji, ale i w wielu innych krajach w Europie (Wielka Brytania, Szwajcaria, Dania, Litwa, Polska) i na świecie (USA, Chiny, Korea Płd., Brazylia, RPA).

1.2. Geneza pracy

W Polsce w latach 90-tych XX wieku pojawił się problem nadmiernego koleinowania się nawierzchni dróg. Wynikał on ze zwiększenia ciężkiego ruchu na drogach oraz wzrostu obciążeń osi pojazdów. Początkowo podejmowano różne działania w celu ograniczenia powstawania kolein na drogach, m.in. wprowadzono do stosowania w konwencjonalnych mieszankach mineralno-asfaltowych twardsze asfalty. W kolejnym etapie wprowadzono do stosowania, po raz pierwszy w roku 2002, beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC-WMS. Wymagania dotyczące betonów asfaltowych zmieniały się od tego czasu kilkakrotnie. Zrodziło to pytanie, czy betony asfaltowe o wysokim module sztywności są nadal lepszą alternatywą dla konwencjonalnych betonów asfaltowych pod względem lepkosprężystego zachowania się nawierzchni i powstawania deformacji trwałych?

Podjęcie w rozprawie tej tematyki ma istotne znaczenie naukowe i praktyczne. Umożliwiło ono zwrócenie uwagi na zasadność stosowania teorii lepkosprężystości w warunkach

wysokich temperatur nawierzchni i długich czasów obciążenia oraz wskazanie, czy z punktu widzenia lepkosprężystego zachowania się nawierzchni i ryzyka powstawania deformacji trwałych rzeczywiście zasadne jest stosowanie betonów asfaltowych AC-WMS zamiast betonów asfaltowych konwencjonalnych AC.

W pracy skupiono się na porównaniu betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS do podbudowy asfaltowej w dodatnich, a w szczególności w wysokich temperaturach. Wykorzystując teorię lepkosprężystości, analizie poddano ich właściwości, określone na podstawie badań pod obciążeniem powtarzalnym, oraz oceniono, na podstawie obliczeń mechanistycznych, sposób ich zachowania się w konstrukcji nawierzchni drogowej. Uwzględnienie właściwości lepkich mieszanek mineralno-asfaltowych w analizach pozwoliło wziąć pod uwagę możliwość powstawania deformacji trwałych nawierzchni. Odporność na powstawanie deformacji trwałych została poddana analizie zarówno na podstawie badań pod obciążeniem powtarzalnym i badania koleinowania, jak i na w oparciu o wyniki analiz mechanistycznych konstrukcji nawierzchni. W analizach pod uwagę wzięto przypadki dodatnich, a w szczególności wysokich temperatur.

1.3. Teza pracy

Sformułowano następującą tezę:

Zastosowanie w konstrukcji nawierzchni betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS skutkuje mniejszymi deformacjami warstw asfaltowych w wysokich temperaturach w porównaniu do zastosowania w niej konwencjonalnych betonów asfaltowych AC.

1.4. Cel pracy

W niniejszej pracy postawiono dwa główne cele:

1. *Cel o charakterze naukowym:* Określenie właściwości lepkosprężystych i parametrów modeli reologicznych betonów asfaltowych na podstawie badań pod obciążeniem powtarzalnym oraz ich wykorzystanie w analizie konstrukcji nawierzchni asfaltowej w wysokich temperaturach.
2. *Cel o charakterze praktycznym:* Ocena wpływu zastosowania asfaltowych podbudów drogowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni i powstawanie trwałych deformacji warstw asfaltowych.

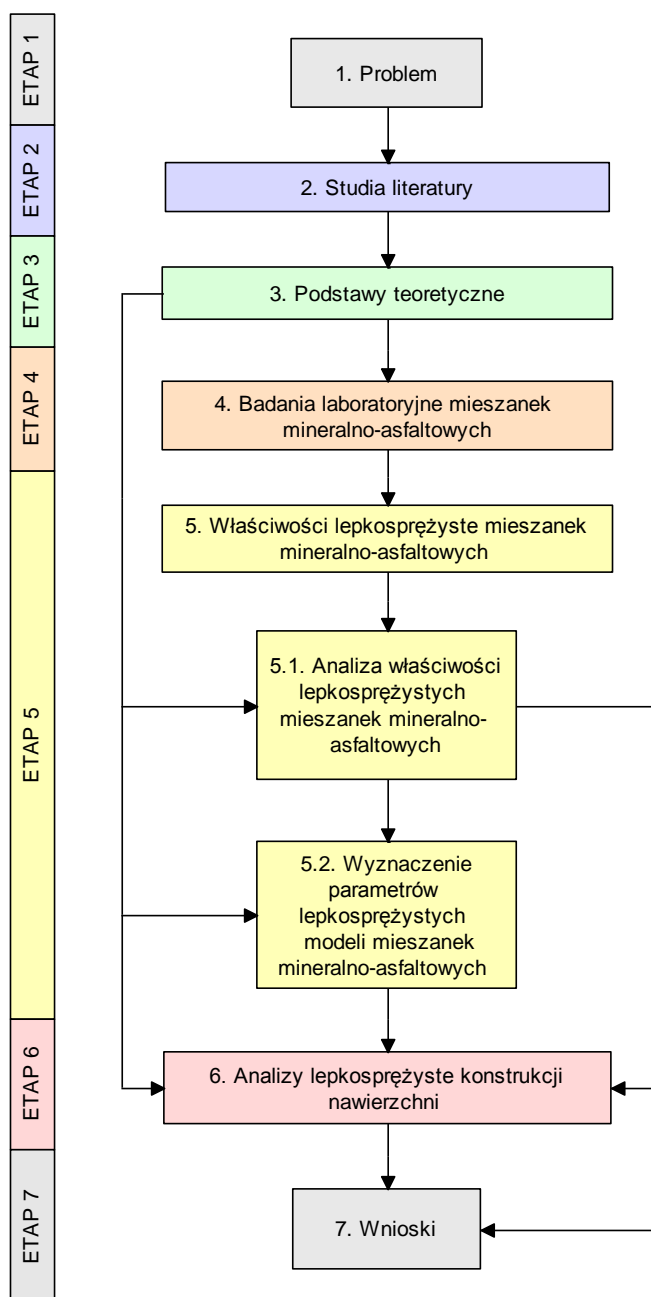
Cele szczegółowe pracy zostały określone następująco:

- *Cele szczegółowe o charakterze naukowym:*
 1. Ocena właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych na podstawie badania pod obciążeniem powtarzalnym w wysokich temperaturach.

2. Ocena odporności na deformacje trwałe betonów asfaltowych AC i AC-WMS na podstawie parametrów wyznaczonych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym i na podstawie wyników badania koleinowania.
 3. Wyznaczenie parametrów reologicznych lepkosprężystych modeli betonów asfaltowych na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym.
 4. Ocena wpływu prędkości przemieszczania się obciążenia i temperatury warstw asfaltowych na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni podatnej.
 5. Ocena wpływu stosowania do warstw asfaltowych nawierzchni modeli lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegha na wyniki analiz mechanistycznych w zależności od warunków pracy nawierzchni.
 6. Ocena wpływu stosowania do warstw asfaltowych nawierzchni modelu sprężystego lub modeli lepkosprężystych na wyniki analiz mechanistycznych w zależności od warunków pracy nawierzchni.
- *Cele szczegółowe o charakterze praktycznym:*
 1. Ocena wpływu zastosowania betonów asfaltowych AC i AC-WMS w różnych konfiguracjach w konstrukcji nawierzchni na jej lepkosprężyste zachowanie się podczas przejazdu koła i na powstawanie trwałych deformacji warstw asfaltowych.
 2. Ocena wpływu zmniejszenia grubości podbudowy asfaltowej wykonanej z AC-WMS na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni podczas przejazdu koła i na powstawanie trwałych deformacji warstw asfaltowych, w odniesieniu do konstrukcji z konwencjonalnym betonem asfaltowym AC.

1.5. Zakres pracy i zastosowana metodyka

Zakres pracy doktorskiej obejmuje studia literatury, badania laboratoryjne i analizy obliczeniowe. Zakres ten podzielony został na 7 kolejnych etapów, które zostały pokazane na rys. 1.1 i opisane w dalszej części punktu. Realizacja każdego z etapów została przedstawiona w rozprawie w osobnych rozdziałach.



Rysunek 1.1. Metodyka pracy

ETAP 1

W pierwszym etapie został określony problem badawczy, sformułowano tezę i wyznaczono cele ogólne i szczegółowe.

ETAP 2

W drugim etapie przeprowadzono studia literatury w ramach tematyki podjętej w pracy. Studia te zakresem objęły następujące zagadnienia:

- cechy podbudów asfaltowych wpływające na ich lepkosprężyste zachowanie,
- znaczenie i dobór składu mieszanek mineralno-asfaltowych do podbudowy,

- metody i wytyczne stosowane w Polsce i na świecie przy projektowaniu betonów asfaltowych o wysokim module sztywności,
- metody badań właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych,
- reologiczne modele materiałowych stosowane do mieszanek mineralno-asfaltowych,
- metody stosowane w obliczeniach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni i analizach lepkosprężystych,
- dotychczasowe badania i analizy konstrukcji nawierzchni z AC-WMS przeprowadzone dotychczas w Polsce.

ETAP 3

W trzecim etapie prac, na podstawie studiów literatury, określono zagadnienia teoretyczne, które wykorzystano w analizach przeprowadzonych w dalszych etapach. Zagadnienia te dotyczyły:

- podstaw teorii lepkosprężystości;
- charakterystyki i szczegółowego opisu modeli reologicznych mieszanek mineralno-asfaltowych, w szczególności lepkosprężystych modeli Burgersa i Hueta-Sayegha;
- oceny właściwości lepkosprężystych materiałów na podstawie parametrów takich jak: moduł dynamiczny, kąt przesunięcia fazowego, składowe zespolone modułu kompleksowego i parametr odporności m na deformacje trwałe;
- modelowania i obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni traktowanej jako wielowarstwowa półprzestrzeń lepkosprężysta;
- analizy dodatkich, a w szczególności wysokich, temperatur, odnotowanych w latach 2011-2014 na różnych głębokościach w nawierzchniach w 18 stacjach pomiarowych zlokalizowanych na terenie całej Polski, w celu określenia temperatur nawierzchni do dalszych analiz.

ETAP 4

Etap 4 dotyczył badań laboratoryjnych mieszanek mineralno-asfaltowych. Swym zakresem objął on:

- zaplanowanie eksperymentu badawczego,
- określenie właściwości materiałów wykorzystanych do mieszanek mineralno-asfaltowych,
- dobór składu i określenie podstawowych właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych,
- badania odporności na koleinowanie mieszanek mineralno-asfaltowych,
- badania mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym,
- ocenę dokładności oraz analizę błędów i precyzji wykonanych pomiarów.

ETAP 5

Etap 5 dotyczył właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych i składał się z dwóch części. W pierwszej z nich przeprowadzono analizę właściwości

lepkosprężystych mma w oparciu o wyniki badań pod obciążeniem powtarzalnym. Ocenie poddano takie parametry jak: moduł dynamiczny, kąt przesunięcia fazowego i parametr odporności mma na deformacje trwałe. Dodatkowo oceniono korelację odporności mma na deformacje trwałe określoną w badaniu koleinowania i w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym.

Druga część etapu 5. dotyczyła lepkosprężystych modeli reologicznych Burgersa i Hueta-Sayegha analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych. Objęła ona wyznaczenie parametrów modeli reologicznych oraz ich weryfikację polegającą na ocenie dobroci dopasowania modeli do rzeczywistego zachowania się mma w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym. Wyznaczenie parametrów modeli reologicznych było konieczne do przeprowadzenia obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni w etapie 6.

ETAP 6

Etap 6 dotyczył analiz zachowania się lepkosprężystej konstrukcji nawierzchni podatnej z podbudową asfaltową lub warstwą wiążącą wykonanymi z różnych betonów asfaltowych – konwencjonalnych AC lub o wysokim module sztywności AC-WMS. Analizy zostały poprzedzone przyjęciem metodyki i założeń do obliczeń, dotyczących konstrukcji nawierzchni, temperatur, obciążenia nawierzchni oraz parametrów materiałowych. Analizie poddano wpływ na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni następujących czynników:

- różnych warunków pracy nawierzchni (temperatur i prędkości),
- zastosowania różnych modeli reologicznych warstw asfaltowych (sprężystego Hooke'a oraz lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegha),
- zastosowania do warstwy wiążącej i podbudowy betonów asfaltowych AC i AC-WMS w różnych konfiguracjach;
- zmniejszenia grubości podbudowy asfaltowej wykonanej z AC-WMS w stosunku do rozwiązania konwencjonalnego.

ETAP 7

Etap 7 stanowił podsumowanie przeprowadzonych prac. Sformułowano w nim wnioski o charakterze praktycznym i naukowym wynikające z analiz lepkosprężystych właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych określonych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym z etapu 5. i lepkosprężystego zachowania się konstrukcji nawierzchni na podstawie obliczeń mechanistycznych z etapu 6. Dodatkowo przedstawiono rekomendacje praktyczne oraz wyznaczono kierunki dalszych prac.

2. STUDIA LITERATURY

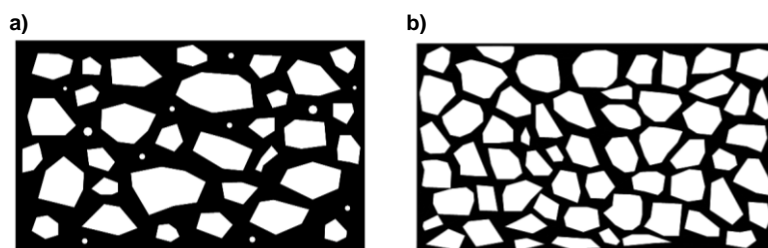
W niniejszym rozdziale przedstawiono podstawowe zagadnienia związane z:

- cechami asfaltowych podbudów wpływającymi na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni,
- znaczeniem i doбором składu mieszanek mineralno-asfaltowych do podbudowy
- projektowaniem betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS w Polsce i na świecie,
- badaniem cech lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych,
- lepkosprężystą analizą konstrukcji nawierzchni drogowych.

2.1. Cechy asfaltowych podbudów drogowych w aspekcie lepkosprężystej pracy konstrukcji nawierzchni

2.1.1. Znaczenie i dobór składu mma do podbudowy

Mieszanki mineralno-asfaltowe są materiałami kompozytowymi, które składają się z kruszywa, lepiszcza asfaltowego i wolnych przestrzeni. Lepkosprężystość mieszanek mineralno-asfaltowych wynika z połączenia właściwości sprężystych szkieletu mineralnego i cech lepkosprężystych asfaltu [88]. Szkielet mineralny złożony z grubszych ziarn kruszywa oraz mastyks (zaprawa bitumiczna stanowiąca połączenie lepiszcza asfaltowego, wypełniacza i drobniejszych ziaren kruszywa) tworzą strukturę mieszanek mineralno-asfaltowych [54]. Dołżycki w [24] zwraca uwagę, że struktura betonu asfaltowego (porfirowa lub kontaktowa – rys. 2.1) wpływa na ich właściwości mechaniczne.



Rysunek 2.1. Struktura betonów asfaltowych:

a) porfirowa, b) kontaktowa; za [24]

W strukturze kontaktowej ziarna kruszywa stykają się, tworząc mocny szkielet mineralny, w którym wolne przestrzenie są w pewnym stopniu wypełnione mastyksem. W strukturze porfirowej natomiast ziarna kruszywa nie stykają się ze sobą i oddzielone są grubszą warstwą mastyksu. Ponieważ mastyks ma właściwości lepkosprężyste, to mieszanki porfirowe mogą wykazywać większą podatność na deformacje oraz wrażliwość na działanie temperatury i czasu obciążenia niż mieszanki typu kontaktowego.

Mieszanka mineralna

Właściwości kruszywa tworzącego szkielet mineralny mają istotne znaczenie dla właściwości mechanicznych mieszanek mineralno-asfaltowych [24, 88]. Mieszanka mineralna tworząca strukturę betonu asfaltowego odpowiada w dużej mierze za jej zdolność do przenoszenia obciążeń, a także za odporność na deformacje trwałe, które występują, gdy siły styczne przekraczają wytrzymałość materiału na ścinanie. Wytrzymałość na ścinanie zależy od spójności materiału (kohezji) oraz tarcia wewnętrznego [24]. Na kohezję wpływa mastyks, ale tarcie wewnętrzne zależy od mieszanki mineralnej – zarówno od cech ziaren kruszywa (kształt, chropowatość, ostrość krawędzi), jak i od jej uziarnienia. Dobrze zagęszczona mieszanka mineralno-asfaltowa o właściwie zaprojektowanym szkielecie mineralnym z użyciem odpowiednich kruszyw może być poddana dużym obciążeniom przy jednoczesnym ograniczeniu jej odkształceń [N11]. Ograniczenie nadmiernych odkształceń jest istotne z punktu widzenia wymagań, jakie stawia się podbudowom asfaltowym, tj. odpowiedniej odporności na deformacje trwałe oraz odpowiedniej trwałości zmęczeniowej [88, N35].

Wymagane właściwości kruszyw stosowanych do mieszanek mineralnych w Polsce określają obecnie Wytyczne Techniczne WT-1 [N6]. Wśród metod projektowania uziarnienia mieszanek mineralnych można wymienić za [88, 92] m.in. metody: teoretyczną według najlepszych krzywych uziarnienia wg. Talbota, Bolomeya, Fullera, Nijboera, Furnasa i innych, metodę „wolnej przestrzeni”, czy metodę krzywych granicznych najlepszego uziarnienia. W Europie stosowana jest metoda krzywych granicznych, które określono w normach PN-EN. Krzywe graniczne zostały zaimplementowane w poszczególnych krajach w wytycznych technicznych, np. polskich WT-2 [N15] i niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44].

Lepiszczce asfaltowe

Asfalt wchodzący w skład mastyksu, ma za zadanie zapewnienie odpowiedniej spójności szkieletu mineralnego w mieszankach mineralno-asfaltowych. Lepkosprężyste właściwości asfaltów powodują, że zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych zależy jest od temperatury i czasu działania obciążenia. W niskich temperaturach lub przy krótkich czasach obciążenia asfalt zachowuje się bardziej sprężyste niż przy długich czasach obciążenia i wysokich temperaturach. Właściwościami reologicznymi asfaltów i ich wpływem na lepkosprężystość mieszanek mineralno-asfaltowych zajmował się choćby Di Benedetto i inni [22], Kim [57], czy Judycki [53]. Judycki stwierdził, że rodzaj lepiszcza asfaltowego ma decydujący wpływ na właściwości reologiczne mma. W Europie rodzaj lepiszcza uzależniony jest od jego twardości. Stosowanie twardszego lepiszcza w mieszankach mineralno-asfaltowych pozytywnie wpływa na ograniczenie ich odkształceń [N12]. W szczególności dotyczy to ograniczenia odkształceń trwałych oraz odkształceń na spodzie warstw asfaltowych (zwiększenie trwałości zmęczeniowej). Z drugiej jednak strony, stosowanie twardszych asfaltów może zwiększać ryzyko powstawania spękań termicznych nawierzchni zimą [8, 40-42, 50].

W Polsce podstawą klasyfikacji asfaltów są ich właściwości takie jak: twardość (penetracja) w 25°C, temperatura mięknięcia, lepkość w 60°C, odporność na starzenie, temperatura zapłonu i rozpuszczalność. Badania przeprowadzone na Politechnice Warszawskiej [93] pokazały, że normowa klasyfikacja asfaltów stosowana w Polsce jest niewystarczająca do oceny ich właściwości reologicznych (lepkosprężystych) i oceny przydatności do stosowania w materiałach nawierzchni asfaltowych. Bardziej funkcjonalne podejście do klasyfikacji asfaltów zostało wprowadzone w Stanach Zjednoczonych. W ramach obszernego projektu badawczego SHRP (ang. *Strategic Highway Research Program*) realizowanego tam w latach 1988-93 opracowano metodę SUPERPAVE [N38], w której przydatność do stosowania asfaltów w danej lokalizacji wynika z występujących w niej średnich najwyższych i najniższych temperatur. Asfalty podzielono na klasy PG (ang. *Performance Grade*) określające przedziały temperatur, dla których mogą być one stosowane. Metoda uwzględnia właściwości lepkosprężyste asfaltów i ich wpływ na, spękania zmęczeniowe w temperaturach eksploatacyjnych, spękania niskotemperaturowe, czy odporność nawierzchni na deformacje trwałe w wysokich temperaturach. Prace nad zastosowaniem klasyfikacji PG do asfaltów w Polsce prowadzone są obecnie w ramach projektu badawczego „Asfalty drogowe i modyfikowane w polskich warunkach klimatycznych” (program RID). Lepkosprężyste właściwości lepiszcza asfaltowego wpływające między innymi na odporność na deformacje trwałe, była badana i analizowana przez wielu badaczy w Polsce, między innymi przez Iwańskiego i Mazurka [33-35], Radziszewskiego i in. [93].

W Polsce, w zależności od kategorii ruchu, wg [N15] do betonów asfaltowych przeznaczonych do podbudowy dopuszczone do stosowania są asfalty:

- dla konwencjonalnych betonów asfaltowych AC: asfalty drogowe zwykłe o twardościach 35/50 i 50/70, modyfikowane PMB 25/55-60 i PMB 25/55-80 oraz wielorodzajowe (multigrade) MG 35/50-57/69 i MG 50/70-54/64;
- dla betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS: asfalt drogowy zwykły 20/30, asfalty modyfikowane PMB 10/40-65, PMB 25/55-60 i PMB 25/55-80 oraz wielorodzajowe MG 20/30-64/74 i MG 35/50-57/69.

Wymagania dotyczące asfaltów drogowych zwykłych, modyfikowanych i wielorodzajowych określono odpowiednio w normach: PN-EN 12591 [N20], PN-EN 14023 [N38] i PN-EN 13924-2 [N37].

Właściwości mma do podbudów asfaltowych

Mieszanki mineralno-asfaltowe stosowane do podbudów powinny zapewniać odpowiednie właściwości funkcjonalne nawierzchni – trwałość, nośność, odporność na deformacje trwałe i spękania niskotemperaturowe [88]. Właściwości te zależą, oprócz rodzaju zastosowanego asfaltu, właściwości kruszywa i uziarnienia mieszanki mineralnej, także od takich czynników jak: zawartość asfaltu, zawartości wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej, zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej, zawartość wolnych przestrzeni wypełnionych asfaltem. Judycki [53] stwierdził, że ilość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej istotnie wpływa na jej moduł sprężystości, czy lepkość.

Badania Dołżyckiego [24] pokazały, że zbyt duża zawartość asfaltu, zbyt duże wypełnienie asfaltem wolnych przestrzeni i zbyt mała ich zawartość w mma może powodować obniżenie odporności materiału na deformacje trwałe. Właściwości empiryczne i funkcjonalne jakimi powinny charakteryzować się mieszanki mineralno-asfaltowe do podbudowy określono w Wytycznych Technicznych WT-2 [N15].

2.1.2. Zarys historyczny betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS

Betony asfaltowe o wysokim module sztywności wprowadzono po raz pierwszy we Francji w latach 80. XX wieku [17]. Ideą było wykorzystanie w konstrukcjach nawierzchni sztywnych mieszanek mineralno-asfaltowych z twardymi asfaltami, które dawałyby możliwość zmniejszenia grubości warstw asfaltowych, przy jednoczesnym zachowaniu ich dużej odporności na zmęczenie, większej niż dla materiałów konwencjonalnych. Pierwszym takim materiałem wykorzystanym w praktyce w 1981 roku był GBTHP (fr. *Grave Bitume a Tres Hautes Performances*). Po roku 1985 nastąpił znaczny wzrost liczby zastosowań materiałów tego typu.

Pierwsze wytyczne do projektowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności, jak podano w [17], pojawiły się we Francji w 1994 roku w postaci "SCETAUROUTE's Manual of Pavement Design for Motorways" [68]. Betony asfaltowe o wysokim module sztywności dopuszczono w nich do stosowania w podbudowie asfaltowej. Początkowo projektowanie betonów asfaltowych o wysokim modelu sztywności bazowało na normie krajowej NF P 98-140 [N17], a później na normie europejskiej NF EN 13108-1 [N16]. Obecnie stosowany we Francji katalog typowych rozwiązań konstrukcji nawierzchni z roku 1998 [13] również dopuszcza stosowanie betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-EME (fr. *EME – Enrobes a Module Eleve*), jako materiału podbudowy asfaltowej. Betony asfaltowe o wysokim module sztywności wprowadzono do stosowania, oprócz Francji, także w Wielkiej Brytanii oraz w Polsce.

W Polsce pierwszy raz o betonach asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS wspomniano w roku 1995 w artykułach [64, 65]. Były to tłumaczenia Majewskiego publikacji Tireta L. i Caroffa G. z roku 1994 [117]. Przedstawiono w nich badania mieszanek mineralno-asfaltowych, w tym jednej typu AC-WMS. Nie podano w nich natomiast żadnych wytycznych do projektowania tych materiałów. Pierwsze uproszczone wytyczne podano w roku 2002 w Zeszycie IBDIM serii „I” nr 63 [115], które doprecyzowano w roku 2007 w Zeszycie IBDIM serii „I” nr 70 [109]. Kolejne wymagania pojawiały się w Wytycznych Technicznych WT-2 z lat 2008 [N43], 2010 [N7], 2014 [N15]. Zmiany wprowadzane w kolejnych wytycznych technicznych dotyczyły wymagań dla materiałów stosowanych do AC-WMS, ich składu oraz właściwości samych mieszanek.

Jak wskazują m.in. Judycki i wsp. w [47], czy Dołżycki w [24] od lat 90. XX wieku w Polsce borykano się z problemem nadmiernego koleinowania się nawierzchni, powodowanych ciągłym wzrostem ruchu i znacznym zwiększeniem obciążeń od kół pojazdów. Podejmowano różne próby zapobiegania powstawaniu deformacji trwałych nawierzchni, w tym wprowadzono do stosowania beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC-WMS do warstwy wiążącej lub podbudowy. Z uwagi na większą sztywność w porównaniu z

konwencjonalnymi materiałami, miał on przeciwdziałać tworzeniu się nadmiernych kolein. Pierwszy, jednokilometrowy odcinek próbny wykonano w 2002 roku na drodze S5 k. Poznania. W latach 2008-2010 zwiększyła się liczba dróg, na których wprowadzono AC-WMS. Zastosowano go na większości nowobudowanych autostrad, na drogach ekspresowych i krajowych. Zimą, na przełomie 2011 i 2012 roku zaobserwowano znaczny wzrost spękań niskotemperaturowych na budowanych drogach w kraju, wykonanych w technologii AC-WMS. Pojawiły się wówczas wątpliwości związane z wykorzystywaniem tej technologii w naszych warunkach klimatycznych, które są nieco ostrzejsze niż we Francji, czy Wielkiej Brytanii, gdzie także stosowane są materiały tego typu.

2.1.3. Projektowanie betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS w Polsce i na świecie

W punkcie tym przedstawiono skrótowo podstawowe informacje dotyczące projektowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS w trzech krajach europejskich: Francji, Wielkiej Brytanii i w Polsce. Informacje zostały podane za Jaczewskim, który w [37] szczegółowo opisał projektowanie AC-WMS w tych krajach.

AC-WMS we Francji

Projektowanie AC-WMS we Francji opiera się o badania empiryczne zawartości asfaltu w mma, zawartości wolnych przestrzeni w mma w próbkach zagęszczonych w żyrotorze odporności na działanie wody i na deformacje trwałe w dużym koleinomierzu oraz o badania funkcjonalne modułu sztywności i odporności na zmęczenie w 2-punktowym zginaniu próbek trapezowych.

We Francji obecnie stosowana jest norma europejska NF EN 13108-1 [N16]. Dopuszcza ona stosowanie dwóch klas betonów asfaltowych o wysokim module sztywności – EME 1 i EME 2 o uziarnieniach 0/10, 0/14 lub 0/20. Klasy różnią się zawartością asfaltu i wolnych przestrzeni w mma oraz odpornością zmęczeniową. Wymagania stawiane betonom asfaltowym o wysokim module sztywności są następujące:

- wskaźnik wypełnienia K (zależny od zawartości asfaltu w mma) – nie mniej niż 2,5 (EME 1) lub nie mniej niż 3,4 (EME 2),
- zawartość wolnych przestrzeni – nie więcej niż 10% (EME 1) lub 6% (EME 2),
- odporność na działanie wody – wskaźnik wytrzymałości na pośrednie rozciąganie $ITSR \geq 70\%$,
- odporność na deformacje trwałe – proporcjonalna głębokość koleiny po 30 tys. cykli nie większa niż 7,5%,
- moduł zespolony sztywności (temp. 15 °C, częst. 10 Hz) – nie więcej niż 14 000 MPa,
- odporność na zmęczenie (temp. 10 °C, częst. 25 Hz) – odkształcenie po 1 milionie cykli nie mniejsze niż 100 μ -strainów (EME 1) lub 130 μ -strainów (EME 2).

Odpowiednikami polskich Wytycznych Technicznych WT-2 [N15] są francuskie wytyczne *LPC Bituminous Mixtures Design Guide* [18]. Dopuszczają one stosowanie do betonów

asfaltowych o wysokim module sztywności asfaltu o penetracji 10-25 jednostek (0,1 mm), a wyjątkowo także asfalty modyfikowane o twardościach 20/30 i 35/50.

AC-WMS w Wielkiej Brytanii

W Wielkiej Brytanii stosowano początkowo betony asfaltowe o wysokim module sztywności zwane HMB15 (ang. *high modulus base*). Były to mieszanki typu makadamowego z twardymi asfaltami w ilości ok. 4%. Doświadczenia uzyskane z zastosowania tych mieszanek pokazały, że ich uziarnienie było zbyt grube, zawartość asfaltu była zbyt mała, a wolnych przestrzeni zbyt duża, co skutkowało licznymi zniszczeniami nawierzchni. Z tego powodu zdecydowano przyjąć wymagania francuskie jak dla mieszanek EME 2, czyli:

- wskaźnik wypełnienia K (zależny od zawartości asfaltu w mma) – nie mniej niż 3,4,
- zawartość wolnych przestrzeni – nie więcej niż 6%,
- odporność na działanie wody – wskaźnik wytrzymałości na pośrednie rozciąganie $ITSR \geq 70\%$,
- odporność na deformacje trwałe – proporcjonalna głębokość koleiny po 30 tys. cykli nie większa niż 7,5%,
- moduł zespolony sztywności (temp. 15 °C, częst. 10 Hz) – nie więcej niż 14 000 MPa,
- odporność na zmęczenie (temp. 10 °C, częst. 25 Hz) – odkształcenie po 1 milionie cykli nie mniejsze niż 130 μ -strainów;

oraz pewne modyfikacje dotyczące stosowanych asfaltów. W Wielkiej Brytanii wymagania dla betonów asfaltowych o wysokim module sztywności określono w specyfikacjach [66, 67].

AC-WMS w Polsce

Wymagania dotyczące betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS zmieniały się w Polsce kilkakrotnie. Kolejno były to: Zeszyt IBDIM serii „I” nr 63 z 2002 roku [115], Zeszyt IBDIM serii „I” nr 70 z 2007 roku [108], Wytyczne Techniczne WT-2 z lat 2008 [N43], 2010 [N7] i 2014 [N15]. W tablicy 2.1 podano porównanie wymagań według dwóch ostatnich wersji wytycznych technicznych (z 2010 i 2014 roku).

Tablica 2.1. Wymagania dla AC-WMS według polskich Wytycznych Technicznych WT-2 z roku 2010 [N7] i z roku 2014 [N15]

Cecha	Wymagania dla AC-WMS wg	
	WT-2 2010 [N7]	WT-2 2014 [N15]
Uziarnienie	0/16 lub 0/22	
Rodzaj asfaltu	20/30, PMB 10/40-65, PMB 25/55-60	20/30 (*), PMB 10/40-65, PMB 25/55-60, PMB 25/55-80, MG 20/30-64/74, MG 35/50-57/69
Minimalna zawartość asfaltu	4,8%	5,0%
Wskaźnik wypełnienia K	<i>brak wymagań</i>	$\geq 3,40$
Zawartość wolnych przestrzeni w mma, wg PN-EN 12697-8 [N33]	2% - 4%	

Wrażliwość na działanie wody w badaniu pośredniego rozciągania w temp. 25°C, wg PN-EN 12697-12 [N23]		<i>ITSR</i> ≥ 80%	
Odporność na deformacje trwałe wg PN-EN 12697-22 [N24]	aparatus mały, metoda B w powietrzu, 60°C, 10 tys. cykli	$WTS_{AIR} \leq 0,15 \text{ mm} / 1000 \text{ cykli}$ PRD_{AIR} - deklarowane	$WTS_{AIR} \leq 0,10 \text{ mm} / 1000 \text{ cykli}$ $PRD_{AIR} \leq 5\%$
	aparatus duży, 60°C, 30 tys. cykli (**)	brak wymagań	$P \leq 7,5\%$
Sztywność w badaniu 4-punktowego zginania belki w temp. 10°C przy częstotliwości 10 Hz, wg PN-EN 12697 - 26 [N22]		klasa 1: min.14 000 MPa klasa 2: min.16 000 MPa	w-wa wiążąca: 14 000 ÷ 17 000 MPa podbudowa asf.: 11 000 ÷ 17 000 MPa
Odporność na zmęczenie w badaniu 4-punktowego zginania belki w temp. 10°C przy częstotliwości 10 Hz, wg PN-EN 12697-24 [N25]		$\epsilon_6 \geq 130 \mu\text{-strainów}$	
Odporność na spękania niskotemperaturowe w badaniu TSRST wg PN-EN 12697-46 [N30]		brak wymagań	należy podać wartość temperatury [°C]

(*) dopuszczone w zależności od strefy klimatycznej Polski, (**) – alternatywna metoda badania

ITSR – wskaźnik wytrzymałości na pośrednie rozciąganie, WTS_{AIR} – prędkość przyrostu koleiny, PRD_{AIR} – proporcjonalna głębokość koleiny w badaniu odporności na deformacje trwałe w małym koleinomierzu, P - proporcjonalna głębokość koleiny w badaniu odporności na deformacje trwałe w dużym koleinomierzu, ϵ_6 – odkształcenie po 1 milionie cykli

2.2. Analiza właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych

Borkowski i Judycki w [11] wskazują, że potrzeba zastosowania reologii do mieszanek mineralno-asfaltowych wynika między innymi z ich właściwości lepkosprężystych, które mocno zależą od temperatury i czasu działania obciążenia; potrzeby lepszego opisu i przewidywania zachowania się tych materiałów w nawierzchni w różnych warunkach oraz w celu optymalizacji mieszanek mineralno-asfaltowych.

Według Reinerja i Warda [59] pierwsze naukowe prace dotyczące reologii powstały w latach 30-tych XX wieku. Intensywny rozwój tej dziedziny przypadł na lata powojenne (od lat 1950-tych). Reologię, a w tym teorię lepkosprężystości, zaczęto stosować w wielu dziedzinach techniki, m.in. dla polimerów – Ferry [26], Ward [121], Wilczyński [123], a także dla materiałów drogowych, w tym mieszanek mineralno-asfaltowych. Już w fundamentalnej pracy [94], opublikowanej pierwszy raz w 1954 r., znajduje się rozdział autorstwa Van der Poela dotyczący reologii materiałów drogowych i nawierzchni asfaltowych. Ważną pracą w zakresie reologii i lepkosprężystości betonu asfaltowego był artykuł Monismitha i wsp. [78] z 1966 r. Christensen w książce [16], opublikowanej pierwszy raz w 1982 roku, bardzo szeroko, a jednocześnie dokładnie omówił zagadnienia związane z teorią dotyczącą w ogólności materiałów lepkosprężystych. W Polsce podstawy zastosowania reologii w budownictwie wprowadzili Kisiel i wsp. [58] oraz Nowacki [85]. Innymi ważnymi pracami, w których przedstawiono właściwości reologiczne asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych były książka Kalabińskiej i Piłata [55] z 1982 roku.

2.2.1. *Badania cech lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych*

Badania reologii mieszanek mineralno-asfaltowych rozpoczęto po raz pierwszy w Polsce w latach 1970-tych na Politechnice Gdańskiej. W czerwcu 1974 r. zorganizowano tam międzynarodową konferencję naukową pt. *Reologia konstrukcji jezdni i materiałów drogowych* [61]. Pierwszą badawczą pracą z zakresu reologii betonu asfaltowego w Polsce był doktorat Judyckiego z 1975 r. [54] i późniejsze prace wykonane wspólnie z Borkowskim [9, 11]. Prace Borkowskiego i Judyckiego związane z wykorzystaniem teorii lepkosprężystości do oceny odporności na spękania niskotemperaturowe kontynuował Pszczoła [90]. Kolejno na Politechnice Gdańskiej teorię lepkosprężystości pod kierunkiem Judyckiego wykorzystywali w badaniach i analizach: Stienss do mieszanek mineralno-asfaltowych na ciepło WMA [103, 104], Jaczewski do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS w niskich temperaturach [36, 37], Mejłun do mieszanek mineralno-asfaltowych w wysokich temperaturach [36, 72, 74, 104].

Ocena cech lepkosprężystych materiałów drogowych stosowana była w Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej w wielu praktycznych aspektach, min. w celu ulepszenia właściwości asfaltów i mma wykorzystując elastomery i żywice, w projektowaniu i ocenie nowoczesnych nawierzchni drogowych, w tym na obiektach mostowych; w projektowaniu wykładzin wzmacniająco-uszczelniających w technologii asfaltowej, wykorzystywanych w budownictwie hydrotechnicznym; za [11]. Ważnym dokonaniem było również opracowanie przez Judyckiego, na podstawie teorii lepkosprężystości, metody obliczania naprężeń termicznych w nawierzchni [52], której walidacja z danymi doświadczalnymi dała o wiele bardziej zadowalające rezultaty niż inne obecnie znane metody.

Jak wskazano w [11, 48] właściwości reologiczne betonów asfaltowych mogą być określone po przez badania laboratoryjne takich cech jak: moduł sztywności, podatność pełzania (funkcja pełzania), moduł zespolony, moduł relaksacji; określonych jako funkcje temperatury i czasu działania obciążenia albo moduł sztywności Van der Poela, określony bezpośrednio na podstawie badań laboratoryjnych lub pośrednio na podstawie znajomości cech asfaltu i parametrów objętościowych agregatu mineralnego.

Na świecie w badaniach właściwości lepkosprężystych stosowane są bardzo różne schematy obciążeń i warunki badawcze (geometria próbek, obciążenia, temperatury itp.). Ze względu na schemat obciążenia można wymienić badania: pośredniego rozciągania, osiowego ściskania (bez lub z ciśnieniem bocznym), osiowego ściskania-rozciągania (bez lub z ciśnieniem bocznym), zginania. Ze względu na charakter obciążenia (jego zmienność w czasie) wyróżnia się badania pod obciążeniem: stałym lub zmiennym (sinusoidalnym, impulsowym, skokowym, itp.). Wśród wielu praktycznych zastosowań różnych metod badawczych właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych, można wymienić na przykład zastosowania badań takich jak:

- pełzanie w ściskaniu 1-osiowym – Secor i Monismith [100]
- 1-osiowe ściskanie z różnymi prędkościami deformacji – Secor i Monismith [100];

- 1-osiowe ściskanie-rozciąganie próbek walcowych pod obciążeniem powtarzalnym – Di Benedetto i wsp. [22], Nilsson, Hopmanai Isacsson [83], Komba i wsp. [60];
- 3-osiowe ściskanie próbek walcowych pod obciążeniem powtarzalnym – Blanc i wsp. [6]
- pełzanie w ścisaniu 3-osiowym – Secor i Monismith [100];
- pełzanie pod stałym obciążeniem belek 3-punktowo zginanych – metoda opracowana na Politechnice Gdańskiej w 1975 roku przez Judyckiego [54], następnie zmodyfikowana przez niego i Pszczołą [51] i stosowana m.in. do betonów asfaltowych o zwiększonej odporności na deformacje trwałe;
- pośrednie rozciąganie pod obciążeniem powtarzalnym – Judycki i zesp. [39];
- 4-punktowe zginanie belek pod obciążeniem powtarzalnym – Sybilski, Bańkowski i Mularzuk [105];

W niniejszej pracy do określenia właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystano metodę 1-osiowego ściskania próbek walcowych pod obciążeniem powtarzalnym (sinusoidalnym). Metodę badawczą opisano w amerykańskiej normie AASHTO TP62-03 [N3] z roku 2005. Ze względu na trudności sprzętowe i długotrwałość badań realizowanych w USA zgodnie z normą AASHTO, opracowano na jej podstawie poprawioną i uproszczoną wersję badania, którego warunki przedstawiono w propozycji wytycznych NCHRP 9-29: PP 02 i umieszczono w raporcie badawczym NCHRP Report 614 [N14]. W oparciu o wytyczne badania z tego raportu stworzono urządzenie badawcze AMPT (ang. *Asphalt Mixture Performance Tester*) do badania cech lepkosprężystych materiałów, w tym mieszanek mineralno-asfaltowych. Katedra Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej urządzeniem AMPT dysponuje od 2011 roku. W swoich badaniach wykorzystywała je jako pierwsza w Polsce i druga po Włoszech w Europie (na podstawie informacji przedstawionych przez producenta urządzenia, firmę IPC-Global). Innymi krajami wykorzystującymi urządzenie badawcze AMPT do 2013 roku były między innymi: USA, Chiny, Kanada, Indie, Australia, Rosja, Malezja, Katar; a wśród krajów europejskich – Włochy i Szwecja. Urządzenie badawcze AMPT było stosowane najpowszechniej w Stanach Zjednoczonych. Wśród wielu przykładów praktycznego jego zastosowania w USA można wymienić między innymi badania mieszanek mineralno-asfaltowych przeprowadzone przez Li, Zofkę i Yuta [62]. Badanie 1-osiowego ściskania próbek walcowych mma pod obciążeniem powtarzalnym przy użyciu AMPT zostało szerzej opisane w rozdziale 4, dotyczącym badań laboratoryjnych.

Potrzeba kompleksowego opisu zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych w różnych warunkach czasowo-temperaturowych, wymusiła zastosowanie matematycznych (teoretycznych) modeli właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych. Modelowanie lepkosprężystych cech betonów asfaltowych zostało szeroko opisane między innymi w książce Kima [57]. Obecnie do matematycznego opisu właściwości reologicznych mieszanek mineralno-asfaltowych w szerokim zakresie temperatur i czasów obciążenia stosuje się różne modele, wśród których za [37] można wymienić modele opisujące moduły sztywności takie jak: model symetryczny Christensen-Anderson-Marasteanu (CAM) [69] oraz jego modyfikacje (CAS, CASB); model symetryczny wg NCHRP 9-29 PP

02 [N14], będący modyfikacją modelu Witczaka z metody MEPD-G [29]; niesymetryczny model Richardsa [96].

Modele te na Politechnice Gdańskiej stosował do opisu zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych Jaczewski [37]. Do opisu matematycznego zależności czasowo-temperaturowej, wykorzystywanej w wymienionych modelach, stosuje się obecnie wzory m.in.: Williamsa-Landela-Ferrego (WLF) [124], Arrheniusa [45, N2], Kaelble [97], czy funkcje wielomianowe i logarytmiczne różnej postaci [97].

Teoretyczne zależności właściwości lepkosprężystych materiałów od temperatury i czasu działania obciążenia umożliwiają jedynie ocenę i wyznaczenie cech materiałowych w różnych warunkach. Trudno jest natomiast przy ich bezpośrednim wykorzystaniu określić, jak będzie zachowywała się wielowarstwowa nawierzchnia drogi, złożona z kilku różnych materiałów o różnych właściwościach reologicznych. Jednym ze sposobów zarówno oceny właściwości reologicznych samych materiałów [11], jak i metodą służącą analizie mechanistycznej konstrukcji nawierzchni, są reologiczne modele materiałowe.

2.2.2. Reologiczne modele materiałowe stosowane do mma

Materiałowe modele reologiczne służą uwzględnieniu cech materiałowych, określonych w badaniach laboratoryjnych, w zależności wywołanego w nich naprężenia od powstających odkształceń (tzw. równania konstytutywne modeli reologicznych). Modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych są stosowane powszechnie na całym świecie. Także Katedra Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej od dawna zajmuje się reologią mieszanek mineralno-asfaltowych w tym zakresie. Już Borkowski i Judycki stosowali modele materiałowe takie jak: Maxwella, Zenera, Monismitha, czy Burgersa [11, 48]. Później modele reologiczne mma stosowali pod kierunkiem Judyckiego także inni: Pszczoła [90], Stienss [103, 104], Jaczewski [36, 37] i Mejłun [36, 72, 74, 104].

W niniejszej pracy zastosowano dwa lepkosprężyste modele materiałowe: Burgersa i Hueta-Sayegha, opisane szerzej w rozdziale 3. Modele te w swoich badaniach i analizach wykorzystywali też tacy badacze jak, m.in.: Hopman i wsp. [80], Sybilski i wsp. [39], czy Błazejowski i wsp. [7]. Maina i wsp. [63] porównali modele Burgersa i Hueta-Sayegha, stwierdzając, że rzeczywiste zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych w badaniach pod obciążeniem powtarzalnym istotnie lepiej opisuje model Hueta-Sayegha niż Burgersa. Hopman, Nilsson i Isacsson [83] zauważyli też, że model Hueta-Sayegha dobrze spisuje się w szerszym zakresie warunków czasowo-temperaturowych niż model Burgersa.

Inni badacze stosowali do mieszanek mineralno-asfaltowych jeszcze inne, bardziej skomplikowane modele materiałowe (tzw. wieloparametrowe), na przykład: uogólniony model Maxwella – Soares i wsp. [101], uogólniony model Voighta – Evangelista i wsp. [25], uogólniony model Hueta-Sayegha „2S2P1D” – Olard, Di Benedetto [87], uogólniony model Hueta-Sayegha, uogólniony model Kelvina-Voighta oraz jego modyfikacje – Tiouajni S. i wsp. [116]. Szczegółowy opis różnych modeli reologicznych został



przedstawiony m.in. przez Judyckiego w [48], Derskiego i Ziembę w [20] oraz Nagórskiego i wsp. w [79].

Modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych, oprócz opisu zachowania się tych materiałów, mają zastosowanie także w analizach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni.

2.3. Analiza lepkosprężysta konstrukcji nawierzchni

2.3.1. Metody analityczne obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni

Przez metody analityczne rozumie się metody analiz mechanistycznych konstrukcji nawierzchni, które na podstawie pewnych zależności matematycznych (funkcji) pozwalają na obliczenia takich parametrów jak przemieszczenia, naprężenia i odkształcenia w konstrukcji nawierzchni. Analiza lepkosprężysta konstrukcji nawierzchni drogowych wzięła swoje początki w obliczeniach układów sprężystych, których analizy przełożono na wielowarstwowe układy lepkosprężyste na podstawie podobieństwa sprężysto-lepkosprężystego. Oznacza ono, że pewne zagadnienia lepkosprężyste mogą, pod pewnymi warunkami, być traktowane jak zagadnienia sprężystości, co zostało opisane w pracy Borkowskiego [10] z 1974 roku. Układy takie jak jednowarstwowa konstrukcja nawierzchni, modelowana przy użyciu prostego modelu materiałowego, ułożona na sprężystym podłożu gruntowym dawała się rozwiązać w stosunkowo prosty sposób metodami analitycznymi. W miarę wzrostu skomplikowania modeli materiałowych warstw konstrukcyjnych i zwiększenia ich liczby w nawierzchni, rozwiązania teoretyczne w ramach teorii lepkosprężystości, powstałe w latach 1970-tych, pod względem praktycznym stały się zbyt skomplikowane od strony matematycznej. Z tego powodu powstawały pewne rozwiązania numeryczne (komputerowe) ułatwiające analizy wielowarstwowej półprzestrzeni lepkosprężystej.

2.3.2. Metody numeryczne obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni

Metody numeryczne obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni polegają na zastosowaniu metod komputerowych do analiz wielowarstwowych konstrukcyjnych nawierzchni. Wynikami obliczeń są ciągi liczb, które reprezentowane mogą być w postaci map rozkładu różnych parametrów (przemieszczeń, naprężeń i odkształceń) w nawierzchni lub linii wpływu pozycji obciążenia na wartość tych parametrów w konkretnym punkcie lub w danym przekroju nawierzchni [79]. Specjalistycznymi programami numerycznymi do obliczeń konstrukcji nawierzchni są np. BISAR, VEROAD, czy VISCOROUT.

BISAR jest najprostszym i szeroko wykorzystywanym programem do tego rodzaju obliczeń, który umożliwia wykonanie analiz konstrukcji nawierzchni wielowarstwowej, w której poszczególne warstwy modelowane są jako materiały sprężyste.

Program VEROAD (skrót od ang. *Viscoelastic ROAD Analysis Delft*), który wykorzystano w analizach w niniejszej pracy, został opracowany przez Hopmana P. C. z Uniwersytetu



Technicznego w Delft (Holandia) w roku 1996. Bazuje on na teorii przedstawionej przez Hopmana w [31, 32] oraz Hopmana, Nilssona i Pronka w [30]. Program jest dostępny na zasadach komercyjnych. Jest trudny w praktycznych zastosowaniach, ale umożliwia analizę nawierzchni asfaltowych z warstwami modelowanymi jako sprężyste lub lepkosprężyste, w tym wyznaczenie deformacji trwałych (lepkich). Działanie programu zostało zweryfikowane przez Hopmana doświadczalnie w dwóch testach przeprowadzonych w dużej skali – LINTRACK w Holandii i RTM w Danii [30, 84]. Uzyskano bardzo dobrą korelację parametrów obliczonych w programie i otrzymanych z badań doświadczalnych. Szczegóły dotyczące zastosowanej teorii w programie VEROAD, jego możliwości i ograniczenia zostały szerzej opisane w niniejszej pracy w punkcie 3.4 w rozdziale 3.

Program VEROAD został wykorzystany w praktyce między innymi przez Nagórskiego i wsp. [79], czy Sybilskiego i wsp. [39] w obliczeniach konstrukcji nawierzchni z betonami asfaltowymi konwencjonalnymi i o wysokim module sztywności AC-WMS. Program wykorzystali również w celach praktycznych Błażejowski, Nilsson, Hopman i Sybilski [7] do analizy typowej konstrukcji nawierzchni.

Innym programem służącym do analizy lepkosprężystej konstrukcji nawierzchni jest francuski VISCOROUT opisany przez Chabot w [14]. Program umożliwia modelowanie od 2 do 100 warstw konstrukcyjnych przy użyciu modelu sprężystości Hooke'a lub lepkosprężystości Hueta-Sayegha. Możliwe jest przyłożenie do 100 pojedynczych obciążeń. Są 3 typy obciążeń do wyboru – obciążenie punktowe (skupione), eliptyczne (określa się półosie wielkie elipsy, w tym kołowe) lub prostokątne (określa się wymiary boków). Program może obliczać przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia w maksymalnie 100 różnych punktach. Jako wynik podaje ich rozkład podłużny lub poprzeczny w płaszczyznach położonych wzdłuż osi odpowiednio y lub x w równych, narzuconych z góry, rozstawach. Program jest bardzo intuicyjny i prosty w obsłudze. W porównaniu z VEROADem, mimo, że działa zauważalnie szybciej, to ma o wiele większe ograniczenia. W związku z implementacją w nim jedynego modelu lepkosprężystego Hueta-Sayegha, nie umożliwia on wyznaczenia trwałych (lepkich) deformacji w nawierzchni.

2.3.3. Metoda elementów skończonych (MES) w obliczeniach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni

Metoda elementów skończonych (MES) jest również metodą numeryczną [79]. Analizy oparte na metodzie elementów skończonych (MES) są jednak o wiele bardziej skomplikowanymi metodami, niż wymienione w punkcie 2.3.2. Z tego względu niezbędne jest zastosowanie w ich przypadku obliczeń przy użyciu komputerów o dużej mocy obliczeniowej. Programami wykorzystywanymi do obliczeń konstrukcji nawierzchni przy użyciu MES mogą być np. ABAQUS, ROBOT, czy ANSYS.

Metodę elementów skończonych na Politechnice Gdańskiej stosował Judycki już w roku 1991 [45] do obliczeń konstrukcji nawierzchni obciążonej kołem pojazdu, stosując program komputerowy NOSAP na komputerze ODRA 1305. MES do analiz lepkosprężystych konstrukcji nawierzchni stosowali też inni badacze na całym świecie, między innymi tacy

jak: Nesnas i Nunn [82], Blab i wsp. [91], Chen i wsp. [15], Soares i wsp. [91], Evangelista i wsp. [25], a w Polsce także Nagórski i wsp. [79].

2.4. Dotychczasowe badania i analizy konstrukcji nawierzchni z AC-WMS w Polsce

W Polsce betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności zajmował się od 1997 roku głównie zespół prof. Sybilskiego z IBDiM, który wprowadził do stosowania technologię AC-WMS [110, 111], zaproponował wymagania dla tych materiałów [1-3] i badał wpływ polimeroasfaltów na właściwości AC-WMS [107]. Zespół Sybilskiego przeprowadził również analizy obliczeniowe [39] typowej konstrukcji nawierzchni (konwencjonalnej) wg KTKN PiP 1997 [106] oraz nawierzchni z warstwą wiążącą i podbudową wykonaną z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności wg Zeszytu 63 IBDiM z 2002 roku [115] z wykorzystaniem programu VEROAD. W obliczeniach wykorzystane zostały oba dostępne w programie modele lepkosprężyste (Burgersa i Hueta-Sayegha) warstw asfaltowych, których parametry wyznaczono na podstawie badaniach 4-punktowego zginania belek. Obliczenia wykonano przy tej samej temperaturze wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni, równej 10°C. Na podstawie obliczeń autorzy stwierdzili, między innymi, że:

- konstrukcje z AC-WMS o grubości warstw asfaltowych takich, jak w konstrukcji typowej, charakteryzują się większą trwałością zmęczeniową i odpornością na deformacje trwałe;
- możliwe jest zmniejszenie grubości konstrukcji z AC-WMS maksymalnie o ok. 5 cm (charakteryzuje się ona wówczas zbliżoną trwałością zmęczeniową i odpornością na deformacje trwałe w stosunku do konstrukcji typowej);
- modele lepkosprężyste dają większe wartości obliczanych parametrów w stosunku do modeli sprężystych, dlatego lepiej stosować jest modele lepkosprężyste zamiast sprężystych (jest to bezpieczniejsze);
- istotny jest wpływ grubości podbudowy asfaltowej i prędkości na powstawanie deformacji trwałych.

Oprócz zespołu Sybilskiego, tematyką betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS i ich wdrożeniami zajmowały się także inne zespoły naukowe i badawcze, między innymi zespół dyr. Bogdańskiego z GDDKiA w Poznaniu od roku 1999, Instytut Badawczy TPA, czy firmy wykonawcze jak Eurovia [37, 50].

Tematyka związana z betonami asfaltowymi o wysokim module sztywności AC-WMS została podjęta na Politechnice Gdańskiej przez zespół prof. Judyckiego w roku 2008. W latach 2011-2014 zespół przeprowadził badania terenowe, laboratoryjne i analizy obliczeniowe związane z AC-WMS w ramach programu badawczego dla GDDKiA pt. *„Badanie wpływu zastosowania warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) w konstrukcjach nawierzchni na spękania niskotemperaturowe i na zmniejszenie powstawania deformacji trwałych”* [40-42, 50]. Prace te obejmowały:

- przeprowadzenie studiów literatury dotyczących zastosowania i wymagań AC-WMS;

- przeprowadzenie badań laboratoryjnych AC-WMS i konwencjonalnych AC (zginanie ze stałą prędkością deformacji, zginanie przy stałym obciążeniu, pełzanie przy ściskaniu pod stałym obciążeniem, badanie modułu zespolonego pod obciążeniem dynamicznym, badanie modułu sztywności w schemacie pośredniego rozciągania, badania TSRST);
- wyznaczenie parametrów reologicznych lepkosprężystego modelu Burgersa dla AC-WMS i konwencjonalnych AC;
- analizy właściwości lepkosprężystych z wykorzystaniem różnych metod;
- analizy rozciągających naprężeń termicznych z wykorzystaniem różnych metod;
- analizy lepkosprężystego zachowania się nawierzchni z AC-WMS i konwencjonalnymi AC w warunkach podwyższonych temperatur przy wykorzystaniu modelu Burgersa;
- analizy niskich i wysokich temperatur nawierzchni występujących w Polsce;
- terenowa ocena stanu technicznego dróg, na których zastosowano AC-WMS.

W ramach wymienionych prac, w roku 2016 na Politechnice Gdańskiej powstał doktorat Jaczewskiego [37] obejmujący zagadnienia związane z zachowaniem się AC-WMS w niskich temperaturach.

2.5. Podsumowanie studiów literatury

Betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS wprowadzono w Polsce w celu ograniczenia nadmiernego koleinowania się dróg. Przeprowadzone studia literatury pokazały, że dotychczasowe badania i analizy dotyczące betonów asfaltowych o wysokim module sztywności skupiały się jednak przede wszystkim na ich odporności na zmęczenie, właściwościach i zachowaniu w niskich temperaturach. Odczuwalna jest natomiast niewielka liczba prac dotyczących ich właściwości i zachowania się w konstrukcjach nawierzchni w wysokich temperaturach. Kwestia zastosowania betonów asfaltowych AC-WMS zamiast konwencjonalnych AC w celu zwiększenia odporności nawierzchni na deformacje trwałe jest zatem ważna i wciąż aktualna. Wymaga ona przeprowadzenia jednak szerszych badań i analiz.

Studia literatury pokazały również, że wykorzystanie reologii, w tym teorii lepkosprężystości, jest ważne dla lepszego opisu właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych i przewidywania ich zachowania w nawierzchni w różnych warunkach, także i w wysokich temperaturach. Wśród wielu różnych reologicznych modeli materiałów lepkosprężystych, często w analizach i obliczeniach wykorzystywane są lepkosprężyste modele Burgersa i Hueta-Sayegha. Niektóre prace wskazują, że model Burgersa może w pewnych przypadkach nieco gorzej opisywać rzeczywiste zachowanie mieszanek mineralno-asfaltowych niż model Hueta-Sayegha. Jest to rzeczą naturalną. Powinna ona skłonić do poszukiwania i stosowania modeli materiałowych najbardziej optymalnych do danej sytuacji. Mimo różnic wynikających ze stosowania modelu Burgersa i Hueta-Sayegha, w wielu przypadkach oba modele mogą jednak dobrze oddawać rzeczywiste właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych i dawać zadowalające wyniki analiz i obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni.

3. PODSTAWY TEORETYCZNE BADAŃ

Niniejszy rozdział stanowi wstęp teoretyczny do badań i analiz przedstawionych w niniejszej pracy. Przedstawiono w nim:

- podstawy teorii lepkosprężystości (p. 3.1)
- reologiczne modele materiałowe (p. 3.2)
- opis parametrów charakteryzujących lepkosprężyste zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym (p. 3.3)
- lepkosprężysty model wielowarstwowej konstrukcji nawierzchni (p. 3.4)
- analizę temperatur nawierzchni występujących w polskich warunkach klimatycznych (p. 3.5).

3.1. Podstawy teorii lepkosprężystości

Mieszanki mineralno-asfaltowe stosowane jako materiały warstw asfaltowych nawierzchni charakteryzują się w różnym stopniu właściwościami sprężystymi, lepkimi i plastycznymi.

Sprężystość polega na natychmiastowej, odwracalnej reakcji materiału na działające obciążenie. Jej miarą jest moduł sprężystości E_{spr} [MPa] będący współczynnikiem proporcjonalności między naprężeniem σ , a sprężystym, całkowicie odwracalnym odkształceniem ε_{spr} – wzór (3.1).

$$E_{spr} = \sigma / \varepsilon_{spr} \quad (3.1)$$

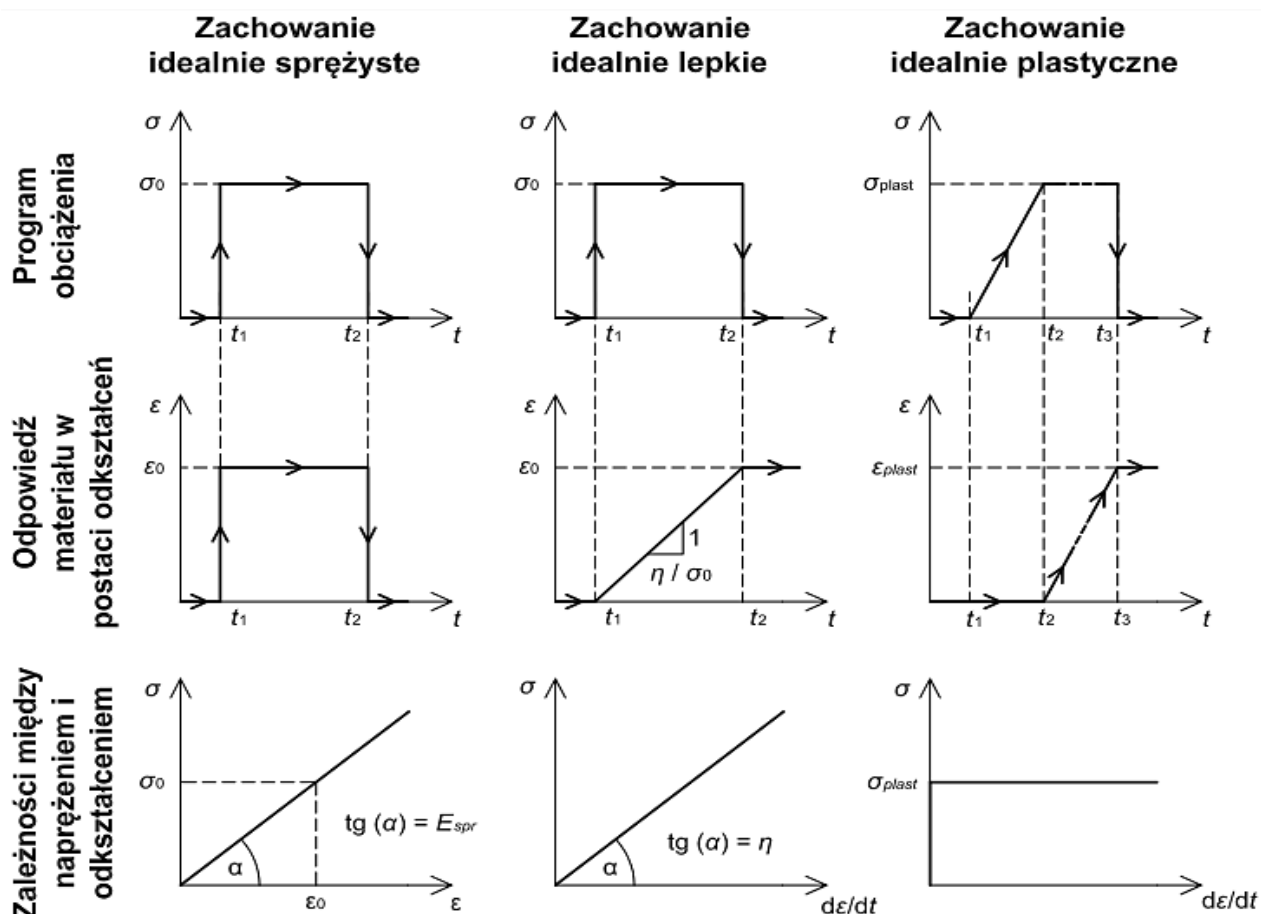
Właściwości lepkie charakteryzuje wzrost deformacji materiału w trakcie stałego w czasie, obciążenia (tzw. jego płynięcie lub pełzanie) oraz powstawanie trwałych, nieodwracalnych deformacji. Parametrem charakteryzującym właściwości lepkie materiału jest współczynnik lepkości η [MPa.s], określający jakie naprężenie σ [MPa] powoduje przyrost odkształcenia $\varepsilon(t)$ [mm/mm] z jednostkową szybkością $d\varepsilon/dt$ – wzór (3.2).

$$\eta = \frac{\sigma}{d\varepsilon / dt} \quad (3.2)$$

Plastyczność charakteryzuje się wzrostem deformacji materiału po osiągnięciu pewnego poziomu naprężenia, tzw. granicy plastyczności σ_{plast} [MPa]. W trakcie tego procesu naprężenia pozostają stałe przy trwającej równolegle deformacji materiału – wzór (3.3).

$$\sigma(t) = \sigma_{plast} = \text{const} \quad (3.3)$$

Zachowanie się materiałów idealnie sprężystych, lepkich i plastycznych zaprezentowano na rysunku 3.1, gdzie pokazano reakcję materiałów w postaci odkształceń $\varepsilon(t)$ na wywołane w nich naprężenie $\sigma(t)$ oraz charakterystyczne zależności wiążące naprężenia i odkształcenia.

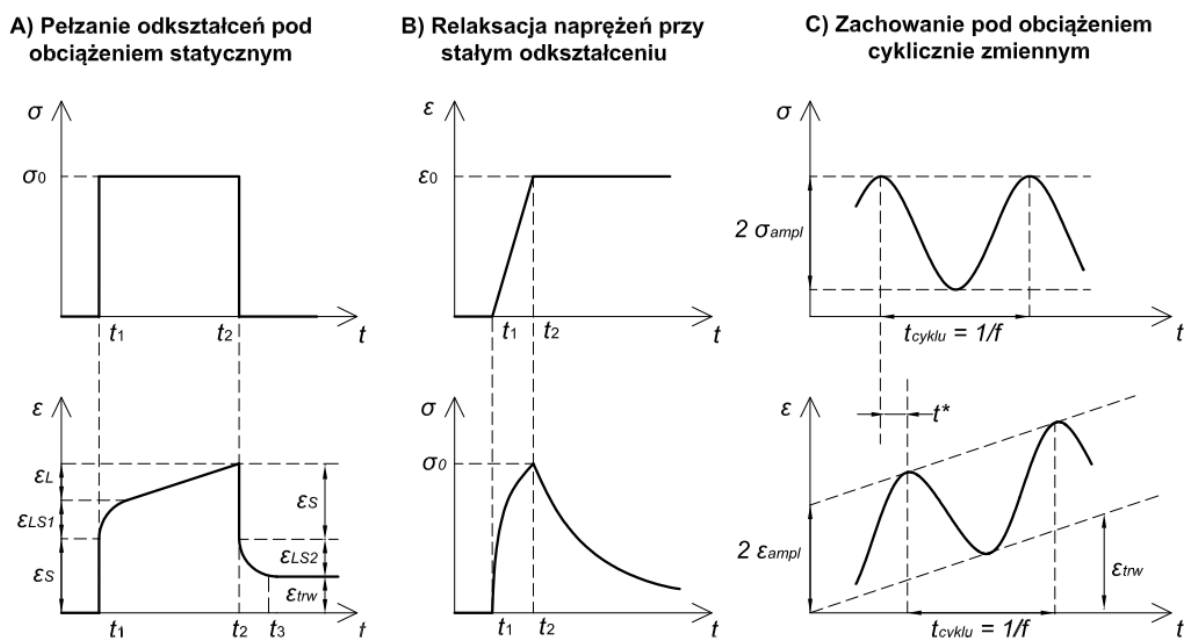


Rys. 3.1. Charakterystyka właściwości sprężystych, lepkich i plastycznych [20, 79].

Oznaczenia: σ – naprężenie, σ_0 – wartość naprężenia, σ_{plast} – granica plastyczności, ε – odkształcenie, ε_0 – wartość odkształcenia, ε_{plast} – odkształcenie plastyczne, t – czas, t_1 , t_2 , t_3 – momenty, $d\varepsilon/dt$ – szybkość przyrostu odkształcenia, E_{spr} – moduł sprężystości, η – współczynnik lepkości, α – nachylenie wykresu naprężenia do osi poziomej

Właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych zależą w dużej mierze od ich temperatury oraz czasu działania obciążenia. Mimo, że w bardzo niskich (ujemnych) temperaturach zachowują się one w sposób zbliżony do ciał sprężystych, to właściwości lepkie nie zanikają jednak całkowicie. Wraz ze wzrostem temperatury właściwości lepkie mieszanek mineralno-asfaltowych stają się coraz bardziej znaczące. W bardzo wysokich temperaturach pewną rolę mogą odgrywać także właściwości plastyczne. Plastyczność i lepkość odpowiadają za powstawanie trwałych deformacji materiału.

W niniejszej pracy ograniczono się jedynie do oceny lepkosprężystych właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych (rys. 3.2). Pominięcie efektów plastycznych, stanowi w przypadku wysokich temperatur i długich czasów obciążenia nawierzchni, pewne uproszczenie rzeczywistego zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych.



OZNACZENIA: t_1 – moment rozpoczęcia obciążenia, t_2 , t_3 – charakterystyczne momenty reakcji materiału; t^* - przesunięcie czasowe między naprężeniem i odkształceniem przy obciążeniu cyklicznie zmiennym; f – częstotliwość zmiany obciążenia; σ_0 – wartość wywołanego naprężenia; σ_{ampl} – amplituda naprężenia przy obciążeniu cyklicznym; ϵ_S – odkształcenie sprężyste (odwracalne); ϵ_L – odkształcenie lepkie; ϵ_{trw} – odkształcenie trwałe (nieodwracalne); ϵ_{LS1} – odkształcenie lepkosprężyste przy stałym obciążeniu; ϵ_{LS2} – odkształcenie lepkosprężyste przy odciążeniu; ϵ_0 – odkształcenie ciała; ϵ_{ampl} – amplituda odwracalnego odkształcenia ciała przy cyklicznym obciążeniu

Rysunek 3.2. Zachowanie się materiału lepkosprężystego przy różnych rodzajach obciążeń [20, 79]

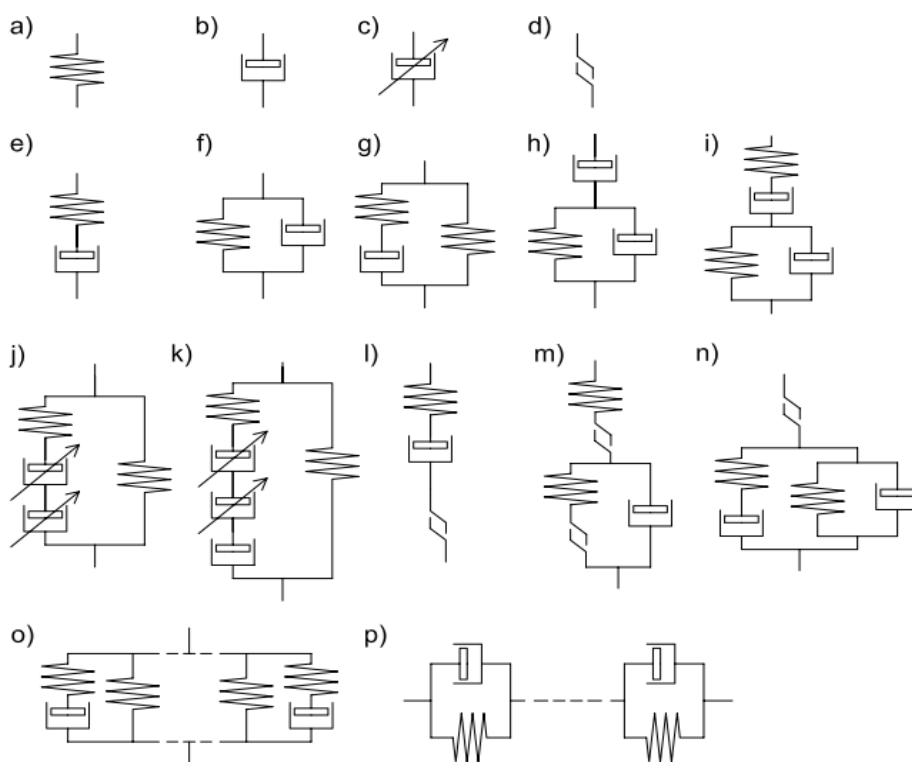
Lepkosprężyste właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych można opisać wieloma metodami. Mają one na celu uwzględnienie łącznego wpływu czasu trwania obciążenia i temperatury na ich zachowanie się. Wyróżnia się wśród nich:

- określenie właściwości materiałowych na podstawie badań: modułu sztywności, podatności pełzania, modułu zespolonego i kąta przesunięcia fazowego, czy modułu relaksacji jako funkcji czasu i temperatury;
- wykorzystanie różnych modeli materiałowych do opisu właściwości sprężystych, lepkich i plastycznych i do określenia matematycznego związku między naprężeniem, a odkształceniem.

3.2. Modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych

Zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych zależy od bardzo wielu czynników, takich jak: temperatura, czas i charakter obciążenia, schemat pracy, proporcje objętościowe, zagęszczenie, smukłość badanej próbki i inne. Z przyczyn tych wynika duża ilość różnych teoretycznych modeli materiałowych, które stosują badacze, aby móc w możliwie najbardziej zbliżony do rzeczywistości sposób opisać zachowanie się materiału. Wskazanie jednego uniwersalnego modelu sprawdzającego się w każdym przypadku jest bardzo trudne. Na rysunku 3.3 pokazano wybrane modele reologiczne materiałów stosowane dla mieszanek mineralno-asfaltowych [20, 22, 48, 79]. Są to:

- modele 1-elementowe (podstawowe): a) sprężystości Hooke'a, b) liniowej lepkości Newtona, c) nieliniowej lepkości, d) plastyczności St. Venanta;
- modele o liczbie elementów podstawowych $n > 1$, stanowiące różne kombinacje modeli 1-elementowych:
 - modele lepkosprężystości o liczbie elementów $n < 5$: e) Maxwella, f) Kelvina-Voighta, g) Zenera, h) Monismitha, i) Burgersa, j) Hueta-Sayegha, k) Di Benedetto;
 - modele lepkosprężysto-plastyczne: l) Binghama, m) Krassa, n) Bogusławskich;
 - modele lepkosprężyste wieloparametrowe (tzw. uogólnione, ang. *generalized models*) – o) o połączeniu równoległym, p) o połączeniu szeregowym.



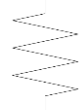
Rysunek 3.3. Wybrane modele reologiczne materiałów; opis w tekście

W niniejszej pracy wykorzystano trzy modele mieszanek mineralno-asfaltowych: model sprężysty Hooke'a (rys. 3.3 a), model lepkosprężysty Burgersa (rys. 3.3 i) oraz model lepkosprężysty Hueta-Sayegha (rys. 3.3 j).

3.2.1. Modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystane w analizach

3.2.1.1. Model sprężystości Hooke'a

Graficzną reprezentację modelu sprężystości Hooke'a pokazano na rys. 3.4.



$$E_{spr} = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_{spr}(t)}$$

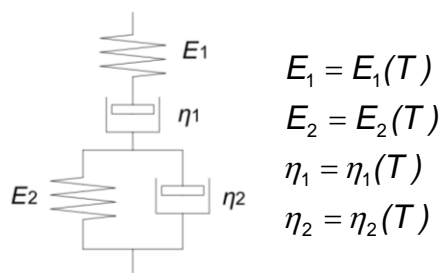
Rysunek 3.4. Model sprężystości Hooke'a: E_{spr} – moduł sprężystości [MPa], $\sigma(t)$ – naprężenie w funkcji czasu [MPa], $\varepsilon_{spr}(t)$ – sprężyste, odwracalne odkształcenie w funkcji czasu, t – czas [s]

Ponieważ mieszanki mineralno-asfaltowe są przede wszystkim sprężyste, model ten wykorzystywany był w wielu przypadkach do opisu zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych. W teorii, właściwości materiału idealnie sprężystego nie zależą od temperatury i czasu działania obciążenia. Model sprężystości Hooke'a okazał się jednak niewystarczający, ponieważ mieszanki mineralno-asfaltowe z natury rzeczy są materiałami lepkosprężystymi nawet w bardzo niskich, ujemnych temperaturach [11]. Dowodzą tego choćby analizy lepkosprężyste, którymi zajmował się Judycki w ramach wyznaczenia naprężeń termicznych powodujących pękanie mieszanek mineralno-asfaltowych w niskich (ujemnych) temperaturach [52]. Ponieważ właściwości sprężyste i lepkie mieszanek mineralno-asfaltowych są w gruncie rzeczy nierozłączne, to lepkość zawsze w pewien sposób wpływa na sztywność tych materiałów. Dlatego, jak wskazuje Zbiciak w [123], stosując nawet model sprężysty mieszanek mineralno-asfaltowych, uzależnia się często moduł sprężystości od temperatury. Podejście takie stosowane jest obecnie w projektowaniu konstrukcji nawierzchni, w którym przyjmuje się moduły sprężystości warstw asfaltowych jako równe ich modułom sztywności w danej temperaturze i dla danego czasu obciążenia. Przyjęcie modułów sprężystości warstw asfaltowych w funkcji temperatury zostało również zastosowane w niniejszej pracy (punkt 6.3 w rozdziale 6).

Sprężyste modelowanie materiałów drogowych umożliwiają takie programy komputerowe do obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni jak BISAR, VEROAD, czy VISCOROUT, opisane w rozdziale 2.

3.2.1.2. Model lepkosprężystości Burgersa

Model lepkosprężystości Burgersa (rys. 3.5) zbudowany jest z szeregowego połączenia dwóch prostszych modeli reologicznych – modelu Maxwella i Kelvina Voighta (rys. 3.3 e, f). Opisują go: cztery parametry zależne od temperatury T : moduły sprężystości E_1 i E_2 [MPa] oraz współczynniki lepkości η_1 i η_2 [MPa.s].



Rysunek 3.5. Model lepkosprężystości Burgersa; opis w tekście

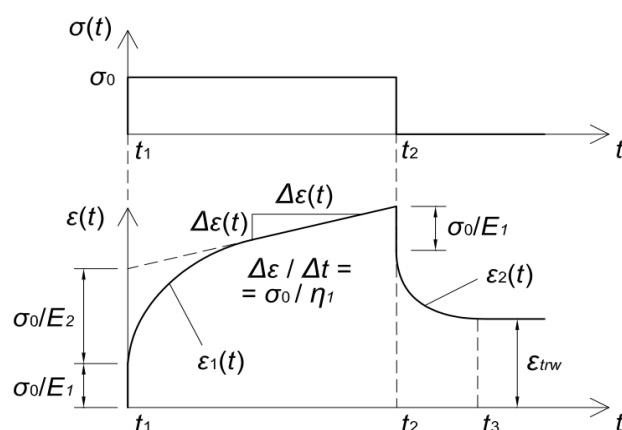
Równaniem konstytutywnym (podstawowym) wiążącym naprężenia i odkształcenia w materiale Burgersa jest zależność (3.4) postaci:

$$\sigma + A \frac{d\sigma}{dt} + B \frac{d^2\sigma}{dt^2} = C \frac{d\varepsilon}{dt} + D \frac{d^2\varepsilon}{dt^2} \quad (3.4)$$

gdzie: $d\sigma/dt$ i $d\varepsilon/dt$ oznaczają pochodne 1-go stopnia naprężeń $\sigma(t)$ i odkształceń $\varepsilon(t)$ po czasie t , $d^2\sigma/dt^2$ i $d^2\varepsilon/dt^2$ oznaczają pochodne 2-go stopnia naprężeń $\sigma(t)$ i odkształceń $\varepsilon(t)$ po czasie t , a współczynniki A , B , C i D są funkcjami parametrów modelu E_1 , E_2 , η_1 , η_2 zgodnie z zależnościami (3.5):

$$A = \frac{\eta_1}{E_1} + \frac{\eta_1}{E_2} + \frac{\eta_2}{E_2}, \quad B = \frac{\eta_1 \times \eta_2}{E_1 \times E_2}, \quad C = \eta_1, \quad D = \frac{\eta_1 \times \eta_2}{E_2} \quad (3.5)$$

Pełzanie odkształceń ciała Burgersa (rys. 3.6) w trakcie stałego naprężenia opisane jest funkcją (3.6). Odkształcenia po odciążeniu maleją zgodnie z (3.7), dążąc do wartości ε_{trw} równej (3.8); za [20, 73, 76].



Rysunek 3.6. Pełzanie materiału, a parametry lepkosprężyste modelu Burgersa

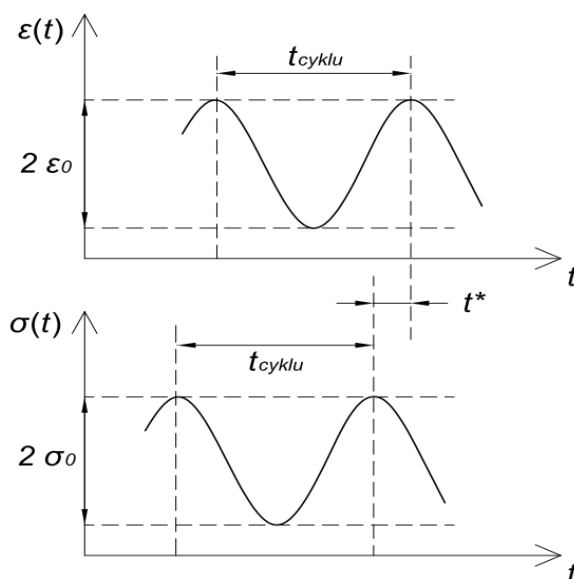
$$\text{dla } t \in [t_1; t_2] \quad : \quad \varepsilon_1(t) = \sigma_0 \times \left(\frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - \exp\left(-\frac{E_2 t}{\eta_2} \right) \right) \right) \quad (3.6)$$

$$\text{dla } t = [t_2; t_3] \quad : \quad \varepsilon_2(t) = \sigma_0 \times \left(\frac{t_0}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \times \exp\left(-\frac{E_2 t}{\eta_2} \right) \times \left(\exp\left(\frac{E_2 t_0}{\eta_2} \right) - 1 \right) \right) \quad (3.7)$$

$$\text{dla } t \geq t_3 \quad : \quad \varepsilon_{trw} = \frac{\sigma_0 \times t_0}{\eta_1} \quad (3.8)$$

gdzie t_0 oznacza długość trwania stałego naprężenia ($t_0 = t_2 - t_1$) o wartości σ_0 .

W niniejszej pracy do określenia parametrów modelu Burgersa wykorzystano wyniki badania sinusoidalnie zmiennego odkształcenia $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t)$ o częstości kołowej równej $\omega = 2\pi / t_{\text{cyklu}}$ (rys. 3.7).



Rysunek 3.7. Test sinusoidalnie zmiennego, kontrolowanego odkształcenia

Zgodnie z [79], lepkosprężyste zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych modelowanych jako ciało Burgersa można w takim przypadku wyrazić modułem dynamicznym $|E^*|$ oraz kątem przesunięcia fazowego φ , które z parametrami modelu Burgersa związane są zależnościami (3.9) i (3.10).

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = \left| \omega \times \left(\frac{(D\omega)^2 + C^2}{(B\omega^2 - 1)^2 + (A\omega)^2} \right)^{0,5} \right| \quad (3.9)$$

$$\varphi = 360^\circ \times \frac{t^*}{t_{\text{cyklu}}} = a \tan \left(\frac{AD\omega^2 - C \times (B\omega^2 - 1)}{\omega \times (AC + D \times (B\omega^2 - 1))} \right) \quad (3.10)$$

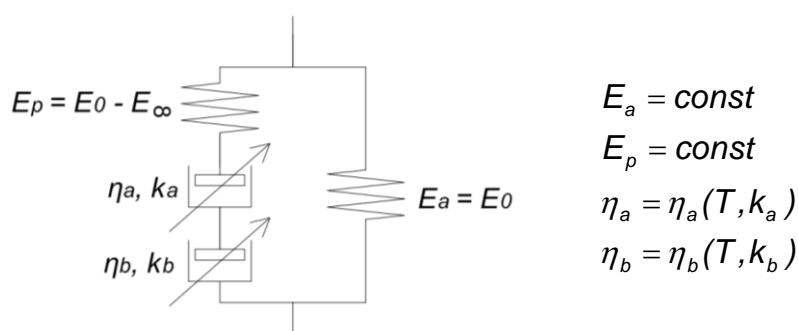
gdzie: $|E^*|$, φ – moduł dynamiczny i kąt przesunięcia fazowego; ω – częstość kołowa zmiany odkształcenia; t_{cyklu} – czas trwania pojedynczego cyklu obciążenia; t^* – przesunięcie czasowe między naprężeniem $\sigma(t)$ i odkształceniem $\varepsilon(t)$; A , B , C , D – funkcje parametrów modelu Burgersa według zależności (3.4). Parametry $|E^*|$, φ zostały opisane szerzej w dalszej części pracy, w punktach odpowiednio 3.3.1 i 3.3.2.

Wyznaczenie parametrów modelu Burgersa polega na ich dopasowaniu do wyników badań laboratoryjnych przeprowadzonych dla różnych czasów obciążenia i temperatur, co opisano w punkcie 5.2.2 w rozdziale 5.

Model Burgersa szczegółowo opisują między innymi Nagórski i wsp. [79], Derski i Ziembra [20]. Ze względu na swoją prostotę model ten jest szeroko i chętnie stosowany przez wielu badaczy na całym świecie do analiz mieszanek minerano-asfaltowych. Model Burgersa stosowali m.in. Borkowski [11], Judycki [11, 52], Jaczewski [37], Nagórski, Sybilski, Mularzuk i Bańkowski [112, 113], Błażejowski K., Nilsson R., Hopman P. C., [7] i wielu innych.

3.2.1.3. Model lepkosprężystości Hueta-Sayegha

Model Hueta-Sayegha (rys. 3.8) zbudowany jest z dwóch elementów sprężystych, charakteryzowanych przez moduły sprężystości E_a i E_p oraz dwa tłumiki o zmiennych lepkościach, charakteryzowane przez współczynniki lepkości η_a i η_b oraz parametry k_a i k_b .



Rysunek 3.8. Model lepkosprężystości Hueta-Sayegha; opis w tekście

Wartości modułów E_a i E_p nie zależą od temperatury i traktowane są jako parametry dopasowania modelu do danych doświadczalnych. Moduł E_a to moduł natychmiastowy E_0 przy częstotliwości $f \rightarrow 0$, natomiast E_p stanowi różnicę między modułem E_∞ dla częstotliwości $f \rightarrow \infty$ i modułem natychmiastowym E_0 .

Tłumiki lepkie, charakteryzowane współczynnikami lepkości η_a i η_b , stanowią pewne elementy pośrednie między elementami lepкими Newtona (rys. 3.3 b), dla których opóźnienie w fazie odkształceń względem naprężeń wynosi $\pi/2$, a elementami sprężystymi Hooke'a (rys. 3.3 a), dla których opóźnienie fazowe jest równe 0. Parametry k_a i k_b są miarą tego, czy tłumiki lepkie w modelu Hueta-Sayegha zachowują się bardziej jak elementy sprężyste Hooke'a ($k = 0$), czy bardziej jak elementy lepкие Newtona ($k = 1$). Dlatego między tymi współczynnikami zachodzi związek (3.11).

$$1 > k_a > k_b > 0 \quad (3.11)$$

Współczynniki lepkości η_a i η_b są związane ze sobą bezwymiarowym współczynnikiem proporcjonalności δ według wzoru (3.12) i zależą od funkcji τ temperatury T postaci (3.12).

$$\eta_a = \frac{\tau \times E_a}{\delta} = \frac{\eta_b}{\delta} \quad (3.12)$$

$$\tau = \exp(A + BT + CT^2) \quad (3.13)$$

gdzie A , B i C są współczynnikami funkcji τ , traktowanymi jako parametry dopasowania modelu do danych doświadczalnych.

W badaniu pod obciążeniem powtarzalnym moduł dynamiczny $|E^*|$ i kąt przesunięcia fazowego φ dla modelu Hueta-Sayegha są dane wzorami odpowiednio (3.14) i (3.15).

$$|E^*| = \sqrt{\left(E_p + (E_p - E_a) \times \frac{X}{X^2 + Y^2} \right)^2 + \left((E_p - E_a) \times \frac{Y}{X^2 + X^2} \right)^2} \quad (3.14)$$

$$\varphi = \arctan \left(\frac{(E_p - E_a) \times \frac{Y}{X^2 + X^2}}{E_p + (E_p - E_a) \times \frac{X}{X^2 + Y^2}} \right) \quad (3.15)$$

gdzie:

$$X = 1 + \delta \times \frac{\cos(0,5\pi \times k_a)}{(2\pi f \times \tau)^{k_a}} + \frac{\cos(0,5\pi \times k_b)}{(2\pi f \times \tau)^{k_b}} \quad (3.16)$$

$$Y = \delta \times \frac{\sin(0,5\pi \times k_a)}{(2\pi f \times \tau)^{k_a}} + \frac{\sin(0,5\pi \times k_b)}{(2\pi f \times \tau)^{k_b}} \quad (3.17)$$

w których f oznacza częstotliwość obciążenia w [Hz], $\pi = 3,14\dots$, a pozostałe oznaczenia jak w tekście.

Metodologia wyznaczania parametrów modelu Hueta-Sayegha została opisana w dalszej części pracy (punkt 5.2.3 w rozdziale 5).

Zależności podane w tym punkcie podano na podstawie opisów modelu Hueta-Sayegha z prac: Hopmana [31], Pronka [89], Nagórskiego i wsp. [79]. Model Hueta-Sayegha, mimo swojej złożoności, jest stosunkowo często stosowany w analizach. Stosowali go oprócz wymienionych badaczy także: Zbiciak [126], Blab i wsp. [91], Nagórski, Nagórska i Błażejowski [80], Nagórski, Sybilski, Mularzuk i Bańkowski [114], Di Benedetto, Olard, Suazéad, Delaporte [22], czy Nilson, Hopman, Isacsson [83] i inni. Został on zaimplementowany w programach komputerowych do obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni takich jak VEROAD, czy VISCOROUT.

3.2.2. Ograniczenia lepkosprężystych modeli Burgersa i Hueta-Sayegha

Różne modele reologiczne w różnym stopniu opisują rzeczywiste zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych. Może być to spowodowane, jak podają Borkowski i Judycki w [11], między innymi: niejednorodnością składu materiału i jego struktury, niejednorodnością zagęszczenia, wielofazową budową mma (kruszywo, wypełniacz, lepiszczce asfaltowe), różnym zachowaniem się w przy różnych schematach obciążenia, starzeniem się mma (zwiększenie sztywności asfaltu i obniżenie jego przyczepności do kruszywa) i materiałową nieliniowością. Lepkosprężyste modele reologiczne wykorzystuje się do opisu mieszanek mineralno-asfaltowych przy założeniu, że zachowują się one liniowo.

Liniowość materiałowa polega na tym, że ich właściwości są niezależne od poziomu wywołanego naprężenia i poziomu deformacji. Ciała liniowo-lepkosprężyste spełniają zasadę superpozycji Boltzmanna, którą Nowacki w [85] wyjaśnia następująco: „Jeśli cykl naprężeń $\sigma_1(t)$ powoduje odkształcenia $\varepsilon_1(t)$, a cykl naprężeń $\sigma_2(t)$ odkształcenia $\varepsilon_2(t)$, to suma cykli $\sigma_1(t) + \sigma_2(t)$ wywoła sumę odkształceń $\varepsilon_1(t) + \varepsilon_2(t)$ ”. Różni badacze nieco inaczej wskazują granicę liniowego i nieliniowego lepkosprężystego zachowania się materiałów. Judycki w [44, 49] podał ją w postaci naprężenia, które uzależnił od temperatury i czasu działania obciążenia. Di Benedetto i wsp. [22, 23] uznał, że materiały zachowują się liniowo lepkosprężysto w przypadku małych amplitud odkształcenia, które wynoszą nie więcej niż 10^{-4} mm/mm dla mieszanek mineralno-asfaltowych oraz 10^{-2} mm/mm dla asfaltów. Przyjęcie, że mieszanki mineralno-asfaltowe są materiałami liniowo lepkosprężystymi jest pewnym uproszczeniem. W rzeczywistości występują pewne odchylenia od tego założenia, co wskazywali w swoich badaniach m.in. Judycki [45, 49], Borkowski i Judycki [11].

Z wymienionych w tym punkcie powodów zarówno model Burgersa, jak i Hueta-Sayegha wykazują pewne odchylenia od rzeczywistego zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych. Judycki w [48] na podstawie własnych badań i przeprowadzonych studiów literatury stwierdza, że w temperaturach mniejszych niż 20°C , gdy warstwy asfaltowe podlegają zginaniu, model Burgersa dobrze opisuje pełzanie mieszanek mineralno-asfaltowych w trakcie działania stałego obciążenia. Pewne rozbieżności pojawiają się natomiast po odciążeniu. Nilsson, Hopman i Isacsson w [83] stwierdzili na podstawie badań własnych mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym w temperaturach od -20°C do $+20^\circ\text{C}$ przy zakresie badanych częstotliwości f od 0,1 Hz do 40 Hz, że model Burgersa dał zadowalające rezultaty w przypadku: modułów sztywności dla $f = 0,5 \div 40$ Hz oraz kątów przesunięcia fazowego dla $f = 5 \div 25$ Hz. Zauważyli oni także, podobnie jak Judycki w [48], że rozbieżności między modelem, a wynikami badań rosną wraz z temperaturą.

Weryfikację modeli Burgersa i Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych z danymi doświadczalnymi porównywali między innymi Nilsson, Hopman, Isacsson [83], Komba i wsp. [60], Maina, Anochie-Boateng, Matsui [63]. Stwierdzili oni, że model Hueta-Sayegha lepiej oddaje zachowanie się tych materiałów pod obciążeniem powtarzalnym, wykazując mniejsze odchylenie w stosunku do danych doświadczalnych. Model Burgersa ma jednak

tą przewagę nad modelem Hueta-Sayegha, że umożliwi obliczenie trwałych, lepkich deformacji materiału. Zarówno model Burgersa, jak i Hueta-Saygha nie umożliwiają natomiast wyznaczenia trwałych deformacji plastycznych.

3.3. Podstawy oceny właściwości reologicznych

W niniejszej pracy właściwości reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych zostały ocenione na podstawie parametrów otrzymanych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym: modułów dynamicznych $|E^*|$ oraz kątów przesunięcia fazowego φ , opisanych w punktach odpowiednio 3.3.1 i 3.3.2. Stanowiły one podstawę do analiz innych parametrów, takich jak składowe zespolone E' i E'' modułu kompleksowego (zespolonego) E^* i parametr odporności na deformacje trwałe $|E^*| / \sin(\varphi)$, opisanych odpowiednio w punktach 3.3.3 i 3.3.4.

3.3.1. Moduł dynamiczny $|E^*|$

Moduł dynamiczny $|E^*|$ określa jaka amplituda σ_0 zmiennego cyklicznie naprężenia $\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)$ z częstością kołową ω [$2\pi/s$], powoduje reakcję materiału w postaci odkształceń $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi)$ o amplitudzie ε_0 , przesuniętych w fazie o kąt φ (opisany w punkcie 3.3.2) w stosunku do naprężeń – rys. 3.7 i zależność (3.18).

$$|E^*| = \sigma_0 / \varepsilon_0 \quad (3.18)$$

Moduł dynamiczny $|E^*|$ nazywany jest często dynamicznym modułem sztywności [3.12]. Określa on sprężystą, odwracalną reakcję materiału na obciążenie i odpowiada absolutnej wartości modułu zespolonego (kompleksowego) E^* , który definiowany jest według zależności (3.19).

$$E^* = \frac{\sigma_0 \times \sin(\omega t)}{\varepsilon_0 \times \sin(\omega t - \varphi)} = \frac{|E^*| \times \exp(i\omega t)}{\exp(i\omega t - i\varphi)} = |E^*| \times \exp(i\varphi) = |E^*| \times (\cos(\varphi) + i \sin(\varphi)) \quad (3.19)$$

gdzie: i – jednostka urojona ($i = \sqrt{-1}$), a pozostałe oznaczenia jak w teście. Częstość kołowa ω związana jest z długością trwania jednego cyklu t_{cyklu} oraz częstotliwością zmiany obciążenia f zależnością (3.20).

$$\omega = \frac{2\pi}{t_{cyklu}} = 2\pi \times f \quad (3.20)$$

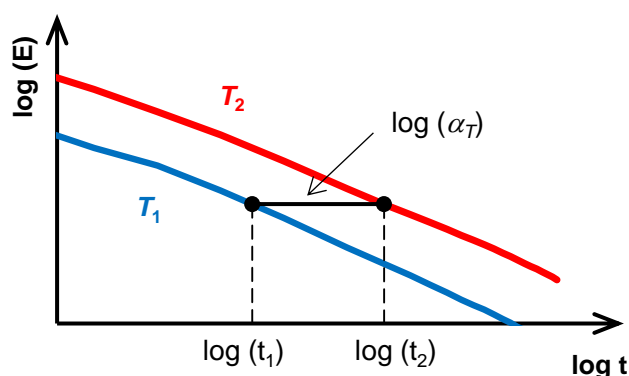
Moduł dynamiczny jest funkcją częstotliwości f i temperatury T . Maleje on wraz z rosnącą temperaturą lub ze zmniejszającą się częstotliwością. Pożądane jest, aby w warunkach wysokich temperatur i/lub długich czasów obciążenia moduł $|E^*|$ był możliwie największy, czyli, aby materiał był możliwie jak najmniej podatny na deformacje. Duże odkształcenia

wiążą się z ryzykiem, że pewna ich część będzie miała charakter nieodwracalny. Moduł $|E^*|$ może być pewną miarą odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe.

W niniejszej pracy moduły dynamiczne zostały wykorzystane z dwóch względów: (1) jako miara podatności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje pod obciążeniem powtarzalnym, (2) jako parametr niezbędny do wyznaczenia parametrów modeli reologicznych mma , wykorzystanych w analizach konstrukcji nawierzchni.

W analizach modułów dynamicznych wykorzystano krzywe wiodące, pokazujące jak zmienia się $|E^*|$ w szerokim zakresie czasów (częstotliwości) obciążenia dla wybranej temperatury, zwanej referencyjną (T_{ref}). Umożliwiają one wyznaczenie wartości modułu dla dowolnego czasu (częstotliwości) obciążenia i dowolnej temperatury.

Krzywe wiodące tworzone są w oparciu o zasadę superpozycji czasowo-temperaturowej (rys. 3.9), która mówi, że modułowi E_1 określonemu w temperaturze T_1 dla czasu obciążenia t_1 odpowiada taki sam moduł $E_2 = E_1$, określony w pewnej innej temperaturze T_2 dla innego czasu obciążenia t_2 , wg rys. 3.9 oraz zależności (3.21) i (3.22).



Rysunek 3.9. Graficzna interpretacja zasady superpozycji czasowo-temperaturowej, za [37]

$$E_1(T_1, t_1) = E_2(T_2, t_2) \quad (3.21)$$

$$t_2 = t_1 / \alpha_T \quad (3.22)$$

gdzie α_T oznacza współczynnik przesunięcia czasowo-temperaturowego, a pozostałe oznaczenia jak w tekście. Do określenia współczynnika przesunięcia czasowo-temperaturowego wykorzystano wzór Arrheniusa w postaci (3.23) za [45, N37].

$$\log(\alpha_T) = \frac{\Delta E_a}{19,14714} \times \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad (3.23)$$

gdzie: α_T – współczynnik przesunięcia czasowo-temperaturowego, ΔH_a – energia aktywacji [J/mol]; T – temperatura w skali bezwzględnej [K], dla której wyznaczane jest α_T ; T_{ref} – temperatura referencyjna w skali bezwzględnej [K]; wartość 19,14714 jest iloczynem 44

stałej gazowej $R \approx 8,3145 \text{ J}/(\text{mol} \times \text{K})$ i wartości $\ln(10) = 2,303$, która wynika ze zmiany logarytmu naturalnego na logarytm dziesiętny.

Jako temperaturę referencyjną wybrano $T_{ref} = 20^\circ\text{C}$. Do wyznaczenia w temperaturze referencyjnej krzywych wiodących, spośród różnych modeli, które stosował na Politechnice Gdańskiej i opisał między innymi Jaczewski w [37], wykorzystano funkcję sigmoidalną w postaci (3.24), w oparciu o propozycję wytycznych amerykańskich NCHRP 9-29: PP 02 zamieszczoną w NCHRP Report 614 [N14].

$$\log|E^*| = \delta + \frac{\log|E^*_{max}| - \delta}{1 + \exp(\beta + \gamma \times \log(f_r))} \quad (3.24)$$

gdzie: $|E^*|$ – moduł dynamiczny w [psi], $1 \text{ psi} = 6\,894,75729 \text{ Pa}$; $|E^*_{max}|$ – maksymalny moduł w [psi]; β , δ , γ – parametry dopasowania krzywej do danych doświadczalnych; f_r – częstotliwość zredukowana w [Hz], obliczana na podstawie (3.25):

$$\log(f_r) = \log(f) + \log(\alpha_T) \quad (3.25)$$

gdzie f – częstotliwość w [Hz], a $\log(\alpha_T)$ wg wzoru (3.23).

Moduł maksymalny $|E^*_{max}|$ jest ograniczeniem krzywej wiodącej dla małych f_r . Może być on określany różnymi metodami, które opisuje w swojej pracy doktorskiej Jaczewski [37]. W niniejszej pracy zastosowano dwie różne metody określenia $|E^*_{max}|$: (1) na podstawie wyników badań modułów sztywności w schemacie pośredniego rozciągania w -30°C przeprowadzonych na Politechnice Gdańskiej; za pracami [37, 50] oraz (2) z wykorzystaniem półempirycznego modelu Hirscha – na podstawie zależności (3.26) i (3.22) za NCHRP Report 614 [N14]

$$|E^*_{max}| = P_C \times \left[4,20 \times 10^6 \times \left(1 - \frac{VMA}{100}\right) + 4,35 \times 10^5 \times \left(\frac{VFA \times VMA}{10^4}\right) + \frac{1 - P_C}{\frac{1 - \frac{VMA}{100}}{4,20 \times 10^6} + \frac{VMA}{4,35 \times 10^5 \times VFA}} \right] \quad (3.26)$$

gdzie: $|E^*_{max}|$ – maksymalny moduł dynamiczny w [psi], VMA – zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej [% v/v], VFA – zawartość wolnych przestrzeni wypełnionych asfaltem [% v/v] oraz:

$$P_C = \frac{\left(20 + \frac{4,35 \times 10^5 \times VFA}{VMA}\right)^{0,58}}{650 + \left(\frac{4,35 \times 10^5 \times VFA}{VMA}\right)^{0,58}} \quad (3.27)$$

Analizy własne pokazały, że zastosowanie różnych metod do ustalenia wartości $|E^*_{max}|$ nie miały istotnego wpływu na analizy lepkosprężyste w dodatnich, a w szczególności

wysokich temperaturach. Niezależnie od zastosowanej metody wyznaczenia $|E^*_{max}|$ uzyskiwano bardzo dobrą korelację krzywej wiodącej z danymi doświadczalnymi, co opisano w rozdziale 5.

3.3.2. Kąt przesunięcia fazowego φ

Kąt przesunięcia fazowego φ w badaniu po obciążeniem powtarzalnym wg NCHRP Report 465 [N11] definiowany jest jako stosunek (3.28) opóźnienia czasowego t^* pomiędzy sinusoidalnie zmiennym odkształceniem i naprężeniem i długością trwania 1 cyklu obciążenia t_{cyklu} (równą odwrotności częstotliwości f), zgodnie z rys. 3.7 (str. 39).

$$\varphi = \frac{t^*}{t_{cyklu}} \times 360^\circ = t^* \times f \times 360^\circ \quad (3.28)$$

Dla materiału idealnie sprężystego (ciało Hooke'a) naprężenie i odkształcenie jest zgodne w fazie, dlatego $t^* = 0$ i kąt przesunięcia fazowego wynosi $\varphi = 0^\circ$. Dla materiału idealnie lepkiego (ciecz Newtona) odkształcenie jest maksymalnie przesunięte w fazie w stosunku do naprężeń, a $\varphi = 90^\circ$. Oznacza to, że opóźnienie czasowe odkształceń wynosi dokładnie 25% długości trwania cyklu obciążenia. Materiały lepkosprężyste charakteryzują się w ogólności kątami przesunięcia fazowego w granicach od 0° do 90° . Wartość φ w tym przypadku zależy od tego, czy bardziej znaczące są ich właściwości lepkie ($45^\circ < \varphi < 90^\circ$), czy sprężyste ($0^\circ < \varphi < 45^\circ$). Mieszanki mineralno-asfaltowe są materiałami lepkosprężystymi z przewagą właściwości sprężystych, dlatego kąt przesunięcia fazowego nigdy nie osiąga w praktyce 45° , a opóźnienie odkształceń względem naprężeń nie przekracza 13% długości trwania cyklu obciążenia. Ponieważ większy kąt przesunięcia fazowego oznacza materiał mniej sprężysty, pożądane jest, aby w wysokich temperaturach lub przy długich czasach obciążenia mieszanki mineralno-asfaltowe charakteryzowały się możliwie najmniejszymi wartościami φ .

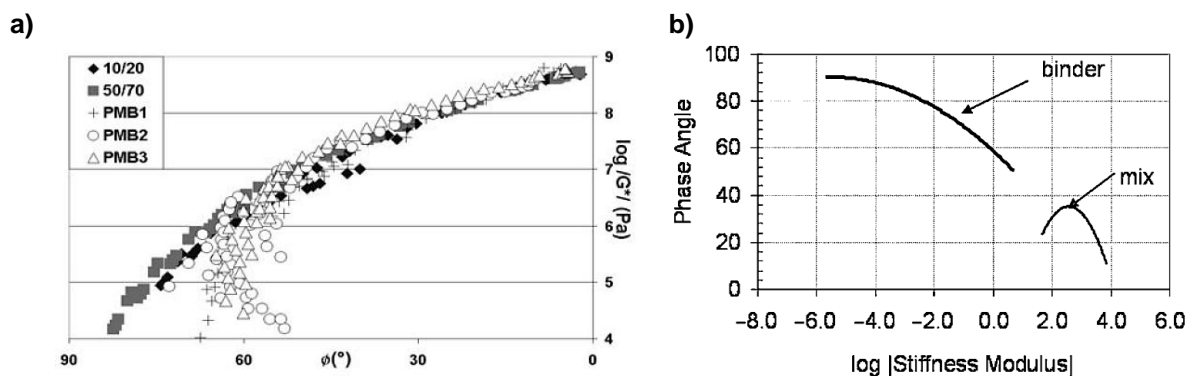
W niniejszej pracy kąty przesunięcia fazowego zostały wykorzystane z dwóch względów: (1) jako pewna miara znaczenia właściwości lepkich i sprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych, (2) jako parametr niezbędny do wyznaczenia parametrów modeli reologicznych mma , wykorzystanych w analizach konstrukcji nawierzchni.

Kąt przesunięcia fazowego może być oprócz (3.28) wyrażony także za pomocą składowych zespolonych E' i E'' jako (3.29):

$$\tan(\varphi) = \frac{Im(E^*)}{Re(E^*)} = \frac{E''}{E'} \quad (3.29)$$

Wartości E' i E'' oznaczają odpowiednio część rzeczywistą $Re(E^*)$ i urojoną $Im(E^*)$ modułu kompleksowego (zespolonego) E^* . Składowe zespolone zostały opisane w punkcie 3.3.3.

Zależność kąta przesunięcia fazowego od temperatury, czy częstotliwości dla asfaltów zwykłych są ściśle monotoniczne, odpowiednio malejąca i rosnąca. Dla asfaltów modyfikowanych oraz mieszanek mineralno-asfaltowych istnieją natomiast pewne warunki, dla których φ osiąga wartość maksymalną. Pokazano to na rys. 3.10 w postaci wykresów Blacka zależności modułu i kąta przesunięcia fazowego.



Rysunek 3.10. Wykresy Blacka dla: **a)** asfaltów zwykłych (10/20 i 50/70) i modyfikowanych (PMB1, PMB 2, PMB 3) wg Di Benedetto [22], **b)** asfaltu zwykłego i mieszanki mineralno-asfaltowej wg Kima [57]

Występowanie maksimum kątów przesunięcia fazowego nie jest charakterystyczne tylko dla mieszanek mineralno-asfaltowych, czy asfaltów modyfikowanych, ale w ogólności także dla innych lepkosprężystych materiałów, np. dla polimerów [26, 120]. Zjawisko to w przypadku mma zauważyli i opisali choćby Monismith i wsp. [78], Di Benedetto i wsp. [22], czy Kim [57]. Tłumaczone jest ono zmianami zachodzącymi w skutek zmiany temperatury lub czasu obciążenia w materiale złożonym z więcej niż jednego komponentu – dla asfaltów modyfikowanych jest to lepszycze asfaltowe i modyfikator, a dla mieszanek mineralno-asfaltowych jest to lepszycze asfaltowe i kruszywo. Zjawisko to szerzej opisano w punkcie 5.2.2.3.

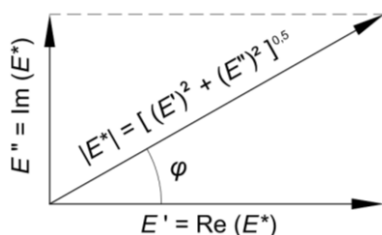
W teorii, podobnie jak dla modułów dynamicznych, w przypadku kątów przesunięcia fazowego można wykorzystać zasadę superpozycji czasowo-temperaturowej, aby wyznaczyć dla nich krzywe wiodące. Praktyka pokazuje jednak [22], że ze względu na pewne efekty nieliniowe nie zawsze udaje się tego dokonać w wystarczająco zadowalający sposób.

3.3.3. Składowe E' i E'' zespolonego modułu sztywności E^*

Składowa rzeczywista E' i urojona E'' są związane z modułem zespolonym E^* zależnościami (3.30), a z modułem dynamicznym $|E^*|$ i kątem przesunięcia fazowego φ zależnościami (3.31), na podstawie [N14]. Interpretacja graficzna E' i E'' na płaszczyźnie zespolonej, zwanej wykresem Cole-Cole, została pokazana na rysunku 3.11.

$$E^* = E' + i E'' \quad (3.30)$$

$$\begin{cases} E' = \operatorname{Re}(E^*) = |E^*| \times \cos(\varphi) \\ E'' = \operatorname{Im}(E^*) = |E^*| \times \sin(\varphi) \end{cases} \quad (3.31)$$



Rysunek 3.11. Składowe zespolone na płaszczyźnie zespolonej Cole-Cole; związki z modulem dynamicznym i kątem przesunięcia fazowego

Parametr E nazywany jest często w reologii modulem akumulacji [121] lub modulem zachowawczym [26], określającym energię zmagazynowaną w badanym materiale i oddaną w skutek wymuszenia pewnych zmiennych odkształceń, natomiast E'' określany jest niejednokrotnie mianem modułu strat [121] lub stratności [26] (ang. loss modulus). Parametr E' jest zatem miarą właściwości sprężystych, a E'' miarą właściwości lepkich materiałów. Stratność podczas obciążenia dynamicznie zmiennego oznacza energię rozproszoną (traconą) w trakcie jednego sinusoidalnie zmiennego cyklu obciążenia, którą określa rozwiązanie (3.32) na podstawie [16, 98, 117].

$$\begin{aligned} W_{dis} &= \int \sigma d\varepsilon = \int_0^{2\pi/\omega} \sigma(t) \frac{d\varepsilon(t)}{dt} dt = \int_0^{2\pi/\omega} \left[\sigma(t) \frac{d(\varepsilon_0 \times \sin(\omega t - \varphi))}{dt} \right] dt \\ W_{dis} &= \int_0^{2\pi/\omega} \left[\varepsilon_0 \times (E' \times \sin(\omega t) + E'' \cos(\omega t)) \times \frac{d(\varepsilon_0 \times \sin(\omega t - \varphi))}{dt} \right] dt \quad (3.32) \\ W_{dis} &= \omega \varepsilon_0^2 E'' \end{aligned}$$

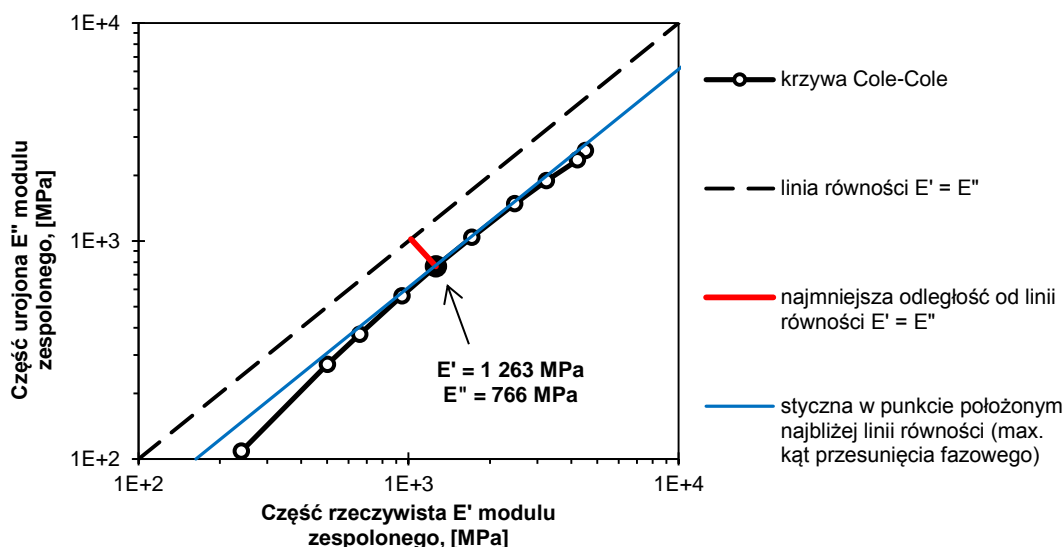
gdzie: W_{dis} – energia rozproszona w trakcie jednego cyklu obciążenia, σ – naprężenie, ε – odkształcenie, ε_0 – amplituda wymuszonego odkształcenia, ω – częstość kołowa zmiany obciążenia równa $2\pi f$, t – czas. Wynika stąd, że przy danej częstotliwości obciążenia $f = \omega / 2\pi$ dla stałej amplitudy odkształcenia ε_0 energia rozproszona w jednym cyklu obciążenia jest wprost proporcjonalna do wartości urojonej części E'' modułu zespolonego.

Ponieważ zachodzi zależność (3.29), to:

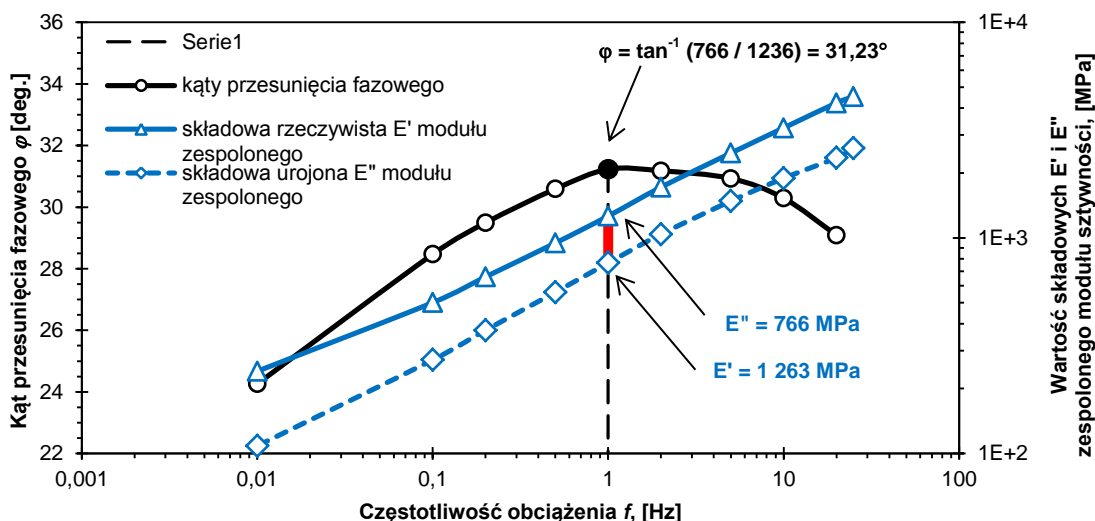
- dla materiałów idealnie sprężystych zachodzi: $\varphi = 0^\circ$, $E' > 0$ i $E'' = 0$
- dla materiałów idealnie lepkich zachodzi: $\varphi = 90^\circ$, $E' = 0$ i $E'' > 0$
- dla materiałów lepkosprężystych, dla których $0^\circ < \varphi < 90^\circ$ zachodzi $E' > 0$ i $E'' > 0$; a w szczególnym przypadku dla mieszanek mineralno-asfaltowych, które są bardziej sprężyste niż lepkie $\varphi < 45^\circ$ i $E' < E''$.

Przypadek, w którym kąt przesunięcia fazowego φ osiąga wartość maksymalną φ_{max} , o którym była mowa w punkcie 3.3.2 oznacza, że wykres Cole-Cole położony jest najbliżej przekątnej $E' = E''$ na płaszczyźnie zespolonej – zależność (3.33) i rys. 3.12. W przypadku tym różnice między składowymi zespolonymi są najmniejsze (rys. 3.13)

$$\max \left\{ \frac{E''}{E'} \right\} \Rightarrow \max \{ \tan(\varphi) \} \Rightarrow \max\{\varphi\} = \varphi_{max} \quad (3.33)$$



Rysunek 3.12. Przykładowy wykres Cole-Cole dla konwencjonalnego betonu asfaltowego do podbudowy w 45°C (na podstawie badań własnych)



Rysunek 3.13. Porównanie kątów przesunięcia fazowego i składowych modułu zespolonego dla konwencjonalnego betonu asfaltowego do podbudowy w 45°C (na podstawie badań własnych)

Analiza składowych zespolonych w takim ujęciu, w porównaniu z analizą maksymalnego kąta przesunięcia fazowego, jest dlatego innym spojrzeniem na ten sam problem.

3.3.4. Parametr $|E^*| / \sin(\varphi)$ odporności na deformacje trwałe

Wynikiem badania pod obciążeniem powtarzalnym jest moduł sztywności $|E^*|$ oraz kąt przesunięcia fazowego φ . Oba te parametry są pewną miarą odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe. Większy moduł i mniejszy kąt przesunięcia fazowego oznaczają większą odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe w warunkach wysokich temperatur lub długiego czasu obciążenia. Analizowanie osobno każdego z nich może być w wielu przypadkach problematyczne, tj. prowadzić do różnych wniosków. Korzystne jest dlatego połączenie $|E^*|$ i φ w jeden nowy parametr (3.34).

$$|E^*| / \sin(\varphi) \quad (3.34)$$

Parametr ten wyrażony jest w jednostkach takich jak moduł dynamiczny, czyli w [MPa]. Nie ma on sensu *stricte* fizycznego, ale stanowi pewną miarę odporności materiałów na deformacje trwałe (większa wartość wskazuje większą odporność na deformacje trwałe). Parametr ten, jak podaje Kim [57], jest związany z energią rozproszoną W_{dis} w trakcie pojedynczego cyklu obciążenia zależnością (3.35):

$$W_{dis} = \frac{\pi\sigma^2}{|E^*| / \sin(\varphi)} \quad (3.35)$$

gdzie σ oznacza naprężenie, a $\pi = 3,1415\dots$. Parametr odporności na deformacje trwałe został wprowadzony przez autorów specyfikacji ASTM D6373-15 [N4] początkowo dla asfaltów w celu oceny ich przydatności do stosowania. W przypadku asfaltów parametr ten wyznacza się w oparciu o moduł dynamiczny w ścinaniu $|G^*|$. Mazurek i Iwański na podstawie przeprowadzonych badań [70] otrzymali korelację parametru $|G^*| / \sin(\varphi)$ określonego dla asfaltu 35/50 i parametrów odporności na koleinowanie mieszanki AC 11S 35/50 na poziomie $R^2 = 0,71$, a Kim [57] na podstawie wielu badań własnych różnych asfaltów i mieszanek korelację na poziomie $R^2 = 0,74$. Jak podaje Kim, po przez analogię, parametr odporności na deformacje trwałe adoptowano do mieszanek mineralno-asfaltowych w postaci (3.34). Kim mówi też o dobrej korelacji tego parametru z odpornością mieszanek mineralno-asfaltowych na koleinowanie (otrzymał on w swoich badaniach współczynnik determinacji $R^2 = 0,91$). Wskazuje jednak, że w przypadku badań pod obciążeniem powtarzalnym nie zawsze może dawać dobre rezultaty w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych, ponieważ, tak jak asfalty modyfikowane, charakteryzuje je zależność kąta przesunięcia fazowego φ od częstotliwości f , która nie jest ściśle monotoniczna (dla wysokiej temperatury i małych f jest rosnąca, a dla dużych f jest malejąca) – zob. p. 3.3.2, rys. 3.10.

O ile dla asfaltów istnieją kryteria wartości parametru odporności na deformacje trwałe, podane w [N4], o tyle dla mieszanek mineralno-asfaltowych, z racji ich dużej zmienności i niejednorodności, do tej pory brak jest takich wymagań.

3.4. Lepkosprężysty model konstrukcji nawierzchni

W niniejszej pracy do analiz lepkosprężystych konstrukcji nawierzchni wykorzystano teorię przedstawioną przez Hopmana w [31, 32] oraz Hopmana, Nilssona i Pronka w [30]. W punkcie tym pominięto szczegółowy opis zastosowanej metodyki obliczeń. Podano jedynie ideę oraz podstawowe zależności wykorzystane do wyznaczania reakcji lepkosprężystej konstrukcji nawierzchni na obciążenie, w postaci przemieszczeń, naprężeń i odkształceń. Oznaczono je łącznie w skrócie jako $dsas$ (z ang. *displacements, stresses and strains*). Zastosowana metoda pozwala na wyznaczenie w dowolnym punkcie nawierzchni:

- lepkosprężystych przemieszczeń u_i na kierunkach $i = x, y, z$
- lepkosprężystych naprężeń i odkształceń σ_i i ε_i normalnych na kierunkach $i = x, y, z$
- lepkosprężystych naprężeń i odkształceń stycznych τ_j i ε_j , gdzie $j = xz, yz, xy$
- lepkosprężystych naprężeń i odkształceń głównych w nawierzchni σ_1, σ_2 i σ_3
- lepkich (trwałych) przemieszczeń $u_{i,trw}$ i odkształceń $u_{i,trw}$ na kierunkach $i = y, z$ powodowanych pojedynczym obciążeniem (jednorazowym)
- energii rozporoszonej w trakcie jednego cyklu obciążenia nawierzchni.

Pierwszym założeniem do obliczeń jest przyjęcie obciążenia nawierzchni w postaci równomiernego ciśnienia pionowego σ_0 na powierzchni kołowej o promieniu r , zgodnie z zależnością (3.36).

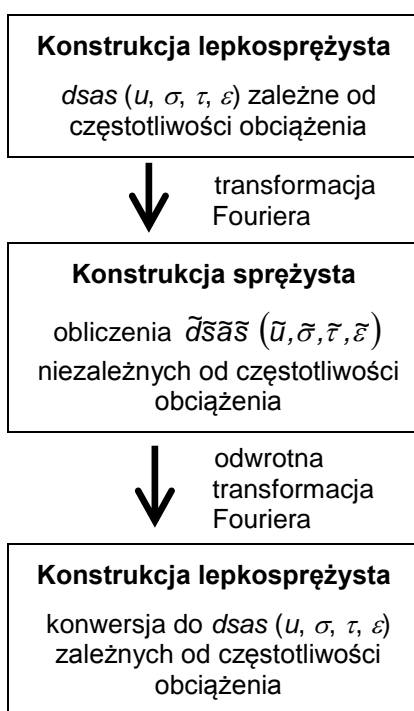
$$\sigma_0(x, y, z = 0) = \begin{cases} 0 & \text{dla } |a| < r \\ -\sigma_0 & \text{dla } |a| \geq r \end{cases} \quad (3.36)$$

gdzie x, y, z to wymiary podłużny, poprzeczny i głębokość; a spełnia zależność (3.37) postaci:

$$a = \pm \sqrt{x^2 + y^2} \quad (3.37)$$

Oznacza to, że wewnątrz okręgu o promieniu r nacisk pionowy na nawierzchnię wynosi σ_0 , a poza nim równy jest 0. Ciśnienie to przesuwa się z prędkością jednostajną v wzdłuż osi x . Naprężenia pionowe wywołane w nawierzchni przy takim obciążeniu są sinusoidalnie zmienne, zarówno na kierunku x , jak i na kierunku y . Przy takim założeniu częstość kołowa poruszającego się obciążenia zależy od jego prędkości ruchu.

Generalne podejście zastosowane w obliczeniach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni polega na zasadzie odpowiedniości, zwanej też analogią sprężysto-lepkosprężystą, która mówi, że wyznaczenie reakcji lepkosprężystej nawierzchni, zależnej od częstotliwości poruszającego się obciążenia, w przestrzeni Fouriera może być traktowane jako zadanie sprężyste. Jest ono prostsze do rozwiązania, ponieważ reakcja nawierzchni na obciążenie nie jest zależna od jego częstotliwości. Ogólna idea obliczeń została zaprezentowana na rys. 3.14.



Rysunek 3.14. Idea obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni zastosowana w pracy

Transformację Fouriera pewnej funkcji cyklicznej X zmiennej x w nową funkcję \tilde{X} nowej zmiennej s , w ogólności opisuje równanie (3.38), a transformację do niej odwrotną równanie (3.39):

$$\tilde{X}(s) = \int_{-\infty}^{+\infty} X(x) \times \exp(-2\pi i xs) dx \quad (3.38)$$

$$X(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{X}(s) \times \exp(2\pi i xs) ds \quad (3.39)$$

gdzie $\pi = 3,14\dots$, a i oznacza jednostkę urojoną ($i = \sqrt{-1}$).

Obliczenia w układzie sprężystym są realizowane w trzech etapach: (1) wyznaczenie naprężeń $\tilde{\sigma}, \tilde{\tau}$; (2) wyznaczenie przemieszczeń \tilde{u} ; (3) wyznaczenie odkształceń $\tilde{\epsilon}$.

W pierwszym etapie obliczeń naprężenia $\tilde{\sigma}, \tilde{\tau}$ w konstrukcji sprężystej (po transformacji Fouriera), dane są zależnościami (3.40). Po lewej stronie równań występują naprężenia w układzie sprężystym, a po prawej stronie zależności funkcyjne naprężeń w układzie lepkosprężystym transformowane do układu sprężystego.

$$\tilde{\sigma}_x = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu^* \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial y} \quad \tilde{\sigma}_y = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu^* \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial y} \quad (3.40)$$

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_z &= \frac{\partial}{\partial z} \left((2-\nu^*) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) & \bar{\tau}_{yz} &= \frac{\partial}{\partial y} \left((1-\nu^*) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) - \frac{1}{2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial z} \\ \bar{\tau}_{xz} &= \frac{\partial}{\partial x} \left((1-\nu^*) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial y \partial z} & \bar{\tau}_{xy} &= \frac{\partial^3 \phi}{\partial x \partial y \partial z} - \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \right)\end{aligned}$$

gdzie: $\partial/\partial x$, $\partial/\partial y$ i $\partial/\partial z$ – pochodne cząstkowe po x , y i z ; ν^* – zespolony współczynnik Poissona zależny od podatności zespolonej $J^*(\omega)$ danej równaniem (3.41); $\nabla^2 \phi$ – operator różniczkowy ϕ według (3.42); ϕ i ψ – funkcje zależne od promienia powierzchni obciążenia r , współczynnika Poissona ν , głębokości w nawierzchni z oraz od pewnych parametrów A_1, A_2, A_3, A_4 dla ϕ i parametrów B_1, B_2 dla ψ .

$$J^*(\omega) = \frac{1}{G_1} + \frac{1}{G_2(1+\omega^2\tau_2^2)} - i \times \left(\frac{1}{\omega\eta_1} + \frac{1}{G_2} \frac{\omega\tau_2}{1+\omega\tau_2^2} \right) \quad (3.41)$$

$$\nabla^2 \phi = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \quad (3.42)$$

We wzorze (3.41) parametry G_1, G_2 i η_1, η_2 oznaczają odpowiednio moduły ścinania i współczynniki lepkości, ω oznacza częstość kołową, a τ oznacza naprężenie ścinające.

W drugim etapie obliczeń przemieszczenia \tilde{u} w konstrukcji sprężystej (po transformacji Fouriera) dane są zależnościami (3.43).

$$\begin{aligned}\tilde{u}_x &= \frac{-J^*}{2} \times \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) \\ \tilde{u}_y &= \frac{-J^*}{2} \times \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial y \partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) \\ \tilde{u}_z &= \frac{J^*}{2} \times \left(2(1-\nu^*) \times \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right)\end{aligned} \quad (3.43)$$

gdzie oznaczenia jak poprzednio.

W trzecim etapie obliczane są odkształcenia $\tilde{\varepsilon}$ w konstrukcji sprężystej (po transformacji Fouriera), wyznaczane są ze związków (3.44) z przemieszczeniami \tilde{u} .

$$\tilde{u}_x = \int \tilde{\varepsilon}_x dx \quad \tilde{u}_y = \int \tilde{\varepsilon}_y dy \quad \tilde{u}_z = \int \tilde{\varepsilon}_z dz \quad (3.44)$$

Wyjaśnienia wymaga sposób wyznaczania funkcji ϕ i ψ , które są podstawą do obliczeń mechanistycznych wszystkich dsas. Parametry r, ν i z , od których te funkcje zależą są danymi wejściowymi do obliczeń. Określenie funkcji ϕ i ψ sprowadza się zatem do wyznaczenia wartości parametrów A_1, A_2, A_3, A_4 i B_1, B_2 . Odbywa się to na drodze

rozwiązania szeregu układów równań, których przytaczanie zostało pominięte w niniejszej pracy. Równania te bazują na pewnych założeniach granicznych, które opisano w [31]. Ich wyznaczenie od strony matematycznej jest dość skomplikowane, a od strony praktycznej pracochłonne i czasochłonne, korzystne było dlatego wykorzystanie w tym celu metod numerycznych. Z tego powodu Hopman na Uniwersytecie w Delft (Holandia) opracował program VEROAD (ang. *Visco-Elastic Road Analysis Delft*) ułatwiający te obliczenia. W pierwszej wersji programu parametrami wejściowymi do obliczeń mechanistycznych były parametry modelu Burgersa w postaci modułów ścinania G_1 , G_2 i współczynników lepkości η_1 , η_2 . Ponieważ w praktyce łatwiej jest jednak określić moduły sprężystości niż moduły ścinania, opracowano drugą wersję programu, w której parametrami wejściowymi modelu Burgersa są moduły sprężystości E_1 , E_2 i współczynniki lepkości η_1 , η_2 , według rys. 3.5 (str. 37). Parametry E_1 , E_2 , η_1 i η_2 są przeliczane w nowej wersji programu na parametry G_1 , G_2 , η_1 i η_2 , a następnie wykorzystane do wyznaczenia $dsas$. W analizach w niniejszej pracy wykorzystano drugą, ulepszoną wersję programu VEROAD.

Program VEROAD ma szereg założeń i ograniczeń:

- każda warstwa o skończonej grubości jest traktowana jako materiał jednorodny i izotropowy liniowo lepko-sprężysty (model Burgersa lub model Hueta-Sayegha) albo liniowo sprężysty (model Hooke'a);
- najniższa warstwa konstrukcji (podłoże) o nieskończonej grubości jest sprężysta;
- liczba warstw konstrukcyjnych nawierzchni (bez podłoża) wynosi maksymalnie 15, grubość każdej warstwy wynosi max. 5 m, a suma grubości wszystkich warstw nie przekracza 10 m;
- występuje pełna szczepność warstw nawierzchni (zgodność przemieszczeń pionowych i poziomych na granicy warstw).

Zastosowana do obliczeń mechanistycznych teoria umożliwia wyznaczenie trwałych deformacji (przemieszczeń $u_{z,trw}$, $u_{y,trw}$ i odkształceń $\varepsilon_{z,trw}$ i $\varepsilon_{y,trw}$) w konstrukcji nawierzchni w przypadku, gdy został wykorzystany w niej model Burgersa. Założenia w przypadku tego rodzaju obliczeń zostały omówione w punkcie 3.5.

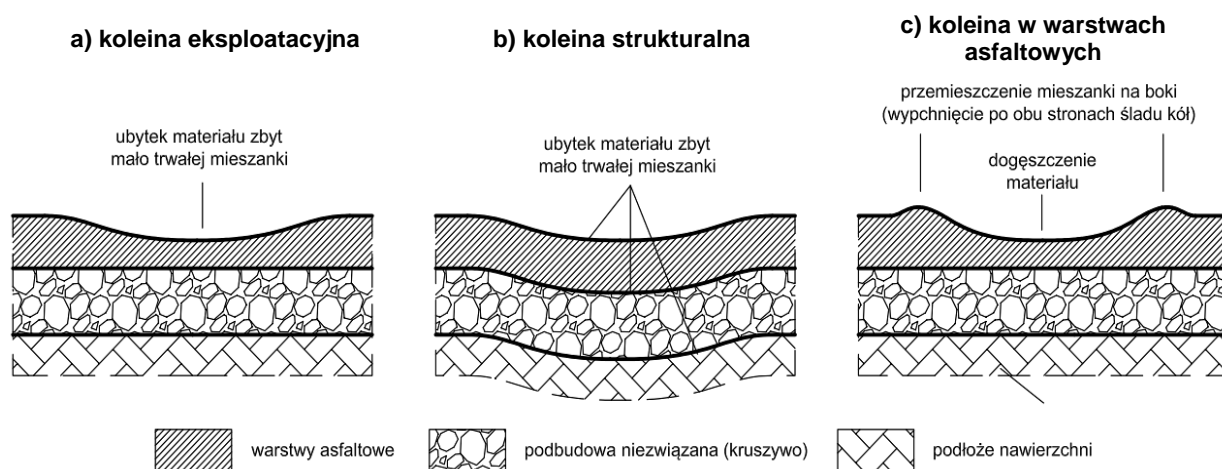
Pewne dodatkowe wyjaśnienia, związane z interpretacją wyników obliczeń uzyskanych z programu VEROAD umieszczono w rozdziale 6., dotyczącym analiz lepko-sprężystych konstrukcji nawierzchni podatnych.

3.5. Deformacje trwałe w konstrukcji nawierzchni

Deformacje trwałe w nawierzchni (koleiny) wg [24, 121] możemy podzielić na trzy rodzaje:

- eksploatacyjne (rys. 3.15 a) – powodowane ubytkiem mało trwałej mieszanki w skutek działania kół pojazdów;
- strukturalne (rys. 3.15 b) – powodowane deformacjami jednej lub kilku warstw nawierzchni pod warstwami asfaltowymi lub podłoża nawierzchni, koleiny strukturalne oznaczają deformację całej konstrukcji;

- koleiny w warstwach asfaltowych (rys. 3.15 c) – powodowane początkowym dogęszczeniem warstw asfaltowych, a następnie przemieszczaniem się materiału na boki (ścięcie), czemu towarzyszy wypchnięcie po obu stronach śladu poruszania się kół pojazdów.



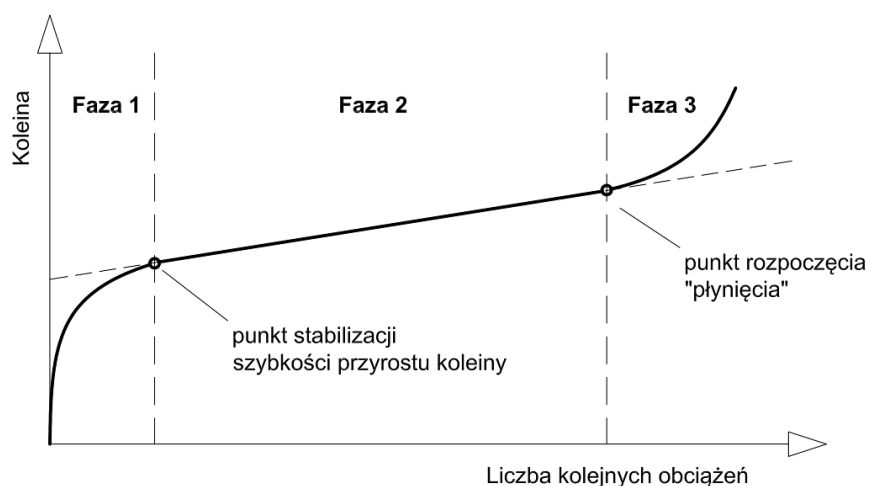
Rysunek 3.15. Typy kolein w nawierzchni w przekroju poprzecznym nawierzchni; na podstawie [24, 121]

W niniejszej pracy przedstawiono analizy deformacji trwałych trzeciego typu (koleiny w warstwach asfaltowych).

Proces powstawania i narastania deformacji trwałych w warstwach asfaltowych nawierzchni w trakcie kolejnych obciążeń składa się z trzech faz [12, 24, 56, 81]. Są to:

- *faza 1* – duży, wstępny przyrost deformacji trwałej powodowany dogęszczeniem się materiału;
- *faza 2* – najdłuższa faza polegająca na stabilnym, powolnym przyroście deformacji trwałej i powolnym przemieszczaniu się materiału na boki, materiał stopniowo traci swą zdolność do przenoszenia obciążeń;
- *faza 3* – wzrost szybkości przyrostu deformacji trwałej (plastyczne płynięcie) powodowany ścinaniem materiału, który traci zdolność do przenoszenia obciążeń, materiał jest wypychany poza ślad poruszania się obciążenia.

Fazy przyrostu deformacji trwałej warstw asfaltowych w wyniku działania następujących po sobie obciążeń pokazano na rysunku 3.16.



Rysunek 3.16. Fazy przyrostu koleiny w warstwach asfaltowych [24, N37]

Na wielkość i szybkość powstawania deformacji trwałych nawierzchni (kolein) wpływa: temperatura, liczba i wielkość powtarzających się po sobie obciążeń oraz właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych takie jak: właściwości kruszywa (tekstura, uziarnienie, kształt i rozmiar ziaren), sztywność asfaltu, parametry objętościowe (zawartość asfaltu, zawartość wolnych przestrzeni w mma i w mieszance mineralnej) [99].

W niniejszej pracy do wyznaczenia deformacji trwałych w warstwach asfaltowych nawierzchni wykorzystano model Burgersa, w którym trwałe odkształcenie ε_{trw} jest zależne od współczynnika lepkości η_1 , czasu działania obciążenia t_0 oraz od jego wielkości σ_0 , zgodnie z zależnością (3.45):

$$\varepsilon_{trw} = \frac{\sigma_0 \times t_0}{\eta_1} \quad (3.45)$$

Deformacje trwałe w nawierzchni obliczono w programie VEROAD przy następujących założeniach:

- brane są pod uwagę tylko warstwy lepkosprężyste, które mogą trwale się deformować pod obciążeniem;
- dla wszystkich warstw lepkosprężystych współczynnik Poissona $\nu = 0,5$ [-];
- częstość kołowa obciążenia ω jest wprost proporcjonalna do częstotliwości obciążenia i prędkości jego przemieszczania się v [m/s] oraz odwrotnie proporcjonalna do czasu obciążenia nawierzchni t_0 ;
- wystarczające jest podanie współczynnika lepkości η_1 warstw lepkosprężystych (por. rys. 3.8, str. 38) w celu określenia deformacji trwałych ponieważ zachodzi zależność (3.45)
- deformacje trwałe wyznaczone są po jednokrotnym przejeździe obciążenia po niezdeformowanej nawierzchni (pierwsze obciążenie, odpowiadające 1 fazie z rysunku 3.16).

3.6. Temperatury warstw asfaltowych nawierzchni w warunkach klimatycznych Polski

Celem tego punktu jest określenie wysokich temperatur występujących w konstrukcji nawierzchni w warunkach klimatycznych Polski. Temperatury oceniono na podstawie danych pomiarowych z 18 stacji zlokalizowanych w różnych rejonach Polski. Dane zostały udostępnione przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad na potrzeby prac badawczych realizowanych przez Katedrę Inżynierii drogowej na Politechnice Gdańskiej w latach 2011-2014 w ramach programu „Badanie wpływu zastosowania warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) w konstrukcji nawierzchni na spękania niskotemperaturowe i na zmniejszenie powstania deformacji trwałych” [40-42, 50]. Dane dotyczyły pomiarów z lat 2003-2013. Mierzono temperaturę powietrza na wysokości 0,2 m nad nawierzchnią, temperaturę nawierzchni na głębokościach 0 cm, 5 cm i 30 cm. Rejestrowano także inne dane, tj. wilgotność, opady, prędkość i kierunek wiatru, ale nie zostały one uwzględnione w analizach. Dane pomiarowe obejmowały ponad 3,3 miliona zapisów temperatur rejestrowanych co 10 minut przez całą dobę. Zostały one zweryfikowane według następujących kryteriów: (1) odczyty wykonano jednocześnie na wszystkich termometrach w nawierzchni i ponad nawierzchnią, (2) pomiar musiał zawierać kompletne odczyty w ciągu całej doby. Jeżeli dane pomiarowe nie spełniały tych kryteriów, to pomiary z tego dnia były w całości odrzucane.

Stwierdzono, że ekstremalne wartości temperatury występują zawsze na powierzchni nawierzchni ($z = 0$ cm) we wczesnych godzinach popołudniowych (13:00-14:00). W tablicy 3.1 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 ($59,9^{\circ}\text{C}$) w dniu 28 lipca 2013 roku o godzinie 14:00.

Tablica 3.1. Najwyższe odnotowane temperatury na powierzchni jezdni ($z = 0$ cm) w różnych lokalizacjach stacji pomiarowych [42, 50]

Stacja pomiarowa	Okres pomiarowy		Pomiar najwyższej temperatury nawierzchni		
	od	do	Data	Godzina	Maks. temper.
DK1 Probstowo	2011-04-05	2013-09-11	2013 8 03	13:00	51,2 ^o C
DK7 Peplowo	2004-01-30	2013-09-11	2010 7 11	14:00	54,6 ^o C
DK8 Podborze	2003-03-26	2013-09-11	2012 7 06	14:00	53,6 ^o C
DK10 Człopa	2013-05-14	2013-09-11	2013 6 20	14:00	57,7 ^o C
DK10 Kruszyniec	2011-01-01	2013-09-11	2013 6 21	13:00	52,9 ^o C
DK15 Żabieńko	2011-10-08	2013-09-11	2012 7 06	14:00	45,9 ^o C
DK25 Koronowo	2011-09-02	2013-09-11	2013 6 21	14:00	56,6 ^o C
DK45 Zawada	2004-04-30	2013-09-11	2013 8 08	15:00	57,4 ^o C
DK50 Brok	2012-01-01	2013-09-11	2010 7 15	14:00	58,0 ^o C
DK59 Myszyniec Stary	2008-07-15	2013-09-10	2010 7 12	13:00	56,8 ^o C
DW426 Zalesie Śląskie	2003-03-27	2013-09-11	2013 7 28	14:00	59,9 ^o C
S6 Redzikowo	2010-10-26	2013-09-11	2012 7 27	14:00	51,9 ^o C
S7 Kobylnica	2010-10-26	2013-09-11	2011 6 06	14:00	52,0 ^o C
S8 Choroszcz	2012-09-12	2013-09-11	2013 6 21	14:00	50,8 ^o C
S8 Jezewo	2012-12-01	2013-09-11	2013 7 28	14:00	51,9 ^o C
S8 Żółtki	2012-09-12	2013-09-11	2013 6 21	14:00	49,9 ^o C
S10 Lipniki	2010-12-11	2013-09-11	2011 6 05	14:00	51,8 ^o C
S10 Zielonka	2010-12-11	2013-09-11	2012 7 28	14:00	53,1 ^o C

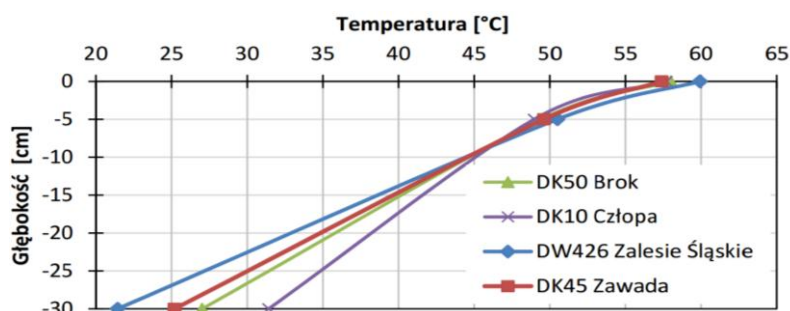
Z tablicy 3.1 wynika, że w polskich warunkach klimatycznych nawierzchnia w okresie letnim może nagrzewać się nawet do 50-60°C, a więc do temperatury zbliżonej lub nawet większej od temperatury mięknięcia niektórych asfaltów.

W tablicy 3.2 podano najdłuższy czas nieprzerwanego utrzymywania się temperatury powyżej określonego. Najdłuższy zmierzony czas nieprzerwanego utrzymywania się temperatury nawierzchni powyżej 40°C na wszystkich stacjach jest 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 osiągnęte są z kolei częściej w ciągu roku. Temperatura nawierzchni może przekraczać wartość 40°C nawet do 100 razy w ciągu roku.

Tablica 3.2. Najdłuższy czas nieprzerwanego utrzymywania się wysokich temperatur nawierzchni, [42, 50]

Stacja	Województwo	Najdłuższy czas nieprzerwanego utrzymywania się temperatury nawierzchni [godziny]			
		powyżej 40°C	powyżej 45°C	powyżej 50°C	powyżej 55°C
DK1 Probstowo	Kujawsko-Pomorskie	10	8	4	0
DK10 Człopa	Zachodnio-Pomorskie	10	9	7	4
DK10 Kruszyniec	Kujawsko-Pomorskie	10	7	4	0
DK15 Żabienko	Kujawsko-Pomorskie	10	7	5	2
DK25 Koronowo	Kujawsko-Pomorskie	8	5	0	0
DK3 Radomierz	Dolnośląskie	11	8	6	3
DK45 Zawada	Opolskie	11	9	7	3
DK50 Brok	Mazowieckie	10	7	6	3
DK59 Myszyniec Stary	Mazowieckie	11	8	6	3
DK7 Peplowo	Mazowieckie	10	8	6	4
DK8 Podborze	Mazowieckie	10	6	4	0
DW426 Zalesie Śląskie	Opolskie	10	7	5	0
S10 Lipniki	Kujawsko-Pomorskie	10	8	7	5
S10 Zielonka	Kujawsko-Pomorskie	9	5	3	0
S6 Kobylnica	Pomorskie	9	7	5	0
S8 Choroszcz	Podlaskie	9	7	2	0
S8 Jeżewo	Podlaskie	9	6	2	0
S8 Żółtki	Podlaskie	9	6	2	0

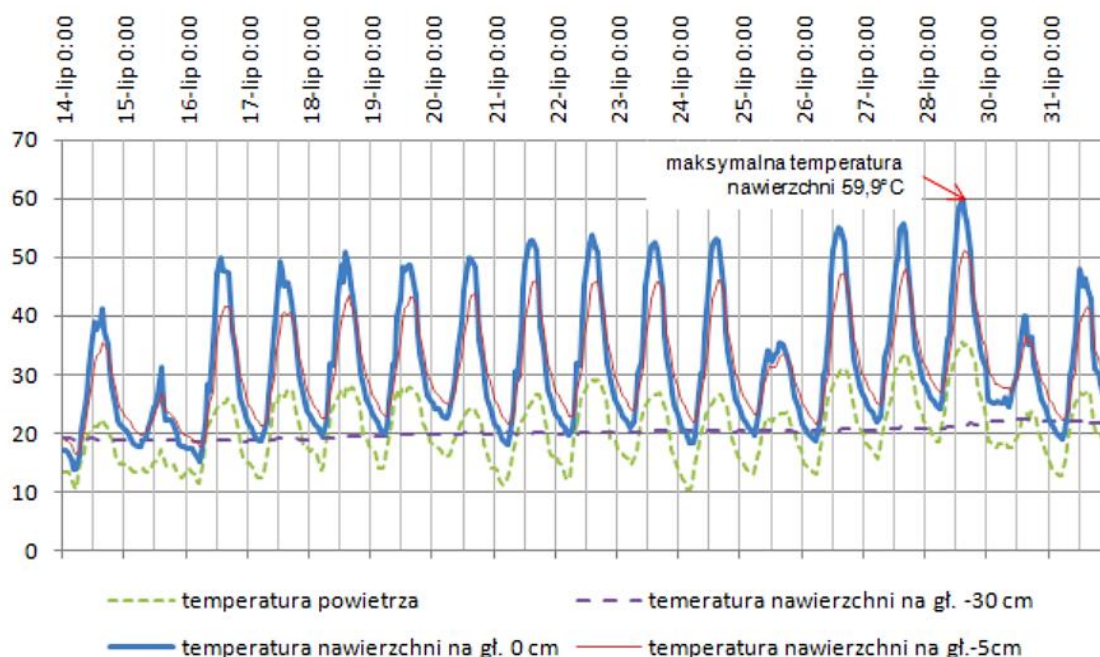
Oprócz temperatury samej górnej powierzchni warstwy ścieralnej istotne są temperatury występujące w niżej położonych warstwach asfaltowych. Na rysunku 3.17 przedstawiono rozkłady temperatur zmierzonych na różnych głębokościach w konstrukcji nawierzchni. Zamieszczono rozkłady z czterech stacji z najwyższymi zaobserwowanymi temperaturami nawierzchni w godzinie ich odnotowania.



Rysunek 3.17. Rozkład temperatury w nawierzchni dla 4 stacji pomiarowych, w których odnotowano najwyższe temperatury, [42, 50]

Temperatura na głębokości 5 cm na każdej ze stacji z rys. 3.16 szybko spada od ok. 60°C do ok. 50°C, natomiast na głębokości 30 cm nie przekracza 35°C. Na głębokościach od 12 cm do 30 cm, odpowiadających podbudowie asfaltowej w konstrukcji nawierzchni dla najcięższego ruchu wg KTKN PiP 2014 [43], temperatura może przekraczać nawet 40°C.

Na rysunku 3.18 przedstawiono zmiany temperatury na stacji DW 426 Zalesie Śląskie w woj. Opolskim, w okresie kilku dni przed i po osiągnięciu maksymalnej temperatury nawierzchni (59,9°C). Widoczne są dobowe wahania temperatury oraz dni z wyraźnie niższą temperaturą (wynikającą z czynników atmosferycznych jak opady lub duże zachmurzenie itp.). Obserwuje się brak dobowych wahań temperatury na głębokości 30 cm. Temperatura na tej głębokości jednak stopniowo, powoli wzrasta w kolejnych dniach.



Rysunek 3.18. Wykres godzinowych zmian temperatury nawierzchni na stacji DW426 Zalesie Śląskie (woj. Opolskie) w okresie między 14 lipca, a 1 sierpnia 2013 r. [42, 50]

Z przedstawionych pomiarów wynika, że w okresie bardzo gorących dni letnich:

- najwyższa temperatura występuje na powierzchni jezdni i może być ona wyższa od temperatury powietrza nawet o przeszło 20°C;
- najniższe temperatury występują nad ranem, przy czym temperatura powierzchni jezdni jest wówczas zbliżona do temperatury na głębokości 30 cm (ok. 20°C);
- najwyższe temperatury w nawierzchni występują w godzinach popołudniowych, przy czym ekstrema tych temperatur są opóźnione o kilka godzin w stosunku do ekstremów temperatury powierzchni jezdni;
- temperatura na głębokościach 0-5 cm w nawierzchni maleje średnio o ok. 2°C na każdy centymetr, a na głębokościach 5-30 cm o ok. 1°C na każdy centymetr;
- najbardziej narażona na wysokie temperatury jest warstwa ścierna nawierzchni, w której także wahania dobowe temperatur są największe.

4. BADANIA LABORATORYJNE MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH

4.1. Wprowadzenie

Jak opisano szerzej we wstępie do pracy doktorskiej, wprowadzenie betonów asfaltowych o wysokim module sztywności miało na celu podniesienie odporności nawierzchni na deformacje trwałe i polepszenie zachowania się jej w wysokich temperaturach, przy jednoczesnym zwiększeniu trwałości. Podstawą do wykonania badań laboratoryjnych było sprawdzenie, czy zastosowanie w wysokich temperaturach betonów asfaltowych o wysokim module sztywności, w porównaniu z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi, jest bardziej korzystne. W tym celu przeprowadzono analizę właściwości lepkosprężystych tych materiałów. Do określenia właściwości materiałowych niezbędne było wykonanie badań laboratoryjnych, przedstawionych w tym rozdziale. W kolejnych punktach opisano plan eksperymentu badawczego, metodologię i realizację badań laboratoryjnych wraz z prezentacją otrzymanych wyników. Rezultaty lepkosprężystej analizy wyników zostały przedstawione w rozdziale 5.

4.2. Plan eksperymentu badawczego

Eksperyment badawczy zaplanowano w dwóch częściach. Część pierwsza składała się z 5 kroków:

1. Określenie celu badań i charakterystyki obiektu badań.
2. Zaplanowanie badań.
3. Wybór materiałów do badań.
4. Realizacja badań laboratoryjnych.
5. Ocena przydatności wyników badań do dalszych analiz.

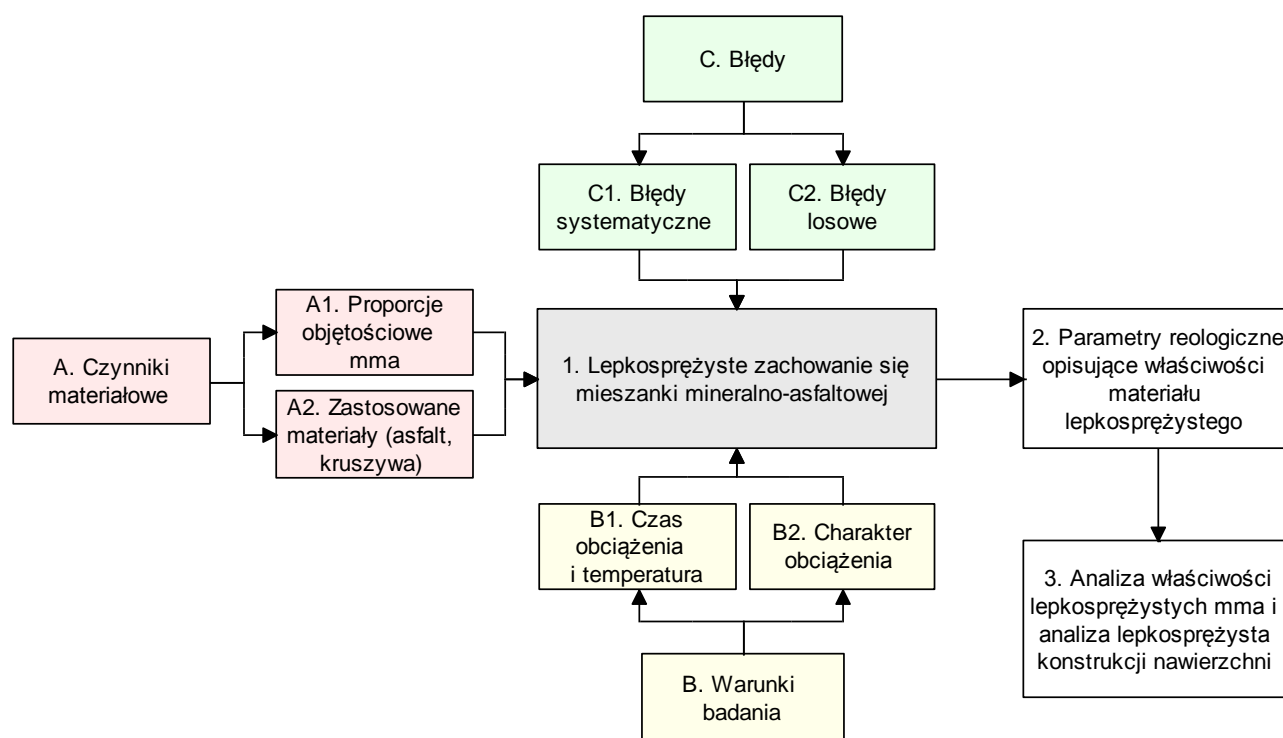
Część druga planu eksperymentu, obejmowała 2 kolejne kroki:

6. Analiza wyników badań i wnioski dotyczące właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych.
7. Praktyczne wykorzystanie wyników badań.

Część pierwsza planu eksperymentu została omówiona w dalszej części tego punktu, natomiast część druga stanowi zawartość rozdziałów 5 i 6 pracy doktorskiej.

4.2.1. Cel i obiekt badań

Bezpośrednim celem eksperymentu jest określenie właściwości lepkosprężystych obiektu badań, jakim są betony asfaltowe konwencjonalne (AC) i o wysokim module sztywności (AC-WMS) w warunkach obciążeń powtarzalnych w wysokich (dodatnich) temperaturach. Na właściwości lepkosprężyste, określane w badaniach może mieć wpływ szereg czynników, które można podzielić na trzy grupy: A. czynniki materiałowe, B. błędy, C. warunki badania; co zostało pokazane na rys. 4.1.



Rysunek 4.1. Czynniki wpływające na lepkosprężyste zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych

A1, A2. Proporcje objętościowe mieszanek mineralno-asfaltowych oraz zastosowane do nich materiały są ściśle związane z rodzajem mma i jej przeznaczeniem. Oba czynniki zostały uwzględnione przy projektowaniu mieszanek mineralno-asfaltowych tak, aby spełnić stawiane im wymagania.

B1. Czas obciążenia i temperaturę traktowano jako parametry zmienne w trakcie badań pod obciążeniem powtarzalnym. Mieszanki mineralno-asfaltowe badano w kilku różnych temperaturach w szerokim zakresie częstotliwości zmiany obciążenia, obejmującym zarówno częstotliwości odpowiadające powolnemu ruchowi pojazdów, jak i poruszania się ich z typowymi, czy nawet dużymi prędkościami. Temperatura i częstotliwość obciążenia były monitorowane w sposób ciągły w trakcie badań ponieważ są to czynniki, od których istotnie zależą właściwości lepkosprężyste mma.

B2. Przez charakter obciążenia rozumie się jego zmienność w czasie. Przeprowadzenie badań zostało zaplanowane dla obciążenia cyklicznie zmiennego, zbliżonego do obciążenia rzeczywistego, związanego z ruchem pojazdów na drodze (zbliżenie się koła i wzrost obciążenia, przejazd i osiągnięcie maksymalnej wartości obciążenia oraz oddalenie się koła równoznaczne z odciążeniem nawierzchni).

C1. Błędy systematyczne oznaczają powtarzalne błędy wynikające np. z wykorzystanej metody badawczej, niedoskonałości sprzętu badawczego lub innych przyczyn, które przy wielokrotnym powtarzaniu badania w tych samych warunkach, powodują stałą lub zmienną, według pewnej zasady, różnicę pomiędzy mierzoną wielkością, a jej wartością rzeczywistą. Wykrycie i eliminacja tych błędów jest trudna, a często niemożliwa i

najczęściej wiąże się z koniecznością wykorzystania innej metody badawczej. W celu ograniczenia ryzyka pojawienia się błędów systematycznych urządzenia badawcze były przed eksperymentem kalibrowane, a w trakcie badań kontrolowane w sposób ciągły.

C2. Błędy losowe występują w badaniach serii próbek w sposób przypadkowy, niedający się z góry przewidzieć. Przyczyna ich występowania nie jest z reguły możliwa do określenia. Ocenę błędów losowych można przeprowadzić na podstawie analizy rozrzutu wyników np. na podstawie odchyłeń standardowych, czy współczynników zmienności. Błędy losowe można ograniczyć po przez przyjęcie akceptowalnego rozrzutu wyników i eliminację spośród nich najbardziej odstających od wartości średniej lub wykraczających poza przyjęty poziom.

4.2.2. Badane materiały

Podstawowymi materiałami, które poddano analizie w pracy doktorskiej są betony asfaltowe konwencjonalne AC do warstwy wiążącej i podbudowy oraz betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS.

W pracy skupiono się przede wszystkim na warstwie podbudowy asfaltowej, ponieważ jest to najgrubsza i najniżej położona warstwa asfaltowa w konstrukcji nawierzchni. Z tego powodu zbadano właściwości lepkosprężyste 5 betonów asfaltowych AC 22P z różnymi asfaltami i o różnych krzywych uziarnieniach. Wybrano dwa najczęściej stosowane asfalty drogowe zwykłe: 35/50 i 50/70 oraz trzy różne krzywe uziarnienia: (PL1) i (PL2), projektowane zgodnie z polskimi wytycznymi WT-2:2010 [4.8] oraz jedną krzywą uziarnienia (D), projektowaną wg wytycznych niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44]. Ponieważ betony asfaltowe konwencjonalne i o wysokim module sztywności są wykorzystywane również do warstwy wiążącej, wybrano dodatkowo jeden konwencjonalny beton asfaltowy do warstwy wiążącej AC 16W z asfaltem drogowym 35/50.

Wśród betonów asfaltowych o wysokim module sztywności badano mieszanki AC-WMS 16, różniące się zastosowanym asfaltem (drogowy zwykły 20/30, wielorodzajowy 20/30 i modyfikowany 25/55-60). Dla wszystkich AC-WMS przyjęto taki sam skład oraz jedną krzywą uziarnienia.

Dodatkowo określano właściwości lepkosprężyste jednej mieszanki mineralno-asfaltowej do warstwy ścieralnej – mastyksu grysowego SMA 8 z asfaltem modyfikowanym 45/80-55. Przeprowadzenie badań dla tej mieszanki było konieczne, aby dysponować parametrami reologicznymi materiałów do wszystkich warstw asfaltowych konstrukcji nawierzchni i w kolejnych krokach móc przeprowadzić mechanistyczną analizę tych konstrukcji traktowanych jako wielowarstwowe układy lepkosprężyste obciążone poruszającym się kołem.

Założono, że wszystkie mieszanki mineralno-asfaltowe mają spełniać wymagania dla najcięższego ruchu przewidzianego katalogiem typowych rozwiązań konstrukcyjnych polskich [27] i niemieckich [N5]. W tablicy 4.1 przedstawiono wszystkie analizowane mieszanki mineralno-asfaltowe z opisem wg jakich wymagań je projektowano oraz z

podaniem cech charakterystycznych. Skład i podstawowe właściwości wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych zostały przedstawione w punkcie 4.3 tego rozdziału.

Tablica 4.1. Badane mieszanki mineralno-asfaltowe

Rodzaj mma	Oznaczenie	Asfalt	Opis
Konwencjonalny beton asfaltowy do podbudowy	AC 22P 35/50 (PL1)	drogowy zwykły 35/50	Krzywa uziarnienia położona w środku rozpiętości dopuszczalnego przedziału dla frakcji < #2 mm i w dolnej części przedziału dla frakcji > #2 mm. Wymagania mma według wytycznych polskich WT-2:2010 [N7].
	AC 22P 35/50 (PL2)	drogowy zwykły 35/50	Krzywa uziarnienia położona w ok. 1/3 rozpiętości dozwolonego przedziału uziarnienia przy dolnych punktach granicznych. Wymagania mma według wytycznych polskich WT-2:2010 [N7].
	AC 22P 50/70 (PL2)	drogowy zwykły 50/70	
	AC 22P 35/50 (D)	drogowy zwykły 35/50	Krzywa uziarnienia położona w ok. 1/3 rozpiętości dozwolonego przedziału uziarnienia przy dolnych punktach granicznych.. Wymagania mma według wytycznych niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44].
Beton asfaltowy o wysokim module sztywności (do warstwy wiążącej lub podbudowy)	AC-WMS 16 20/30	drogowy zwykły 20/30	Te same krzywe uziarnienia dla wszystkich betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS. Wymagania mma według wytycznych polskich WT-2:2010 [N7].
	AC-WMS 16 20/30 MG	wielorodzajowy 20/30	
	AC-WMS 16 25/55-60	modyfikowany 25/55-60	
Konwencjonalny beton asfaltowy do w. wiążącej	AC 16W 35/50	drogowy zwykły 35/50	Wymagania mma według wytycznych polskich WT-2:2010 [N7].
Mastyks grysowy do w. ścieralnej	SMA 8 45/80-55	modyfikowany 45/80-55	

Wszystkie mieszanki mineralno-asfaltowe zostały zaprojektowane i wykonane zgodnie z Wytycznymi Technicznymi WT-2:2010 [N7], które stosowane były w Polsce w czasie prowadzenia badań. Obecnie stosowane są wytyczne WT-2:2014 [N15], w których wprowadzono pewne zmiany względem wcześniejszej wersji, ale zmiany te nie miały istotnego wpływu na przeprowadzone prace laboratoryjne i analizy.

4.2.3. Plan badań

W pierwszej kolejności zaplanowano wykonanie badań: gęstości właściwej, gęstości objętościowej, zawartości wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej wypełnionych asfaltem oraz zawartości wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej dla konwencjonalnych podbudów asfaltowych AC 22P 35/50 i AC 22P 50/70 o uziarnieniach oznaczonych jako (PL2) i (D). Badania te miały na celu wyznaczenie optymalnej zawartości asfaltu w mieszankach, spełniającej wymagania polskie i niemieckie. Plan objął wykonanie badań dla 4 różnych zawartości asfaltu wynoszących: 3,7%, 4,0%, 4,3% i 4,6%. Ustalenie optymalnej zawartości lepiszcza asfaltowego dla pozostałych mieszanek mineralno-asfaltowych, czyli dla SMA 8 45/80-55, AC 16W 35/50, AC 22P 35/50 (PL1) i wszystkich AC-WMS 16 odbyło się na etapie programu badawczego dotyczącego betonów asfaltowych o wysokim module sztywności [50].

W kolejnym kroku zaplanowano wykonanie badania odporności na koleinowanie w temperaturze 60°C, metodą B, zgodnie z normą PN-EN 12697-22 [N24]. Badanie to miało na celu weryfikację, czy zaprojektowane mieszanki mineralno-asfaltowe spełniają

stawiane im wymagania oraz porównanie ich pod kątem odporności na trwałe deformowanie się w warunkach wysokiej temperatury.

Standardowo wykonywanym badaniem weryfikującym zaprojektowane mieszanki mineralno-asfaltowe jest także badanie ich odporności na działanie wody i mrozu. Zrezygnowano z przeprowadzenia tego badania ponieważ nie stanowiło to głównego celu badań niniejszej pracy doktorskiej, a dotychczasowe doświadczenia potwierdzają dobrą odporność na działanie wody i mrozu mieszanek mineralno-asfaltowych z zastosowanymi kruszywami.

Jako ostatnie zaplanowano badanie pod obciążeniem powtarzalnym (sinusoidalnie zmiennym). Badanie miało na celu określenie właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych w dodatnich temperaturach. Na podstawie otrzymanych wyników wykonano analizę lepkosprężystych właściwości mma oraz określono parametry lepkosprężystych modeli reologicznych, służących dalszej analizie mechanistycznej konstrukcji nawierzchni.

Podsumowując, zakres przewidzianych badań laboratoryjnych objął:

1. badania mające na celu określenie optymalnej zawartości asfaltu w mieszankach mineralno-asfaltowych, spełniających wymagania WT-2:2010 [N7];
2. badania odporności na deformacje trwałe (koleinowanie);
3. badania pod obciążeniem powtarzalnym w różnych temperaturach i przy różnych częstotliwościach obciążenia w celu określenia właściwości lepkosprężystych mma z pewnymi odstępstwami od wytycznych amerykańskich.

Realizacja wymienionych badań laboratoryjnych została opisana w punktach 4.4 i 4.5 tego rozdziału. Wszystkie badania zostały przeprowadzone w Laboratorium Badań Drogowych Katedry Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej.

4.3. Materiały do mieszanek mineralno-asfaltowych

4.3.1. *Kruszywa*

Do zaprojektowanie uziarnienia mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystano kruszywa od trzech różnych dostawców:

- dostawca 1. – Yeoman (kamieniołom Halsvik),
- dostawca 2. – Lafarge (kamieniołom Wapienno),
- dostawca 3. – Mibau (kamieniołom Jelsa).

W tablicach 4.2 i 4.3 podano rodzaje i uziarnienia kruszyw zastosowanych do zaprojektowania mieszanek mineralnych badanych mma.

Tablica 4.2. Uziarnienia kruszyw do betonów asfaltowych konwencjonalnych (AC) i o wysokim module sztywności (AC-WMS) wg normy PN-EN 933-1 [N32]

Rodzaj 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	Wypełniacz wapienny
Dostawca	Dostawca 1 (Yeoman)						Dostawca 2 (Lafarge)
Kamieniołom	Halsvik						Wapienno
Przechodzi przez sito # [mm], %	22,4 16,0 11,2 8,0 5,6 2,0 0,125 0,063 0,063	100,0 90,6 17,3 1,4 1,0 1,0 1,0 0,8 0,6	- 100,0 90,0 26,2 4,5 2,1 1,5 1,2 0,9	- - 100,0 89,9 23,6 3,3 1,5 1,2 0,9	- - 100,0 99,9 89,8 27,6 4,0 1,9 1,3	- - - - 100,0 92,6 10,0 1,0 0,6	- - - - - 100,0 89,9 6,2 2,7 100,0 96,8 85,1
Gęstość [Mg/m ³] *	2,74	2,74	2,74	2,74	2,68	2,74	2,71
Rodzaj skały	gnejs	gnejs	gnejs	gnejs	gnejs	gnejs	wapień

* wg normy PN-EN 1097-6 [N18]

Tablica 4.3. Uziarnienia kruszyw do mastyksu grysowego SMA wg normy PN-EN 933-1 [N41]

Rodzaj kruszywa	Kruszywo 5/8	Kruszywo 2/5	Kruszywo 0/2	Wypełniacz wapienny
Dostawca	Dostawca 3 (Mibau)	Dostawca 1 (Yeoman)		Dostawca 2 (Lafarge)
Kamieniołom	Jelsa	Halsvik		Wapienno
Przechodzi przez sito # [mm], %	8,0 5,6 2,0 0,125 0,063 0,063	100,0 90,6 7,9 0,9 0,8 0,7	- 100,0 87,7 13,6 1,9 1,3	- - 100,0 93,6 10,6 3,8 100,0 96,8 85,1
Gęstość [Mg/m ³] *	2,73	2,68	2,74	2,71
Rodzaj skały	granodioryt	gnejs	gnejs	wapień

* wg normy PN-EN 1097-6 [N18]

4.3.2. Asfalty

Do wykonania mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystano:

- 3 asfalty drogowe zwykłe (20/30, 35/50 i 50/70),
- 2 asfalty modyfikowane (PMB 25/55-60 i PMB 45/80-55),
- 1 asfalt wielorodzajowy (multigrade) 20/30 MG.

W tablicy 4.4 zestawiono podstawowe właściwości stosowanych asfaltów, określone na podstawie badań przeprowadzonych przed i po starzeniu TFOT według [N21].

Tablica 4.4. Podstawowe właściwości stosowanych asfaltów

Rodzaj asfaltu	drogowe zwykłe			modyfikowane		wielorodzajowy	
	20/30	35/50	50/70	PMB 25/55-60	PMB 45/80-55	20/30 MG	
Producent	Lotos	Lotos	Lotos	Lotos	Lotos	Orlen	
Właściwości przed starzeniem TFOT							
Penetracja w 25°C, [0,1 mm], wg PN-EN 1426 [N39]	23	48	67	28	43	24	
Temp. mięknięcia PiK, °C wg PN-EN 1427 [N40]	58	53	48	62	60	68	
Lepkość dynamiczna, [Pa·s], wg PN-EN 12596 w temperaturze:	60°C	3063	659,3	238,7	<i>nb</i>	<i>nb</i>	<i>nb</i>
	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	<i>nb</i>	<i>nb</i>	0,452	0,373	0,478
Właściwości po starzeniu TFOT							
Penetracja w 25°C, [0,1 mm], wg PN-EN 1426 [N39], po TFOT	21	45	63	26	<i>nb</i>	24	
Temp. mięknięcia PiK, [°C] wg PN-EN 1427 [N40], po TFOT	64	57	51	68	<i>nb</i>	72	

nb – nie badano

Badania asfaltów zostały przeprowadzone w celu weryfikacji ich właściwości i sprawdzenia, czy spełniają one podstawowe wymagania dotyczące penetracji i temperatury mięknięcia. Lepkość dynamiczna, która służy określeniu temperatur technologicznych została zbadana dodatkowo. Wszystkie zastosowane w pracy asfaltu spełniły stawiane im wymagania dla asfaltów drogowych i asfaltów modyfikowanych odpowiednio wg PN-EN 12591 [N20] i PN-EN 14023 [N38].

4.3.3. Dodatki do mma

Jedynym dodatkiem, stosowanym tylko do mastyksu grysowego SMA, były włókna celulozowe Arbocel firmy J.Rettenmaier & Sohne, typ ZZ 8/1. Włókna zostały dodane na etapie mieszania w ilości 0,5%, a więc nieco więcej niż typowo (0,3%) w celu zapobiegnięcia spływaniu lepiszcza asfaltowego z ziaren kruszywa. Z dotychczasowych doświadczeń Laboratorium Badań Drogowych Politechniki Gdańskiej wynika, że zastosowanie użytych materiałów nie powoduje zbyt małej przyczepności lepiszcza asfaltowego do ziaren kruszywa. Dlatego, aby wykluczyć ewentualny wpływ na wyniki badań, nie stosowano do mma środków adhezyjnych.

4.4. Skład i podstawowe właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych

4.4.1. Dobór składu mma

Pierwszym etapem doboru składu mieszanek mineralno-asfaltowych było zaprojektowanie krzywych uziarnienia mieszanki mineralnej. W kolejnym kroku, wybrano jedną zawartość asfaltu w mieszankach mineralno-asfaltowych, do czego wykorzystano metodę Marshalla. Polegała ona na sprawdzeniu, dla próbek mma o kilku różnych zawartościach asfaltu, stabilności i odkształcenia, gęstości, zawartości wolnych przestrzeni i wypełnieniu wolnych przestrzeni asfaltem. Na podstawie interpretacji wyników wybrano jedną zawartość asfaltu do dalszych badań.

Dobór uziarnienia mieszanek mineralnych

Pierwszym etapem prac w zakresie doboru składu mieszanek mineralno-asfaltowych było zaprojektowanie ich uziarnienia. Do tego celu wykorzystano punkty graniczne według wytycznych polskich dla AC 22P zawartych w WT-2:2010 [N41] dla kategorii ruchu KR3-KR6 oraz dla odpowiadającym im w przepisach niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44], kategorii ruchu SV, I-III. W tabelicy 4.5 zawarto wymagane przedziały uziarnienia (krzywe graniczne) według obu przepisów w zależności od rodzaju mma.

Tablica 4.5. Wymagania dotyczące analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych

Warstwa konstrukcyjna		Ścieralna	Wiążąca	Wiążąca lub podbudowa	Podbudowa asfaltowa	
Rodzaj mma		mastyks grysowy SMA	konwencjonalny beton asfaltowy AC	beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC-WMS	konwencjonalny beton asfaltowy AC	
Wytyczne dotyczące mma		polskie WT-2:2010 [N7]				niemieckie TL Asphalt-StB 07 [N44]
Kategoria ruchu		KR5-KR6 ⁽¹⁾		KR3-KR6 ⁽²⁾	KR5-KR6 ⁽¹⁾	SV, I, II, III ⁽³⁾
Wymiar uziarnienia		0/8	0/16	0/16	0/22	0/22
Dozwolony przedział uziarnienia, przechodzi % przez sito # [mm]:	31,5	-	-	-	100	100
	22,4	-	100	100	90 - 100	90 - 100
	16	-	90 - 100	90 - 100	65 - 90	75 - 90
	11,2	100	70 - 90	70 - 85	-	-
	8	90 - 100	55 - 85	-	42 - 68	-
	5,6	35 - 60	-	-	-	-
	2	20 - 30	25 - 50	10 - 50	15 - 45	25 - 40
0,125	9 - 17	4 - 12	-	4 - 12	4 - 14	
0,063	7 - 12	4 - 10	2 - 12	4 - 8	2 - 9	
Rodzaj asfaltu		PMB 45/80-55	drogowy 35/50	drogowy 20/30, wielorodzajowy 20/30, PMB 25/55-60	drogowy 35/50 lub 50/70	drogowy 50/70 lub 30/45
Minimalna zawartość asfaltu w mma, B _{min.} [% m/m]		7,0	4,4	4,8	3,8	3,8
Zawartość wolnych przestrzeni w mma, V _v [% v/v]		2,0 – 3,5	4,0 – 7,0	2,0 – 4,0	4,0 – 7,0	5,0 – 10,0
Odporność na deformacje trwałe ⁽⁴⁾	prędkość przyrostu koleiny WTS _{air}	0,30 mm/1000 cykli	0,15 mm/1000 cykli	0,15 mm/1000 cykli	0,60 mm/1000 cykli	brak wymagań
	proporcjonalna głębokość koleiny PRD _{air}	deklarowane	deklarowane	deklarowane	deklarowane	

(1) powyżej 7,30 mln osi 100 kN wg polskiego KTKN PiP z 1997 r. [106]

(2) powyżej 0,51 mln osi 100 kN wg polskiego KTKN PiP z 1997 r. [106]

(3) powyżej 3 mln. osi 100 kN wg niemieckiego katalogu konstrukcji nawierzchni RStO 01 [N5]

(4) podano wymagania tylko polskie ponieważ brak takich wymagań dla betonów asfaltowych w Niemczech

Dla konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy asfaltowej zaprojektowano trzy różne krzywe uziarnienia:

- **PL1** – krzywa uziarnienia zaprojektowana według wytycznych polskich WT-2:2010 [N7], przechodząca w środku rozpiętości dozwolonego przedziału uziarnienia dla frakcji nie większych niż # 2mm i położona blisko dolnych punktów granicznych dla frakcji większych niż # 2 mm;
- **PL2** – krzywa uziarnienia zaprojektowana według wytycznych polskich WT-2:2010 [N7], przechodząca blisko dolnych punktów granicznych w całym zakresie frakcji;

- **D** – krzywa uziarnienia zaprojektowana według wytycznych niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44], przechodząca blisko dolnych punktów granicznych w całym zakresie frakcji.

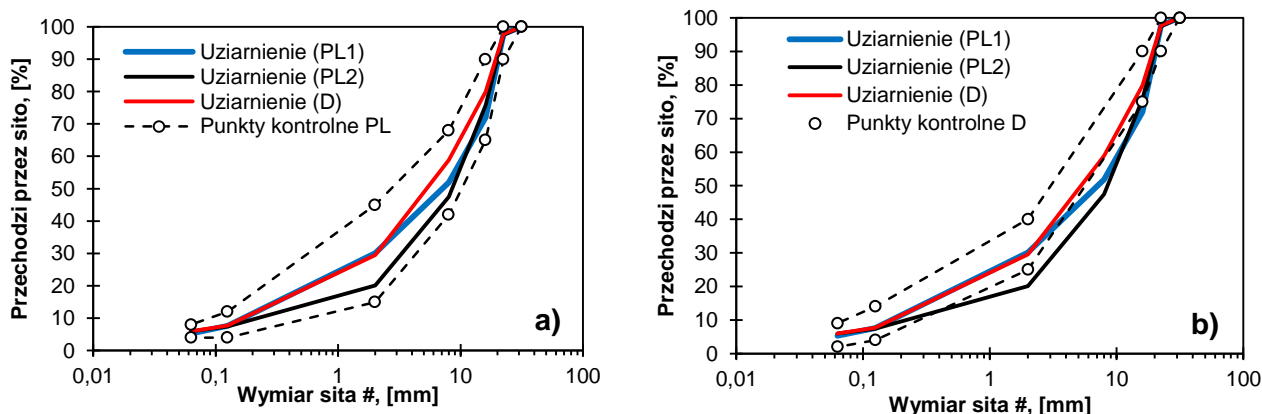
Dla mastyksu grysowego SMA, konwencjonalnego betonu asfaltowego do warstwy wiążącej oraz wszystkich betonów asfaltowych o wysokim module sztywności zaprojektowano po jednej krzywej uziarnienia, które spełniały wymagania wg polskich wytycznych WT-2:2010 [N7].

W tabelicy 4.6 podano projekt składu mieszanek mineralnych dla wszystkich wykorzystanych w pracy mma. Krzywe uziarnienia zostały zaprezentowane na rysunkach 4.2 – 4.5.

Tablica 4.6. Projekt składu mieszanek mineralnych

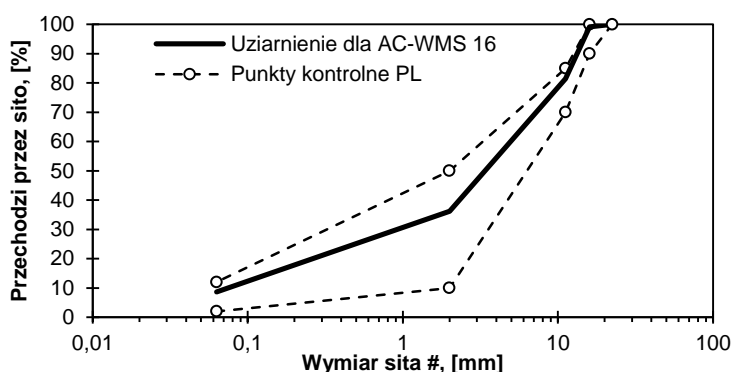
Mieszanka mineralno-asfaltowa	Udział procentowy kruszyw w projektowanym uziarnieniu							
	16/22 (dost.1)	11/16 (dost.1)	8/11 (dost.1)	5/8 (dost.1)	5/8 (dost.3)	2/5 (dost.1)	0/2 (dost.1)	kruszywo wypełniające (dost.2)
SMA 8 45/80-55	-	-	-	-	62,0%	14,0%	14,0%	10,0%
AC 16W 35/50	-	27,0%	20,0%	12,0%	-	14,0%	22,0%	5,0%
AC 22P 35/50 (PL1)	14,0%	16,0%	16,0%	12,0%	-	12,0%	24,0%	6,0%
AC 22P 35/50 (PL2)	27,3%	17,6%	10,0%	11,3%	-	15,1%	12,8%	5,9%
AC 22P 50/70 (D)	23,1%	10,0%	10,0%	10,0%	-	17,7%	23,5%	5,7%
AC-WMS 16 20/30 AC-WMS 16 25/55-60 AC-WMS 16 20/30 MG	-	22,0%	20,0%	12,0%	-	14,0%	25,0%	7,0%

„dost” - dostawca



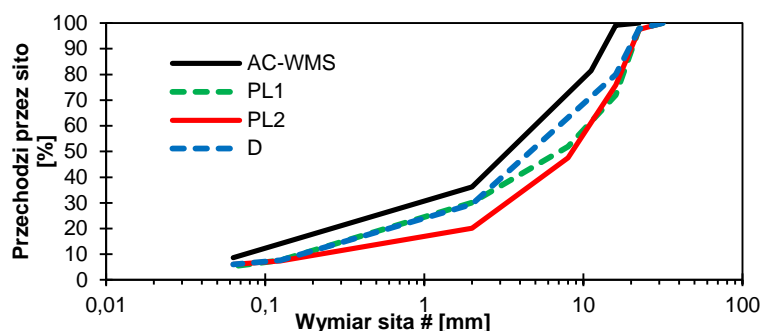
Rysunek 4.2. Krzywe uziarnienia (PL1), (PL2) i (D) dla konwencjonalnych AC 22P i punkty kontrolne (graniczne) uziarnienia wg **a)** wytycznych polskich WT-2:2010 [N7] i **b)** wytycznych niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44]

Przedział dopuszczalnego uziarnienia według przepisów niemieckich jest węższy niż przedział z przepisów polskich. Dlatego projektując krzywe uziarnienia według wymagań niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44] spełniamy jednocześnie wymagania polskie (rys. 4.2 a). Takie krzywe uziarnienia będą położone w górnej strefie przedziału dopuszczonego wytycznymi WT-2:2010 [N41]. Jednakże projektując krzywe uziarnienia według wymagań polskich możemy nie spełnić wymagań niemieckich (rys. 4.2 b).

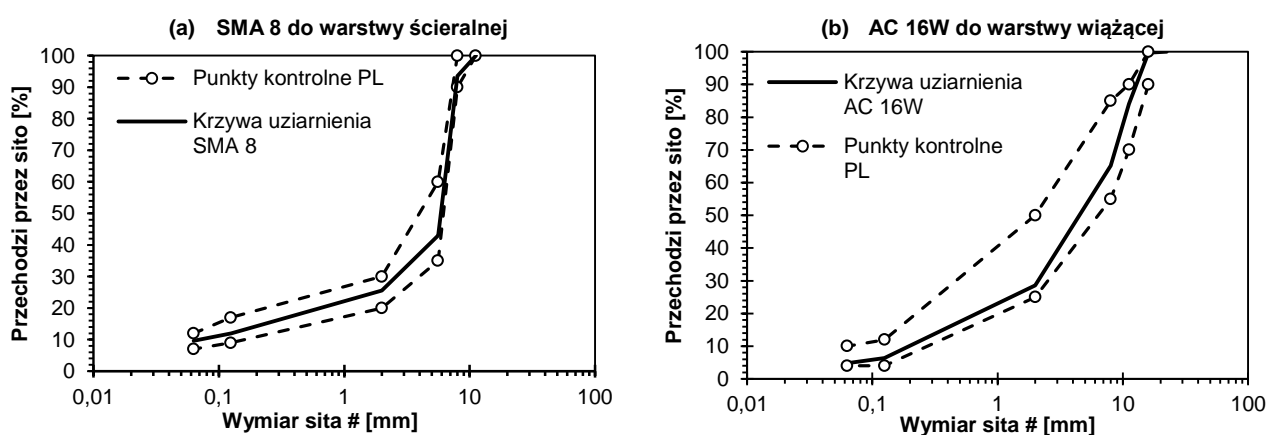


Rysunek 4.3. Krzywa uziarnienia dla AC-WMS 16 i punkty kontrolne (graniczne) uziarnienia wg wytycznych polskich WT-2:2010 [N7]

W celach porównawczych zestawiono na jednym rysunku 4.4 krzywe uziarnienia dla wszystkich betonów asfaltowych z przeznaczeniem do podbudowy asfaltowej.



Rysunek 4.4. Porównanie krzywych uziarnienia betonów asfaltowych do podbudowy i betonów asfaltowych o wysokim module sztywności (AC-WMS)



Rysunek 4.5. Krzywe uziarnienia mma do warstwy ścieralnej (a) i wiążącej (b)

W tabelicy 4.7 przedstawiono podstawowe właściwości wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych.

Tablica 4.7. Zestawienie podstawowych właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych

Cecha		Mieszanka mineralno-asfaltowa									
		Warstwa ścieralna	Warstwa wiążąca	Konwencjonalne betony asfaltowe do podbudowy asfaltowej					Betony asfaltowe o wysokim module sztywności do warstwy wiążącej lub podbudowy asfaltowej		
		SMA8 40/80-55	AC 16W 35/50	AC 22P 35/50 (PL1)	AC 22P 35/50 (PL2)	AC 22P 35/50 (D)	AC 22P 50/70 (PL2)	AC 22P 50/70 (D)	AC-WMS 16 20/30	AC-WMS 16 25/55-60	AC-WMS 16 20/30 MG
Przechodzi % przez sito # [mm] (*)	# 31,5	-	-	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	-	-	-
	# 22,4	-	100,0	97,8	97,5	97,8	97,5	97,8	100	100	100
	# 16	-	99,7	72,0	75,8	79,9	75,8	79,9	99,2	99,2	99,2
	# 11,2	100,0	84,1	(61,1)	(59,2)	(68,8)	(59,2)	(68,8)	81,4	81,4	81,4
	# 8	94,2	65,2	51,9	47,5	(58,9)	47,5	(58,9)	(68,9)	(68,9)	(68,9)
	# 5,6	41,2	(41,0)	(41,8)	(36,9)	(49,1)	(36,9)	(49,1)	(58,8)	(58,8)	(58,8)
	# 2	25,6	28,6	30,1	20,1	29,5	20,1	29,5	36,2	36,2	36,2
	# 0,125	11,9	6,4	7,6	7,4	7,7	7,4	7,7	(10,6)	(10,6)	(10,6)
# 0,063	9,7	4,8	5,3	6,0	6,0	6,0	6,0	8,6	8,6	8,6	
Rodzaj zastosowanego asfaltu		modyfikowany PmB 40/8055	drogowy 35/50	drogowy 35/50	drogowy 35/50	drogowy 35/50	drogowy 50/70	drogowy 50/70	drogowy 20/30	modyfikowany PmB 25/55-60	wielorodzajowy 20/30 MG
Zawartość asfaltu w mma, %, m/m		7,0	4,6	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	5,0	5,0	5,0
Gęstość mma wg PN-EN 12697-5 [N31], g/cm ³		2,483	2,505	2,568	2,558	2,566	2,558	2,566	2,519	2,519	2,519
Gęstość objętościowa, wg PN-EN 12697-6 [N32], g/cm ³		2,395	2,345	2,436	2,429	2,435	2,440	2,441	2,430	2,430	2,430
Zawartość wolnych przestrzeni, wg PN-EN 12697-8 [N33], %		2,3	6,6	4,8	5,5	5,2	5,1	5,0	3,6	3,5	3,5
Zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej VMA, %		20,0	17,1	14,4	15,2	14,8	14,9	14,7	15,5	15,4	15,4
Zawartość wolnych przestrzeni wypełnionych lepiszczem VFA, %		82,2	61,7	66,5	63,8	65,9	65,2	66,3	76,9	77,3	77,3
Odporność na deformacje trwałe (**), wg PN-EN 12697-22 [N24]	WTS _{Air} , mm/1000 cykli	0,04	0,10	0,08	0,07	0,09	0,11	0,12	0,07	0,07	0,04
	PRD _{Air} , %	4,0	6,9	5,6	5,8	6,8	7,2	7,2	4,8	5,3	5,0

(*) – W nawiasach podano procent frakcji przechodzących przez dane sito, którego sprawdzenie nie jest obligatoryjne w rozumieniu wytycznych polskich WT-2:2010 [N7] albo niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44]. (**) – Badanie opisano szerzej w punkcie 5.5. WTS_{AIR} – prędkość przyrostu koleiny w ciągu 1000 cykli przejść koła, PRD_{AIR} – procentowa, proporcjonalna głębokość koleiny względem grubości próbki

Dobór zawartości asfaltu w mma

Po zaprojektowaniu mieszanek mineralnych, określono zawartość asfaltu, tak aby mieszanki mineralno-asfaltowe spełniały wymagania zawarte w WT-2:2010 [N7] lub TL Asphalt-StB 07 [N44]. Wyboru optymalnej zawartości asfaltu dokonano na podstawie wyników następujących badań: (1) gęstości mma metodą A, w wodzie wg PN-EN 12697-5 [N31]; (2) gęstości objętościowej mma metodą B, w stanie nasyconym powierzchniowo suchym wg PN-EN 12697-6 [N32]; (3) zawartości wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej wypełnionych asfaltem i zawartości wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej wg PN-EN 12697-8 [N33].

Badania te wykonano z kilkoma różnymi zawartościami asfaltów. Dla konwencjonalnych podbudów asfaltowych wstępnie do badań wybrano następujące zawartości asfaltów: 3,7%, 4,0%, 4,3% i 4,6%. Mieszanki zostały przygotowane w mieszarce mechanicznej, zgodny z normą PN-EN 12697-35+A1:2008 [N29] przy temperaturach zagęszczania równych: $160 \pm 5^{\circ}\text{C}$ dla asfaltów 20/30, $145 \pm 5^{\circ}\text{C}$ dla asfaltów modyfikowanych oraz $140 \pm 5^{\circ}\text{C}$ dla asfaltów drogowych 35/50 i 50/70. Dla każdej przygotowanej mieszanki mineralno-asfaltowej sporządzono próbki zgodnie z PN-EN 12697-30 [N19]. Próbki zagęszczono przez ubijanie w ubijaku Marshalla w sposób określony przez PN-EN 12397-30 [N19], tj. po 75 uderzeń na każdą stronę próbki dla wszystkich betonów asfaltowych. Tak przygotowane próbki poddano badaniom gęstości i zawartości wolnych przestrzeni w celu określenia optymalnej zawartości asfaltu w mma do dalszych badań, która wyniosła dla:

- AC 22P 35/50 (PL1) – 4,0% (m/m)
- AC 22P 35/50 (PL2) – 4,0% (m/m)
- AC 22P 35/50 (D) – 4,1% (m/m)
- AC 22P 50/70 (PL2) – 4,1% (m/m)
- AC 22P 50/70 (D) – 3,9% (m/m).

Ponieważ optymalne zawartości asfaltu dla wszystkich konwencjonalnych podbudów były zbliżone, zdecydowano się wybrać dla wszystkich mieszanek AC 22P tą samą zawartość asfaltu wynoszącą 4,0% (m/m). Zawartości asfaltów dla pozostałych mieszanek wyniosły:

- dla AC 16W 35/50 – 4,6% (m/m);
- dla wszystkich AC-WMS 16 – 5,0% (m/m)
- dla mieszanki SMA 8 – 7,0% (m/m).

4.4.2. Podstawowe właściwości mma

Informacje dotyczące podstawowych właściwości analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych podano wcześniej, w tablicy 4.7. Wszystkie mieszanki spełniają wymagania przepisów polskich WT-2:2010 [N7] lub niemieckich TL Asphalt-StB 07 [N44], podanych w tablicy 4.5.

4.5. Badanie odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na koleinowanie

Badanie odporności na koleinowanie wykonano w celu oceny i porównania odporności wykorzystanych w pracy mieszanek mineralno-asfaltowych na powstawanie deformacji trwałych w wysokiej temperaturze oraz dokonania weryfikacji przydatności do stosowania w konstrukcjach nawierzchni mieszanek mineralno-asfaltowych, zaprojektowanych do celów pracy doktorskiej, na podstawie wytycznych polskich WT-2:2010 [N7].

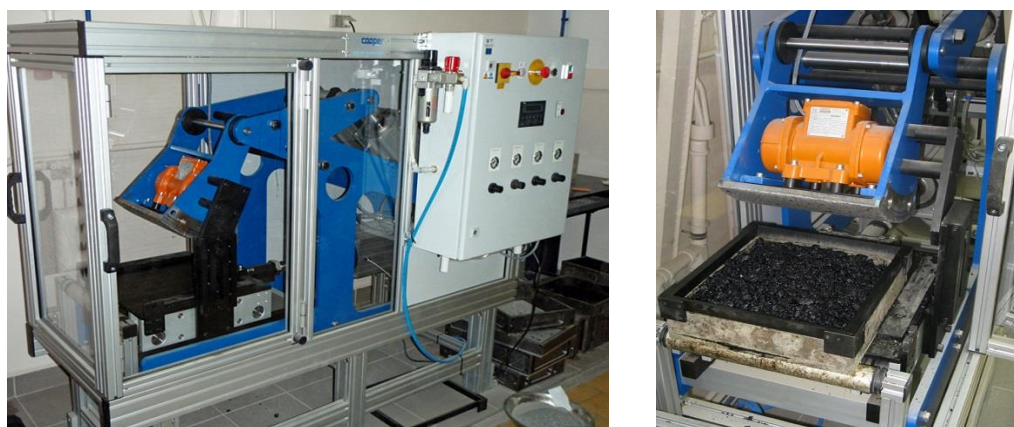
4.5.1. Przygotowanie próbek

Mieszanki zostały przygotowane w sposób zgodny z normą PN-EN 12697-35+A1:2008 [N29] przy użyciu mieszarki mechanicznej (rysunek 4.6).



Rysunek 4.6. Mieszarka mechaniczna do przygotowania mieszanek

Proces mieszania przebiegał dwuetapowo: mieszanie wstępne samego kruszywa przez 1 minutę, dodanie lepiszcza asfaltowego i mieszanie właściwe przez 2 minuty. Temperatury mieszania były zależne od rodzaju zastosowanego asfaltu i wynosiły: $165 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów 20/30, $150 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów modyfikowanych oraz $145 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów drogowych 35/50 i 50/70. Po przygotowaniu mieszanek, zostały one przełożone do stalowych form o wymiarach 300×300 mm i poddane procesowi zagęszczania w zagęszczarce walcowej zgodnie z normą PN-EN 12697-33:2008 [N27]. Do tego celu wykorzystano zagęszczarkę walcową przedstawioną na rysunku 4.7.



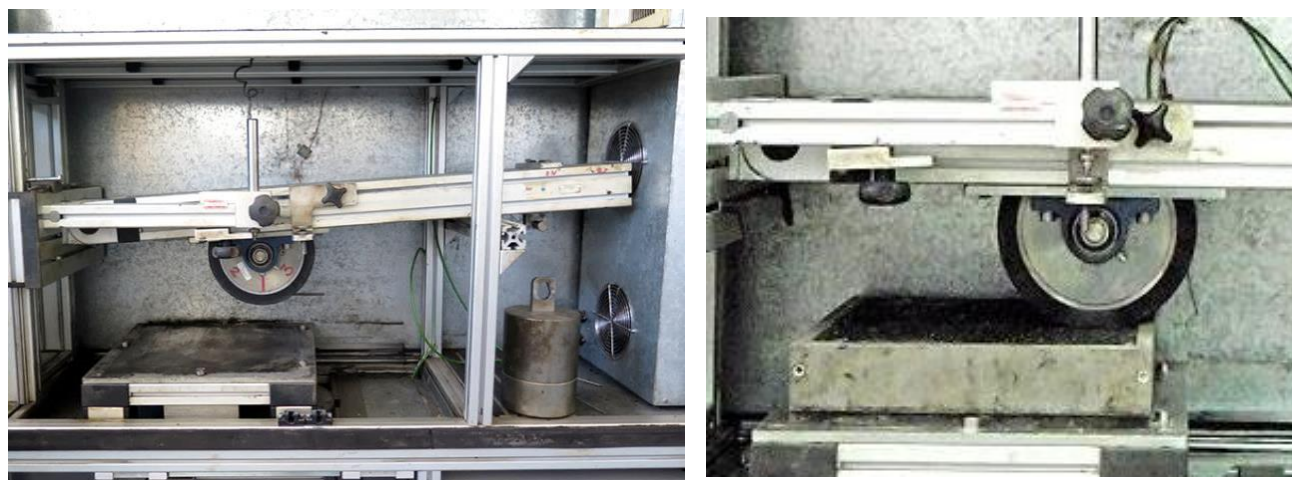
Rysunek 4.7. Zagęszczarka walcowa

Proces zagęszczania polegał na kolejnych przejściach wycinka walca do uzyskania wymaganej do koleinowania wysokości próbek, czyli 40 mm dla mieszanki SMA 8 i 60 mm dla betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności oraz do uzyskania odpowiedniego poziomu zagęszczenia mieszanek mineralno-asfaltowych, czyli zgodnie z PN-EN 13108-20 [N35] do poziomu 98-100% gęstości określonej w badaniu Marshalla (przy weryfikacji stwierdzono poziom zagęszczenia rzędu 99%). Różne grubości próbek wynikają z różnego maksymalnego wymiaru ziarn mieszanek mineralnych. Zagęszczanie odbywało się w temperaturach zależnych od rodzaju zastosowanego asfaltu, które wynosiły odpowiednio: $160 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów 20/30, $145 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów modyfikowanych oraz $140 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów drogowych 35/50 i 50/70.

Przed badaniem próbki kondycjonowano w temperaturze badania wynoszącej 60°C przez minimum 4 godziny, jednak nie dłużej niż 18 godzin. Próbek przed badaniem koleinowania nie poddawano procesowi starzenia krótkoterminowego i długoterminowego, ponieważ nie były one wymagane według stosowanych wówczas wytycznych WT-2:2010 [N7]. Starzenie laboratoryjne symuluje zmiany właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych występujące w trakcie procesu produkcji (starzenie krótkoterminowe) i po wbudowaniu w konstrukcji nawierzchni (starzenie długoterminowe, tzw. eksploatacyjne).

4.5.2. Metodyka badania i analizy wyników

Badanie odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na powstawanie kolein wykonano w oparciu o normę PN-EN 12697-22:2010 [N24] metodą B, w powietrzu przy zastosowaniu małego koleinomierza (rysunek 4.8). Parametry badania były następujące: temperatura badania $T = 60^\circ\text{C}$, obciążenie pionowe wywierane przez koło o ciężarze $Q = 5 \pm 0,05 \text{ kN}$ z częstotliwością $f = 1 \pm 0,1 \text{ Hz}$, średnica koła 200 mm, opona gładka o przekroju prostokątnym, o szerokości 50 mm i grubości 20 mm.



Rysunek 4.8. Mały koleinomierz do badania odporności mma na deformacje trwałe

Wynikiem badania są wartości średnie (z dwóch prób): proporcjonalnej głębokości koleiny PRD_{AIR} [%], obliczanej ze wzoru (4.1) oraz prędkość przyrostu koleiny WTS_{AIR} [mm/1000 cykli], obliczanej ze wzoru (4.2).

$$PRD_{AIR} = 100\% \times \frac{RD_{AIR}}{h} \quad (4.1)$$

gdzie: PRD_{AIR} – proporcjonalna głębokość koleiny [%], RD_{AIR} – głębokość koleiny [mm], h – grubość badanej próbki [mm].

$$WTS_{AIR} = \frac{d_{10000} - d_{5000}}{5} \quad (4.2)$$

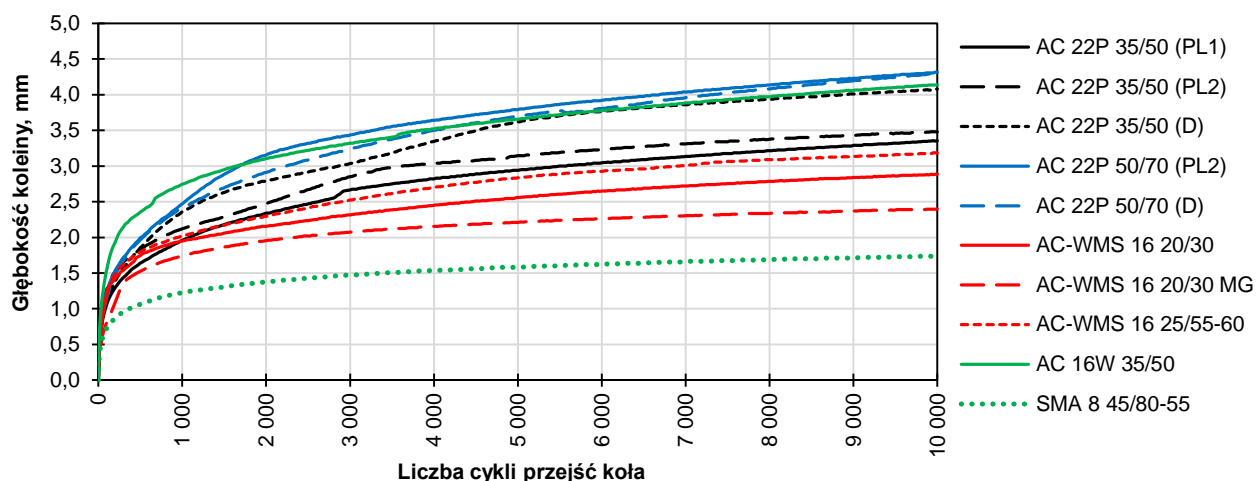
gdzie: WTS_{AIR} – prędkość przyrostu koleiny [mm/1000 cykli], d_{5000} – głębokość koleiny po 5 000 cyklach przejścia koła [mm], d_{10000} – głębokość koleiny po 10 000 cyklach przejścia koła [mm].

4.5.3. Wyniki badania i ich analiza

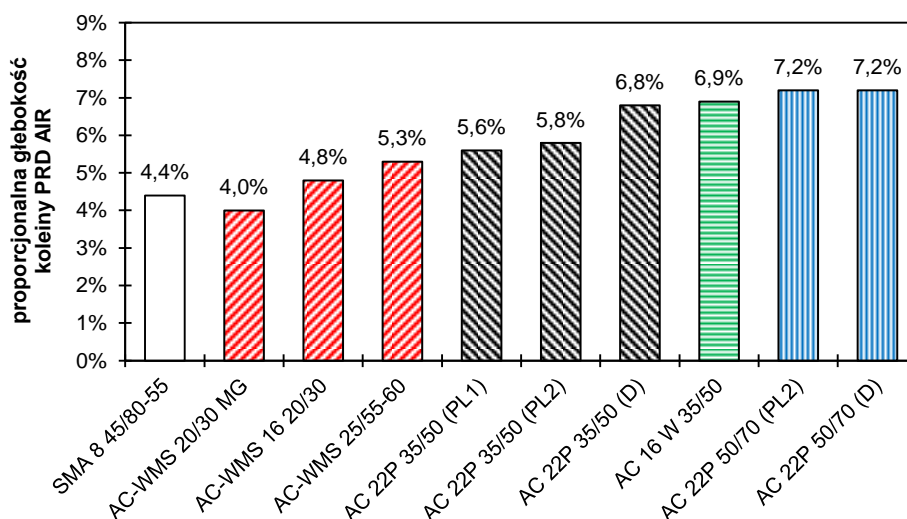
W tabelicy 4.8 zestawiono wartości wyników badania koleinowania. Na rysunku 4.9 przedstawiono przyrost koleiny po kolejnych przejściach koła dla wszystkich wykorzystywanych w pracy mieszanek mineralno-asfaltowych. Rysunki 4.10 i 4.11 pokazują graficzne porównanie PRD_{AIR} i WTS_{AIR} dla wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych.

Tablica 4.8. Wyniki badania odporności na koleinowanie mieszanek mineralno-asfaltowych dla ruchu ciężkiego (KR5-KR7)

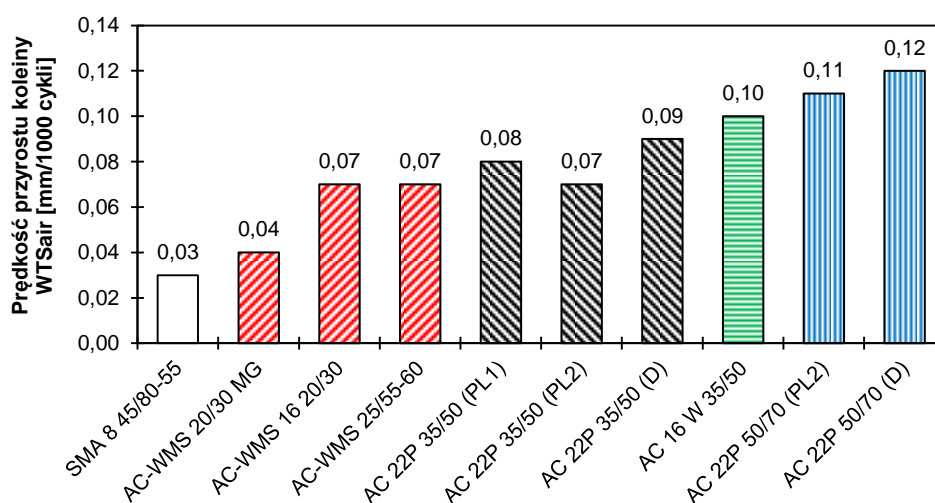
Mieszanka mineralno-asfaltowa	Grubość próbki h [mm]	Proporcjonalna głębokość koleiny PRD_{AIR} [%]			Prędkość przyrostu koleiny WTS_{AIR} [mm/1000 cykli]		
		wynik	wg WT-2: 2010 [N7]	wg WT-2: 2014 [N8]	wynik	wg WT-2: 2010 [N7]	wg WT-2: 2014 [N8]
AC 22P 35/50 (PL1)	60	5,6	brak wymagań (wartość deklarowana)	≤ 7,0	0,08	≤ 0,60	≤ 0,15
AC 22P 35/50 (PL2)	60	5,8			0,07		
AC 22P 35/50 (D)	60	6,8			0,09		
AC 22P 50/70 (PL2)	60	7,2			0,11		
AC 22P 50/70 (D)	60	7,2			0,12		
AC-WMS 16 20/30	60	4,8		≤ 5,0	0,07	≤ 0,15	≤ 0,10
AC-WMS 20/30 MG	60	4,0			0,04		
AC-WMS 25/55-60	60	5,3			0,07		
AC 16 W 35/50	60	6,9			0,10		
SMA 8 45/80-55	40	4,4		≤ 7,0	0,03	≤ 0,30	



Rysunek 4.9. Przyrost koleiny dla wszystkich badanych mma



Rysunek 4.10. Proporcjonalne głębokości koleiny dla różnych mma



Rysunek 4.11. Prędkość przyrostu koleiny dla różnych mma

Mieszanki mineralno-asfaltowe zaprojektowano w oparciu o wytyczne techniczne WT-2:2010 [N7] z roku 2010. Dla każdej z mieszanek spełniono wszystkie wymagania dotyczące odporności na deformacje trwałe według tych wytycznych. W roku 2014 wprowadzono do stosowania nowsze wytyczne WT-2:2014 [N8], w których wymagania dotyczące prędkości przyrostu koleiny WTS_{AIR} zostały zaostrzone oraz wprowadzono wymóg dotyczący proporcjonalnej głębokości koleiny PRD_{AIR} (w poprzedniej wersji wartość ta była deklarowana). Dla wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych spełniono nowe wymagania dotyczące WTS_{AIR} , ale wartości PRD_{AIR} zostały w niektórych przypadkach nieznacznie przekroczone.

Betony asfaltowe do warstwy wiążącej lub podbudowy (konwencjonalne i o wysokim module sztywności) uszeregowano od najlepszej do najgorszej pod kątem odporności na koleinowanie się. W rankingu pominięto SMA 8, ponieważ jest to mieszanka innego typu (o nieciąglym uziarnieniu). Wzięto pod uwagę oba parametry otrzymane z badania (proporcjonalną głębokość koleiny oraz prędkość jej przyrostu). Ranking mieszanek mineralno-asfaltowych jest następujący:

1. AC-WMS 16 20/30 MG
2. AC-WMS 16 20/30 i AC-WMS 15 25/55-60 oraz AC 22P 35/50 (PL1) i AC 22P 35/50 (PL2)
3. AC 22P 35/50 (D) i AC 16W 35/50
4. AC 22P 50/70 (PL2) i AC 22P 50/70 (D).

Spośród mieszanek do warstwy wiążącej lub podbudowy największą odpornością na deformacje trwałe charakteryzował się beton asfaltowy o wysokim module sztywności (AC-WMS) z asfaltem wielorodzajowym 20/30 MG. Od strony praktycznej, różnica pomiędzy pozostałymi AC-WMS, a konwencjonalnymi mieszankami AC 22P 35/50 jest mała. Oznacza to, że można zaprojektować konwencjonalny beton asfaltowy o porównywalnej odporności na koleinowanie, jak niektóre AC-WMS.

Badanie koleinowania pokazało także wpływ rodzaju zastosowanego asfaltu na otrzymane wyniki. Wśród konwencjonalnych podbudów asfaltowych, zgodnie z oczekiwaniami, najmniejsze głębokości kolein oraz najwolniejszy ich przyrost, otrzymano dla mieszanek, do których wykorzystano twardszy asfalt drogowy 35/50 w porównaniu z asfaltem bardziej miękkim 50/70.

Przeprowadzone badania pozwalają jedynie na ocenę i porównywanie odporności mma na deformacje trwałe (koleinowanie). Pozwala to określić ich przydatność lub nieprzydatność do stosowania w nawierzchniach drogowych. W układzie wielowarstwowym konstrukcji nawierzchni deformacja trwała, czy występujące efekty lepkie, zależą od każdej z warstw asfaltowych, ich grubości, zmiennej temperatury i różnej prędkości ruchu pojazdów.

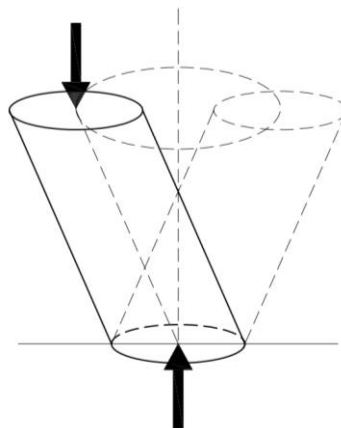
4.6. Badanie właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach obciążeń powtarzalnych

W punkcie tym przedstawiono sposób przygotowania próbek do badania pod obciążeniem powtarzalnym, metodykę badania oraz otrzymane wyniki dla wszystkich wykorzystanych w pracy mieszanek mineralno-asfaltowych. Analizy lepkosprężystych właściwości mma wraz z wyznaczeniem parametrów lepkosprężystych modeli reologicznych zostały umieszczone osobno w rozdziale 5.

4.6.1. Przygotowanie próbek

Mieszanki zostały przygotowane w sposób analogiczny jak do badania koleinowania (opis w punkcie 4.4.1). Ponieważ próbki dla różnych mieszanek były wykonywane w różnym czasie, w okresie kilku lat, różniła się średnica zagęszczanych walców i dalszy sposób przygotowania próbek. Próbki mieszanek, których badania zostały przeprowadzone w pierwszej kolejności, czyli SMA 8 45/80-55, AC 16W 35/50, AC 22P 35/50 (PL1) oraz wszystkich betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS, zostały zagęszczone w prasie żyratorowej przy średnicy wynoszącej 100 mm i wysokości 150 mm, czyli dokładnie o takich wymiarach, jakich wymaga metoda badania pod obciążeniem powtarzalnym. W przypadku pozostałych mieszanek, czyli konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy z asfaltami 35/50 i 50/70 o uziarnieniach (PL2) i (D), proces zagęszczania przeprowadzano na walcowych próbkach o większej średnicy 150 mm i wysokości 170 mm, z których następnie wycięto próbki walcowe o średnicy 100 mm i wysokości 150 mm. Wycinanie próbek z większych walców ma tą zaletę, że są one bardziej jednorodne (w procesie zagęszczania w żyratorze zewnętrzne warstwy próbki mogą charakteryzować się nieco większą niejednorodnością niż wewnątrz próbki), a precyzyjne i trwałe zamocowanie czujników na pobocznicę próbek jest łatwiejsze do wykonania i lepsze jakościowo (zmniejszenie ryzyka odklejenia się czujników podczas badania, zwłaszcza w wysokich temperaturach).

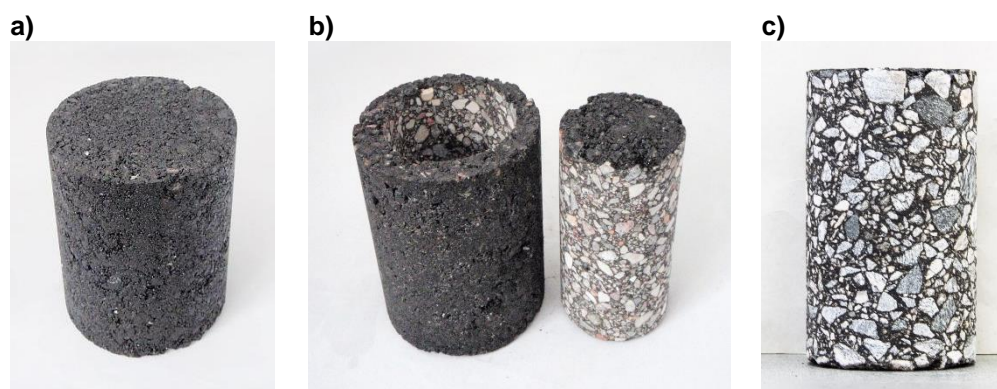
Zagęszczanie w prasie żyratorowej przeprowadzono w sposób zgodny z normą PN-EN 12697-31 [N26]. Na rysunku 4.12 pokazano wygląd prasy żyratorowej użytej do zagęszczania próbek oraz zasadę jej działania.



Rysunek 4.12. Prasa żyratorowa i zasada jej działania

Ilość materiału użytego do zagęszczania w żyratorze oraz parametry zagęszczania ustalono tak, aby otrzymane po zagęszczaniu próbki posiadały odpowiednią wysokość (170 mm), a poziom zagęszczenia wynosił, zgodnie z normą PN-EN 13108-20 [N35] od 98% do 100% gęstości wyznaczonej w badaniu Marshalla. Gęstość zagęszczanych próbek określano na podstawie ilości użytej masy, średnicy oraz aktualnej wysokości próbki w trakcie żyracji. Zagęszczanie żyratorowe przeprowadzono przy ciśnieniu pionowym 600 kPa, kącie wychylenia $1,25^\circ$ i szybkości wynoszącej 30 obr./min. Temperatura zagęszczania była zależna od zastosowanego asfaltu i wynosiła: $160 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów 20/30, $145 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów modyfikowanych oraz $140 \pm 5^\circ\text{C}$ dla asfaltów drogowych 35/50 i 50/70.

Wycinanie próbek odbywało się na mokro koronką wiertniczą ϕ 100 mm przy użyciu wiertnicy samochodowej przy stabilnym zamocowaniu rdzeni na podłożu. Na rysunku 4.13. pokazano wygląd próbek walcowych przed i po ich docięciu.



Rysunek 4.13. Przygotowanie próbek do badania pod obciążeniem powtarzalnym: **a)** próbka ϕ 150 mm, $h = 170$ mm po zagęszczaniu w prasie żyratorowej, **b)** wycięty rdzeń o ϕ 100 mm i $h = 170$ mm (przed docięciem próbki do pożądanej wysokości), **c)** gotowa do badania próbka o ϕ 100 mm i $h = 150$ mm

Przygotowano nieco większą ilość próbek, niż wymagana jest do badania pod obciążeniem powtarzalnym, czyli 2 lub 3 wg NCHRP Report 614 [N10]. Umożliwiło to wybór spośród nich tych próbek, które najlepiej spełniały następujące kryteria wg [N10]:

1. wysokość próbki wynosi $150 \pm 2,5$ mm – wykorzystano próbki o średniej wysokości wynoszącej $h = 150$;
2. średnica próbki wynosi od ϕ 100 mm do ϕ 104 mm przy odchyłkach do 0,5 mm przy pomiarze w różnych miejscach – wykorzystano próbki o średnicy ϕ 100 mm;
3. nierówności powierzchni podstaw próbek nie przekraczają 0,5 mm;
4. skoszenie kątowe próbki wynosi max. 1 mm.

W celu kontroli zagęszczenia próbek sprawdzono zawartość wolnych przestrzeni wg PN-EN 12697-8 [N33] oraz gęstość objętościową mma metodą B, w stanie nasyconym powierzchniowo suchym wg PN-EN 12697-6 [N32]. Sprawdzenie tych właściwości

wykonano dla zapasowych próbek konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy, które zagęszczono w żyratorze i wycięto z większych walców. Wyniki przedstawiono w tablicy 4.9. NCHRP Report 614 [N10] podaje, że zawartość wolnych przestrzeni w zagęszczonych próbkach przygotowanych do badania pod obciążeniem powtarzalnym, w jednej serii nie powinna różnić się bardziej niż o 0,5% (v/v).

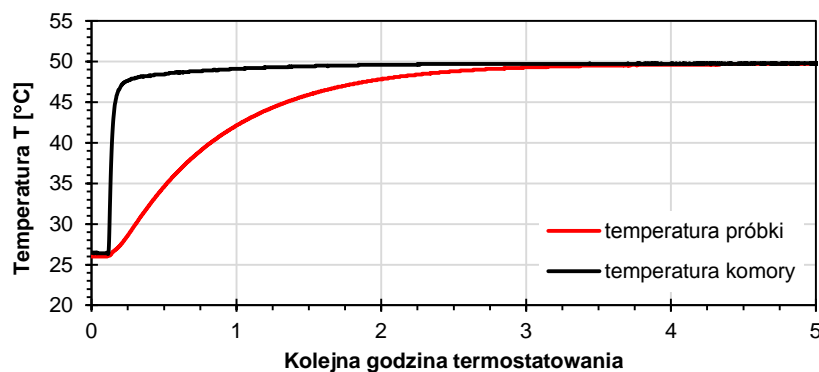
Tablica 4.9. Zawartości wolnych przestrzeni w próbkach betonów asfaltowych do podbudowy zagęszczonych w żyratorze

Lp.	Opis	Mieszanka mineralno-asfaltowa			
		AC 22P 35/50 (PL2)	AC 22P 50/70 (PL2)	AC 22P 35/50 (D)	AC 22P 50/70 (D)
1	Zawartości wolnych przestrzeni w mma zagęszczonych w żyratorze, V_v [%]	4,2 4,5 4,8	4,0 4,1 4,4	4,6 4,7 5,0	4,2 4,4 4,8
2	Rozrzut zawartości wolnych przestrzeni w mma zagęszczonych w żyratorze ΔV_v [%]	0,6	0,4	0,4	0,6
3	Średnia zawartość wolnych przestrzeni w mma zagęszczonych w żyratorze, V_v [%]	4,5	4,2	4,4	4,5
4	Projektowana zawartość wolnych przestrzeni, wg tablicy 4.9, V_v [%]	5,5	5,1	5,2	5,0
5	Średnia gęstość objętościowa próbek zagęszczonych w żyratorze, ρ_o [Mg/m^3]	2,444	2,455	2,437	2,441
6	Średnia gęstość objętościowa próbek wg Marshalla, ρ_o [Mg/m^3], wg tablicy 4.8	2,429	2,440	2,435	2,441
7	Wskaźnik zagęszczenia*, %	100,6	100,6	100,1	100,0

* Jako stosunek gęstości objętościowych z wierszy 5 i 6.

W przypadku dwóch mieszanek nie udało się spełnić warunku różnic zawartości wolnych przestrzeni $\leq 0,5\%$. Trzy mieszanki były nieco przegęszczone (wskaźnik zagęszczenia wyniósł nieco ponad 100% przy wymaganej wartości od 98% do 100% wg normy PN-EN 13108-20 [N35]). Zdecydowano jednak, że zostanie to zaakceptowane, gdyż różnica w stosunku do górnej wymaganej granicy nie jest duża w obu przypadkach i mieści się w dokładności pomiaru.

Próbki przed badaniem pod obciążeniem powtarzalnym były termostatowane do temperatury badania. Czas termostatowania został wyznaczony empirycznie przed wykonaniem serii właściwej badań na jednej zapasowej próbce. Próbkę taką umieszczono w komorze termostatującej. Przy pomocy miernika mierzono temperaturę w komorze termostatu, jak i wewnątrz próbki (nawiercenie próbki i umieszczenie w niej czujnika). Przykładowy wynik takiego pomiaru pokazano na rys. 4.14.

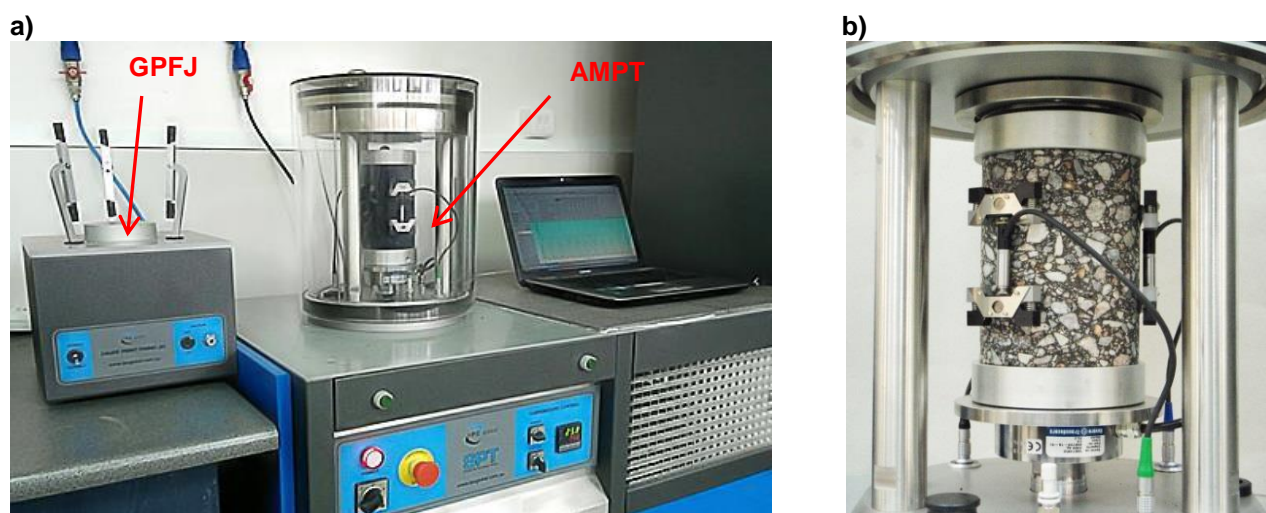


Rysunek 4.14. Termostatowanie próbki do temperatury 50°C

Pomiar taki zdecydowano się przeprowadzić, aby wyznaczyć możliwie najkrótszy czas kondycjonowania przed badaniem próbek do zadanej temperatury, aby nie przetrzymywać ich zbyt długo w wysokiej temperaturze, która mogłaby wpłynąć na przedwczesne deformacje materiału. Ustalono, że optymalnym czasem są 4 godziny.

4.6.2. Metodyka badania

Badanie pod obciążeniem powtarzalnym nie jest znormalizowane w Polsce, ani w innych krajach Unii Europejskiej. Warunki przeprowadzenia badania przyjęto w oparciu o dane producenta wykorzystanego urządzenia badawczego AMPT (ang. *Asphalt Mixtures Performance Tester*), które pokazano na rysunku 4.15.



Rysunek 4.15. **a)** Urządzenia AMPT do badania mma pod obciążeniem powtarzalnym oraz GPFJ (ang. *Gauge-Point-Fixing-Jig*) do montażu czujników na próbkach. **b)** Sposób zamontowania próbki w komorze AMPT.

AMPT jest urządzeniem badawczym służącym do określania właściwości lepkosprężystych materiałów – modułu dynamicznego $|E^*|$ i kąta przesunięcia fazowego φ pod obciążeniem powtarzalnym w zakresie temperatur od 4°C do 60°C . Urządzenie wyposażone jest w przezroczystą komorę utrzymującą stałą temperaturę, w której cylindryczna próbka jest cyklicznie osiowo ściskana przez pneumatyczny siłownik. Badanie przebiega dla kilku częstotliwości zmiany obciążenia, przy czym rozpoczyna się ono od największej wybranej częstotliwości, a kończy na najmniejszej. Dla każdej częstotliwości wykonywanych jest 10 pełnych cykli obciążenia, poprzedzonych każdorazowo 5 cyklami wstępnymi. W trakcie badania, w każdym cyklu obciążenia dokonywanych jest 50 pomiarów siły $P(t)$ i cyklicznych deformacji próbki $L(t)$. Pomiar deformacji odbywa się za pomocą 3 liniowych czujników przemieszczeń LVDT zamontowanych w rozstawie 120° w środku wysokości próbki, wzdłuż jej pobocznic w odległości 10 mm od powierzchni bocznej i w odległościach 40 mm od powierzchni podstaw. Długość bazy pomiarowej czujników wynosi $L_b = 70$ mm. Na podstawie mierzonych deformacji $L(t)$ i siły $P(t)$ wyznaczane są odkształcenia $\varepsilon(t)$ i naprężenia $\sigma(t)$ – wzory (4.3) i (4.4).

$$\varepsilon(t) = \frac{L(t)}{L_b} \quad (4.3)$$

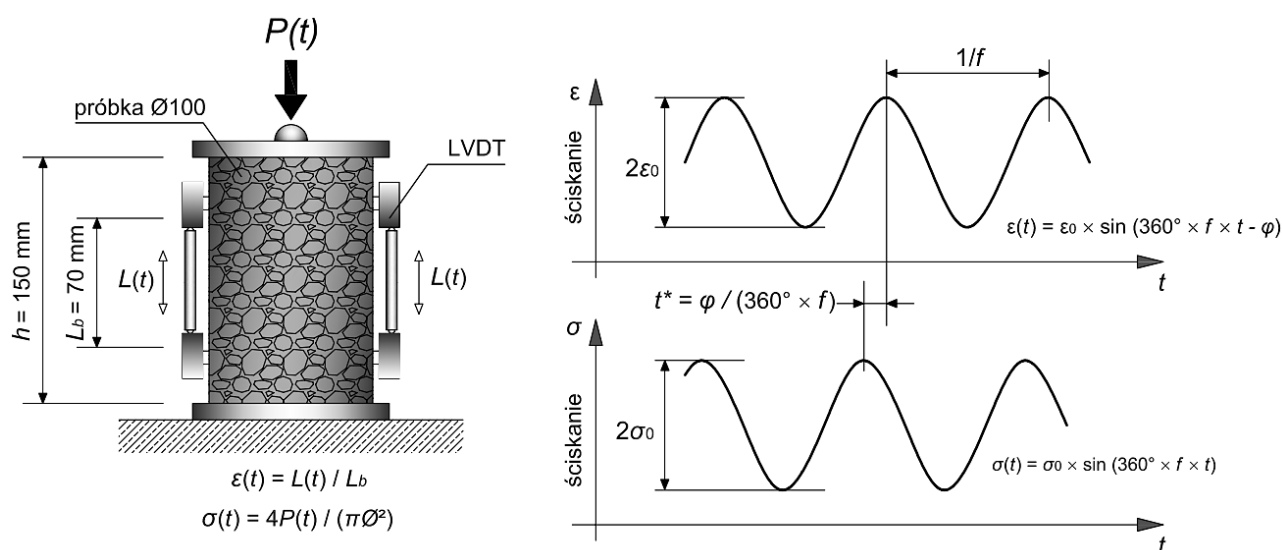
$$\sigma(t) = \frac{4 \times P(t)}{\pi \phi^2} \quad (4.4)$$

gdzie ϕ jest średnicą próbki, a $\pi = 3,14\dots$ Wartości $\varepsilon(t)$ i $\sigma(t)$ służą dalej do określenia amplitudy odkształcenia ε_0 i amplitudy naprężenia σ_0 oraz przesunięcia fali odkształceń względem fali naprężeń. Na tej podstawie obliczane są moduły dynamiczne $|E^*|$ [MPa] i kąty przesunięcia fazowego φ [°] dla każdej częstotliwości f . Parametry te określone są wzorami (4.5) i (4.6) za AASHTO TP62-03 [N3] i NCHRP Report 614 [N10].

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (4.5)$$

$$\varphi = \frac{360^\circ \times t^*}{t_{\text{cyklu}}} = 360^\circ \times f \times t^* \quad (4.6)$$

gdzie: t^* – przesunięcie czasowe pomiędzy odkształceniem $\varepsilon(t)$ i naprężeniem $\sigma(t)$ w [s]; t_{cyklu} – czas trwania jednego cyklu obciążenia w [s]; reszta oznaczeń jak w tekście. Schemat ideowy badania został pokazany na rysunku 4.16.



Rysunek 4.16. Schemat badania pod obciążeniem powtarzalnym

W niniejszej pracy, urządzenie AMPT wykorzystano do przeprowadzenia testu, w którym do badanego materiału przykładana była osiowa, sinusoidalnie zmienna siła ściskająca $P(t)$ o takiej wartości, aby wywołać sinusoidalnie zmienne odkształcenie o stałym zakresie zmian wynoszącym 100 μ -strainów (amplituda odkształcenia $\varepsilon_0 = 50 \mu$ -strainów). Przyjęto *a priori*, między innymi za NCHRP Report 614 [N10], Di Benedetto i in. [21], Piłatem i Radziszewskim [88], że zastosowanie takiej amplitudy odkształcenia umożliwi badanie mma w zakresie liniowej lepkosprężystości.

Badanie dla każdej mieszanki mineralno-asfaltowej wykonano dla 2 lub 3 jednakowych próbek dla każdej z trzech różnych temperatur badania. Mieszanki mineralno-asfaltowe,

które badano na etapie prac nad AC-WMS [50] badano w temperaturach od 4°C do 40(45)°C, zgodnie z NCHRP 614 [N10]. Zaplanowano, że konwencjonalne betony asfaltowe AC 22P z asfaltami 35/50 i 50/70 o uziarnieniach oznaczonych jako (PL2) i (D) zostaną poddane badaniom jedynie w wysokich temperaturach, tj. od 30°C do 50°C. Miało to na celu sprawdzenie jak zmiana lepkości asfaltowego lub ich uziarnienia wpływa na właściwości lepkosprężyste w różnych wysokich temperaturach. Nie było możliwości powtórzenia badań w tych temperaturach dla pozostałych mieszanek mineralno-asfaltowych, które były badane wcześniej. Fakt, że różne materiały badano w różnych temperaturach jest istotny i ma bezpośrednie przełożenie na sposób wykonywania analiz lepkosprężystych, co zostało uwzględnione w pracy.

Każda mieszanka mineralno-asfaltowa była poddana badaniom przy 9 różnych częstotliwościach obciążenia f [Hz] = {25; 20; 10; 5; 2; 1 0,5; 0,2; 0,1}, a w temperaturach nie mniejszych niż 30°C, zgodnie z raportem NCHRP 614 [N10], dodatkowo także przy częstotliwości $f = 0,01$ Hz, aby uwzględnić niekorzystny przypadek długiego czasu obciążenia w wysokiej temperaturze.

W tabelicy 4.10 przedstawiono podsumowanie warunków przeprowadzenia badań mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym.

Tabela 4.10. Warunki badania mma pod obciążeniem powtarzalnym

Warunki	SMA 8 45/80-55	AC-WMS 16	AC 16W 35/50	AC 22P 35/50 (PL1)	AC 22P 35/50 (PL2) i (D)	AC 22P 50/70 (PL2) i (D)
Sposób przygotowania próbek cylindrycznych $\Phi 100$ mm, $h = 150$ mm	zagęszczanie w żyratorze od razu przy docelowych wymiarach $\Phi 100$ mm, $h = 150$ mm				wycinanie z walców $\Phi 150$ mm, $h = 170$ mm zagęszczonych w żyratorze	
Wymagania co do geometrii próbek cylindrycznych	wysokość $h = 150 \pm 2,5$ mm; średnica $\Phi = 100 \pm 0,5$ mm; nierówności podstaw $\leq 0,5$ mm; skoszenie kątowe ≤ 1 mm					
Maksymalne różnice zawartości wolnych przestrzeni w próbkach w jednej serii	0,6%					
Starzenie próbek przed badaniem	brak starzenia					
Zabiegi w celu zminimalizowania tarcia pomiędzy próbką, a siłownikiem	brak					
Rodzaj testu	ściskanie proste					
Zakres zmiany odkształcenia (wartość międzyszczytowa $2\varepsilon_0$)	85-115 μ -strainów (średnio 100 μ -strainów, co odpowiada średniej amplitudzie odkształcenia $\varepsilon_0 = 50$ μ -strainów)					
Długość bazy pomiarowej L_b [mm]	70 mm					
Temperatury badania T [°C]	4, 20, 40 ⁽¹⁾	4, 20, 45 ⁽²⁾			30, 40, 50 ⁽³⁾	
Częstotliwości obciążenia f [Hz]	25; 20; 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,2; 0,1; 0,01 ⁽⁴⁾					
Ilość próbek w jednym badaniu (dla każdej temperatury)	3	2			3	
Maksymalne akceptowalne odchylenie wyników od wartości średniej	13,1% dla 2 próbek i 12,0% dla 3 próbek ⁽⁵⁾					

⁽¹⁾ Temperatury dobrano jak dla asfaltów PG 64-XX za AASHTO TP62-03 [N3]. ⁽²⁾ Temperatury dobrano jak dla asfaltów PG 70-XX za AASHTO TP62-03 [N3]. ⁽³⁾ Temperatury badania dobrano w celu wykonania analiz lepkosprężystych w wysokich temperaturach. ⁽⁴⁾ Dodatkowa częstotliwość $f = 0,01$ Hz tylko dla $T \geq 30^\circ\text{C}$ w celu uwzględnienia niekorzystnego przypadku długiego czasu obciążenia w wysokiej temperaturze. Za raportem NCHRP 614 [N6]. ⁽⁵⁾ Za AASHTO TP62-03 [N3].

Procedura badania pojedynczej próbki była następująca:

1. Przyklejenie za pomocą urządzenia GPFJ (rys. 4.15 a) na próbce bolców o przekroju sześciokątnym służącym do montażu czujników. Wykorzystano do tego celu plastyczny termoodporny klej dwuskładnikowy.
2. Termostatowanie próbek do temperatury badania przez 4 godziny oraz jednocześnie doprowadzenie temperatury w komorze badawczej AMPT do ustalonej temperatury badania.
3. Montaż czujników na próbce, polegający na umieszczeniu ich między szczękami zaciskowymi założonymi na bolcach przyklejonych do próbki.
4. Umieszczenie próbki w komorze badawczej AMPT, zamknięcie komory i odczekanie wymaganego czasu, aż temperatura w komorze ustabilizuje się (przy otwartej komorze w czasie instalowania próbki temperatura uległa zmianie).
5. Przeprowadzenie badania w AMPT pod obciążeniem powtarzalnym.

Akceptowano tylko takie wyniki badania, dla których podczas badania fale odkształceń i naprężeń były możliwie zbliżone do założonego przebiegu sinusoidalnego oraz deformacje próbki mierzone w trzech miejscach poboczniczy były możliwie do siebie zbliżone. Za wytycznymi NCHRP 614 [N10] przyjęto następujące kryteria akceptacji wyników:

- odchylenia standardowe obciążenia i odkształcenia nie większe niż 10%,
- różnice deformacji mierzone przez 3 czujniki LVDT nie większe niż 30%,
- różnica przesunięć fazowych mierzonych deformacji nie większa niż 3°.

Wymienione parametry kontrolowano w trakcie każdego badania na panelu kontrolnym, a także sprawdzano po badaniu w trakcie analizy wyników. Jeżeli dla jakiejś próbki zauważono w trakcie trwania testu, że obciążenie, deformacja lub przesunięcie fazowe przekraczały wymienione wartości, badania nie przerywano (pozwolono na zakończenie wszystkich cykli obciążenia), a następnie powtarzano je, ale na próbkach zapasowych (ta sama mieszanka i warunki badania). Do analiz wybierano jednak zawsze wyniki dla tej próbki, dla której spełnione były wszystkie wymienione warunki w całym zakresie częstotliwości obciążenia.

W USA warunki badania pod obciążeniem powtarzalnym przedstawiono w propozycji wytycznych NCHRP 9-29: PP 02, którą umieszczono w raporcie badawczym NCHRP Report 614 [N10]. Jest to poprawiona i uproszczona wersja badania oparta o normę AASHTO TP62-03 (2005) [N3]. Skrócone wytyczne powstały jako odpowiedź na trudności sprzętowe i długotrwałość badań realizowanych w USA zgodnie z normą AASHTO. W tablicy 4.11 przedstawiono różnice zastosowanych warunków badania mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym oraz przedstawionych w AASHTO TP62-03 (2005) [N3] i NCHRP Report 614 [N10].

Tablica 4.11. Różnice zastosowanych warunków badania mma pod obciążeniem powtarzalnym, a warunkami wg AASHTO TP62 [N3] i NCHRP Report 614 [N10]

Cecha	Rekomendowane warunki badania wg		Zastosowane warunki badania
	AASHTO TP62-03 [N3]	NCHRP Report 614 [N10]	
Sposób przygotowania próbek cylindrycznych $\Phi 100$ mm, $h = 150$ mm	wycinanie z większych walców $\Phi 150$ mm, $h = 170$ mm		wycinanie z walców $\Phi 150$ mm, $h = 170$ mm albo zagęszczanie od razu przy $\Phi 100$ mm, $h = 150$ mm ⁽¹⁾
Starzenie próbek przed badaniem pod obciążeniem powtarzalnym w AMPT	starzenie krótkoterminowe		brak starzenia
Zabiegi w celu zminimalizowania tarcia pomiędzy próbką, a siłownikiem	zastosowanie przekładki teflonowej o grubości 0,25 mm		brak
Zakres odkształcenia (wartość międzyszczytowa)	50-150 μ -strainów (średnio 100 μ -strainów)	75-125 μ -strainów (średnio 100 μ -strainów)	85-115 μ -strainów (średnio 100 μ -strainów)
Odległość montażu czujników od podstawy próbki ⁽²⁾	25 mm	40 mm	40 mm
Zakres możliwych temperatur badania w urządzeniu badawczym	-10°C ÷ +60°C	+4°C ÷ +60°C	+4°C ÷ +60°C
Temperatury badania T [°C]	-10; 4,4; 21,2; 37,8; 54,4	4; 20; 35 lub 40 lub 45 ⁽¹⁾	4, 20, 40 (45) albo 30, 40, 50 ⁽¹⁾
Częstotliwości obciążenia f [Hz]	0,1; 0,5; 1; 5; 10; 25	0,01 ⁽³⁾ ; 0,1; 1; 10	0,01 ⁽³⁾ ; 0,1; 0,2; 0,5; 1; 2; 5; 10; 20; 25
Liczba próbek w jednym badaniu	2, 3 lub 4		2 lub 3 próbki ⁽¹⁾
Maksymalne akceptowalne odchylenie wyników od wartości średniej	13,1% (2 próbki) 12,0% (3 próbki)	9,2% (2 próbki) 7,5% (3 próbki)	13,1% (2 próbki) 12,0% (3 próbki)

⁽¹⁾ W zależności od badanej mieszanki mineralno-asfaltowej. ⁽²⁾ Wartości podano dla próbki o średnicy 100 mm i wysokości 150 mm. ⁽³⁾ Dodatkowa częstotliwość tylko dla temperatur badania $T \geq 30^\circ\text{C}$.

4.6.3. Błąd metody badania i warunki poprawnego jego przeprowadzenia

Dokładność sprzętu pomiarowego (według informacji od producenta urządzenia badawczego) wynosiła w przypadku:

- utrzymania stałej temperatury w komorze badawczej – $\Delta T = 0,5^\circ\text{C}$
- pomiaru przykładowej siły – $\Delta P = 3,4$ N
- pomiaru deformacji przez czujniki LVDT – $\Delta L = 0,5 \times 10^{-6}$ mm
- montażu czujników (dokładność długości bazy pomiarowej) – $\Delta L_b = 1$ mm
- pomiaru czasu – $\Delta t = 0,0001$ s
- pomiaru średnicy próbki – $\Delta \phi = 0,5$ mm.

Błąd wyznaczenia modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ określono na podstawie zależności (4.7) według [117]:

$$|\Delta Y| = \left[\sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{\partial Y}{\partial X_i} \times \Delta X_i \right)^2 \right]^{0,5} \quad (4.7)$$

gdzie: ΔY oznacza błąd wyznaczenia modułu dynamicznego $|E^*|$ albo kąta przesunięcia

fazowego φ , X oznacza czynniki wpływające na określenie wartości Y , a ΔX oznacza dokładność pomiaru czynnika X przez urządzenie badawcze.

W oparciu o definicję modułu dynamicznego $|E^*|$ można zapisać zależność (4.8):

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = \frac{4P_a}{\pi \times \phi^2} \times \frac{L_b}{L_a} = \frac{4 \times (P_{max} - P_{min}) \times L_b}{\pi \times \phi^2 \times (L_{max} - L_{min})} \quad (4.8)$$

gdzie: σ_0 – amplituda naprężenia, ε_0 – amplituda odkształcenia, ϕ – średnica próbki, P_a – amplituda przyłożonej siły, L_b – długość bazy pomiarowej, L_a – amplituda mierzonych przemieszczeń, P_{max} i P_{min} – maksymalna i minimalna siła przyłożona do próbki, L_{max} i L_{min} – maksymalne i minimalne przemieszczenie mierzone przez czujniki.

Wartość kąta przesunięcia fazowego φ określa zależność (4.9):

$$\varphi = 360^\circ \times \frac{t^*}{t_{cyklu}} \quad (4.9)$$

gdzie: t^* – przesunięcie czasowe fali odkształcenia $\varepsilon(t)$ względem fali naprężenia $\sigma(t)$, t_{cyklu} – długość trwania jednego cyklu.

W celu porównania wpływu sposobu przygotowania próbek (próbki wycinane lub nie z większych walców), błędy wyznaczenia modułów dynamicznych i kątów przesunięcia fazowego określono dla pojedynczych próbek konwencjonalnego betonu asfaltowego do podbudowy AC 22P 35/50 (PL1) i (PL2) dla wysokich temperatur (40°C lub 45°C). W tablicy 4.12 podano wyniki obliczeń.

Tablica 4.12. Błędy wyznaczenia modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ

Parametr *	Częstotliwość zmiany obciążenia f [Hz] =									
	25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 22P 35/50 (PL1); próbka niewycinana z większych walców; temp. badania $T = 45^\circ\text{C}$										
$ E^* $, [MPa]	5 271	4 902	3 763	2 856	1 967	1 432	1 062	736	558	274
$ \Delta E^* $, [MPa]	731	677	518	391	268	194	144	99	75	36
$ \Delta E^* / E^* $, [%]	13,9%	13,8%	13,8%	13,7%	13,6%	13,6%	13,6%	13,5%	13,5%	13,3%
φ , [°]	29,39	28,62	29,94	30,6	30,85	30,92	30,25	28,96	27,84	23,04
$ \Delta\varphi $, [°]	1,29	0,92	0,39	0,18	0,07	0,04	0,02	0,01	< 0,01	< 0,01
$ \Delta\varphi / \varphi$, [%]	4,4%	3,2%	1,3%	0,6%	0,2%	0,1%	0,1%	< 0,1%	< 0,1%	< 0,1%
AC 22P 35/50 (PL2); próbka wycinana z większych walców; temp. badania $T = 40^\circ\text{C}$										
$ E^* $, [MPa]	3 427	3 210	2 450	1 806	1 169	847	626	436	341	180
$ \Delta E^* $, [MPa]	481	449	340	250	160	116	86	59	46	24
$ \Delta E^* / E^* $, [%]	14,0%	14,0%	13,9%	13,8%	13,7%	13,7%	13,7%	13,5%	13,6%	13,4%
φ , [°]	33,65	32,83	33,43	33,69	33,6	32,67	31,37	29,29	27,41	21,5
$ \Delta\varphi $, [°]	1,38	0,97	0,40	0,18	0,07	0,04	0,02	0,01	< 0,01	< 0,01
$ \Delta\varphi / \varphi$, [%]	4,1%	3,0%	1,2%	0,5%	0,2%	0,1%	0,1%	< 0,1%	< 0,1%	< 0,1%

Oznaczenia: $|\Delta E^*|$ - błąd bezwzględny modułu dynamicznego; $|\Delta E^*| / |E^*|$ - błąd względny modułu dynamicznego; $|\Delta\varphi|$ - błąd bezwzględny kąta przesunięcia fazowego; $|\Delta\varphi| / \varphi$ - błąd względny kąta przesunięcia fazowego

Wyniki obliczeń błędów względnych należy rozumieć w ten sposób, że wyznaczone w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym moduły dynamiczne $|E^*|$ i kąty przesunięcia

fazowego φ nie powinny różnić się bardziej od ich wartości rzeczywistych niż odpowiednio o $|\Delta E^*| = 13-14\% |E^*|$ i $|\Delta\varphi| = 4\% \varphi$. Należy zwrócić uwagę, że błędy wyznaczenia modułów dynamicznych i kątów przesunięcia fazowego odnoszą się do przypadku, w którym jednocześnie pomiary wszystkich wartości (średnica i wysokość próbki, siła, przemieszczenia oraz temperatura) są dokonywane z najmniejszą dokładnością, a więc do najmniej korzystnej sytuacji. Ponieważ mieszanki mineralno-asfaltowe z natury wykazują dość dużą zmienność, nawet w obrębie jednego typu materiału, temperatury i warunków badania, nie zawsze pomiar wszystkich parametrów jest jednocześnie maksymalnie mało dokładny. Dlatego wartości wyznaczonych błędów badania należy rozumieć jako maksymalne niedokładności jakie mogą wystąpić w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym.

Wytyczne NCHRP Report 614 [N10] nie podają jaki jest maksymalny akceptowalny błąd wyznaczenia $|E^*|$ i φ . W wytycznych tych założono, że odpowiednia dokładność całego badania jest osiągnięta poprzez spełnienie wymagań dokładności zainstalowanych urządzeń pomiarowych i prawidłowe przeprowadzenie badania, czyli aby jednocześnie:

- temperatura w trakcie badania nie zmieniała się bardziej niż o $\pm 0,5^\circ\text{C}$ w stosunku do ustalonej temperatury testu;
- badane próbki charakteryzowała odpowiednia geometria (średnica, wysokość, równość i równoległość powierzchni, skoszenie), co zostało opisane w punkcie 4.6.1 dot. przygotowania i wyboru próbek do badań;
- umiejscowienie próbki w urządzeniu i montaż czujników na próbce były precyzyjne
- różnice odkształceń mierzonych przez 3 czujniki nie różni się o więcej niż 30%;
- odchylenia przyłożonej siły i mierzonych deformacji próbki nie przekraczały 10%;
- różnice faz odkształceń pochodzących z 3 czujników nie różniły się bardziej niż o 3° .

Wszystkie wymienione wymagania zostały spełnione podczas testów. Nie zauważono różnicy pomiędzy błędem wyznaczenia parametrów $|E^*|$ i φ w badaniach na próbkach wycinanych i niewycinanych z większych walców (tablica 4.12). Widoczna jest natomiast, zwłaszcza w przypadku kątów przesunięcia fazowego, zależność wielkości błędów względnych od częstotliwości – im częstotliwość jest większa, tym względny błąd jest większy. Spowodowane jest to tym, że dla bardzo szybkich zmian obciążenia (duża częstotliwość) trudniej jest precyzyjnie wyznaczyć moment, w którym obciążenie oraz odkształcenie osiągają najmniejszą i największą wartość, a zatem trudniej jest określić ich amplitudy i przesunięcie czasowe pomiędzy falą odkształcenia i falą naprężenia.

4.6.4. Wyniki badania

W tablicy 4.13 przedstawiono moduły dynamiczne, a w tablicy 4.14 kąty przesunięcia fazowego dla wszystkich wykorzystanych w pracy mieszanek mineralno-asfaltowych. Oprócz wartości średnich (AV) tych parametrów w tablicach podano odchylenia standardowe (SD) i ich współczynniki zmienności (CV). Dodatkowo w tablicy 4.13 kolorem czerwonym zaznaczono te wyniki, dla których współczynniki zmienności przekroczyły pożądaną wielkość, tj. 13,0% dla badania na 2 próbkach i 12,1% dla badania na 3 próbkach.

Tablica 4.13. Wyniki badań pod obciążeniem powtarzalnym. Moduły dynamiczne $|E^*|$

MMA	Temperatura [°C]	Parametr	Średnie wartości modułów dynamicznych, odchylenia standardowe i współczynniki zmienności dla częstotliwości obciążenia f [Hz] =									
			25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01 *
SMA 8 45/80-55	4	AV [MPa]	16 038	15 768	14 870	13 941	12 681	11 695	10 719	9 409	8 423	nie badano
		SD [MPa]	374	470	488	484	478	479	476	420	371	
		CV [%]	2,3%	3,0%	3,3%	3,5%	3,8%	4,1%	4,4%	4,5%	4,4%	
	20	AV [MPa]	7 470	7 228	6 303	5 430	4 390	3 705	3 104	2 409	1 970	nie badano
		SD [MPa]	352	263	194	151	115	91	74	60	49	
		CV [%]	4,7%	3,6%	3,1%	2,8%	2,6%	2,5%	2,4%	2,5%	2,5%	
	40	AV [MPa]	2 153	2 032	1 622	1 283	916	728	576	423	337	182
		SD [MPa]	74	56	39	31	27	26	26	25	25	16
		CV [%]	3,4%	2,7%	2,4%	2,4%	3,0%	3,6%	4,4%	5,9%	7,5%	8,8%
AC 16W 35/50	4	AV [MPa]	27 897	27 567	26 344	25 002	23 040	21 370	19 828	17 653	15 898	nie badano
		SD [MPa]	155	104	247	313	403	292	306	319	285	
		CV [%]	0,6%	0,4%	0,9%	1,3%	1,7%	1,4%	1,5%	1,8%	1,8%	
	20	AV [MPa]	15 981	15 361	13 638	12 019	9 942	8 522	7 158	5 456	4 379	nie badano
		SD [MPa]	577	512	600	597	591	563	539	499	393	
		CV [%]	3,6%	3,3%	4,4%	5,0%	5,9%	6,6%	7,5%	9,1%	9,0%	
	45	AV [MPa]	3 363	3 077	2 268	1 657	1 092	778	584	424	342	199
		SD [MPa]	18	2	8	9	5	5	3	3	5	10
		CV [%]	0,5%	0,1%	0,4%	0,5%	0,4%	0,7%	0,5%	0,8%	1,4%	5,2%
AC 22P 35/50 (PL1)	4	AV [MPa]	29 649	29 194	28 056	26 723	25 041	23 540	22 149	20 161	18 598	nie badano
		SD [MPa]	1 287	1 191	1 206	1 180	932	703	672	576	429	
		CV [%]	4,3%	4,1%	4,3%	4,4%	3,7%	3,0%	3,0%	2,9%	2,3%	
	20	AV [MPa]	20 456	19 834	17 951	16 283	14 096	12 524	11 013	9 011	7 451	nie badano
		SD [MPa]	687	584	468	381	279	222	209	174	182	
		CV [%]	3,4%	2,9%	2,6%	2,3%	2,0%	1,8%	1,9%	1,9%	2,4%	
	45	AV [MPa]	5 223	4 839	3 749	2 883	2 009	1 477	1 100	758	570	264
		SD [MPa]	48	63	14	27	42	45	38	23	12	11
		CV [%]	0,9%	1,3%	0,4%	0,9%	2,1%	3,0%	3,4%	3,0%	2,1%	4,1%
AC 22P 35/50 (PL2)	30	AV [MPa]	6 324	5 995	4 927	3 967	2 849	2 145	1 593	1 065	793	334
		SD [MPa]	283	244	200	153	120	88	75	63	51	30
		CV [%]	4,5%	4,1%	4,1%	3,9%	4,2%	4,1%	4,7%	5,9%	6,4%	8,9%
	40	AV [MPa]	3 580	3 270	2 462	1 808	1 173	847	620	423	325	165
		SD [MPa]	366	280	176	108	57	33	21	17	17	16
		CV [%]	10,2%	8,6%	7,2%	6,0%	4,8%	3,8%	3,4%	4,1%	5,3%	9,4%
	50	AV [MPa]	1 701	1 533	1 092	772	489	365	279	205	167	105
		SD [MPa]	103	88	56	39	24	20	18	15	14	10
		CV [%]	6,1%	5,7%	5,1%	5,0%	4,8%	5,4%	6,4%	7,5%	8,3%	9,8%
AC 22P 50/70 (PL2)	30	AV [MPa]	5 550	5 212	4 090	3 102	2 044	1 456	1 033	663	477	210
		SD [MPa]	259	237	204	179	144	116	90	59	43	20
		CV [%]	4,7%	4,5%	5,0%	5,8%	7,1%	8,0%	8,7%	8,9%	9,0%	9,7%
	40	AV [MPa]	2 505	2 217	1 550	1 067	653	470	349	246	194	114
		SD [MPa]	106	114	95	71	48	35	26	18	13	3
		CV [%]	4,2%	5,1%	6,1%	6,6%	7,4%	7,4%	7,3%	7,4%	6,5%	2,4%
	50	AV [MPa]	953	811	551	373	233	181	145	114	98	70
		SD [MPa]	58	46	33	22	14	10	7	4	3	1
		CV [%]	6,0%	5,7%	6,0%	5,9%	6,0%	5,3%	5,0%	3,9%	3,2%	1,2%

c.d. tablicy 4.13

MMA	Temperatura [°C]	Parametr	Średnie wartości modułów dynamicznych, odchylenia standardowe i współczynniki zmienności dla częstotliwości obciążenia f [Hz] =									
			25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01 *
AC 22P 35/50 (D)	30	AV [MPa]	6 715	6 469	5 526	4 637	3 547	2 818	2 198	1 541	1 158	471
		SD [MPa]	784	758	631	525	424	341	276	204	159	72
		CV [%]	11,7%	11,7%	11,4%	11,3%	11,9%	12,1%	12,5%	13,2%	13,7%	15,3%
	40	AV [MPa]	3 683	3 428	2 637	1 990	1 321	975	728	509	395	209
		SD [MPa]	225	187	156	120	103	83	66	50	42	29
		CV [%]	6,1%	5,5%	5,9%	6,0%	7,8%	8,5%	9,1%	9,8%	10,7%	13,9%
	50	AV [MPa]	2 285	2 105	1 575	1 162	765	574	436	313	248	140
		SD [MPa]	225	197	151	120	91	71	56	43	37	22
		CV [%]	9,9%	9,3%	9,6%	10,4%	12,0%	12,4%	12,8%	13,9%	15,1%	16,0%
AC 22P 50/70 (D)	30	AV [MPa]	5 378	5 124	4 138	3 255	2 245	1 650	1 202	793	584	256
		SD [MPa]	444	426	352	269	195	151	115	82	64	32
		CV [%]	8,3%	8,3%	8,5%	8,2%	8,7%	9,1%	9,6%	10,4%	10,9%	12,5%
	40	AV [MPa]	2 761	2 481	1 783	1 256	790	567	422	296	237	143
		SD [MPa]	113	100	69	43	29	13	11	19	20	16
		CV [%]	4,1%	4,0%	3,9%	3,4%	3,7%	2,3%	2,7%	6,4%	8,3%	11,4%
	50	AV [MPa]	1 186	1 011	689	468	295	228	182	143	122	90
		SD [MPa]	78	69	46	32	21	13	10	7	6	2
		CV [%]	6,5%	6,8%	6,7%	6,8%	7,2%	5,8%	5,3%	5,0%	5,0%	1,8%
AC-WMS 16 20/30	4	AV [MPa]	29 918	29 473	28 302	27 062	25 226	23 902	22 570	20 394	18 956	nie badano
		SD [MPa]	189	97	20	73	128	201	291	354	448	
		CV [%]	0,6%	0,3%	0,1%	0,3%	0,5%	0,8%	1,3%	1,7%	2,4%	
	20	AV [MPa]	17 922	17 436	15 948	14 432	12 601	11 203	9 885	8 240	6 942	nie badano
		SD [MPa]	1 288	1 295	1 133	1 101	1 003	856	728	614	502	
		CV [%]	7,2%	7,4%	7,1%	7,6%	8,0%	7,6%	7,4%	7,5%	7,2%	
	45	AV [MPa]	5 528	5 138	4 114	3 287	2 424	1 878	1 456	1 054	827	417
		SD [MPa]	75	70	55	55	47	44	34	21	15	2
		CV [%]	1,3%	1,4%	1,3%	1,7%	1,9%	2,3%	2,3%	2,0%	1,9%	0,4%
AC-WMS 16 20/30 MG	4	AV [MPa]	21 616	21 358	20 313	19 143	17 610	16 434	15 190	13 603	12 286	nie badano
		SD [MPa]	266	293	263	343	345	271	214	176	164	
		CV [%]	1,2%	1,4%	1,3%	1,8%	2,0%	1,6%	1,4%	1,3%	1,3%	
	20	AV [MPa]	12 586	12 005	10 710	9 575	8 156	7 148	6 184	5 067	4 365	nie badano
		SD [MPa]	373	427	468	419	395	368	324	254	198	
		CV [%]	3,0%	3,6%	4,4%	4,4%	4,8%	5,1%	5,2%	5,0%	4,5%	
	45	AV [MPa]	3 647	3 387	2 778	2 306	1 808	1 482	1 234	962	798	428
		SD [MPa]	16	20	25	28	26	27	23	21	17	6
		CV [%]	0,4%	0,6%	0,9%	1,2%	1,4%	1,8%	1,9%	2,1%	2,1%	1,4%
AC-WMS 16 25/55-60	4	AV [MPa]	26 709	26 321	25 042	23 709	21 821	20 371	18 672	16 549	14 710	nie badano
		SD [MPa]	685	502	379	416	441	409	522	608	611	
		CV [%]	2,6%	1,9%	1,5%	1,8%	2,0%	2,0%	2,8%	3,7%	4,2%	
	20	AV [MPa]	14 339	13 692	12 087	10 579	8 740	7 461	6 252	4 826	3 934	nie badano
		SD [MPa]	114	53	20	19	89	178	211	201	161	
		CV [%]	0,8%	0,4%	0,2%	0,2%	1,0%	2,4%	3,4%	4,2%	4,1%	
	45	AV [MPa]	3 199	2 938	2 202	1 645	1 115	821	632	456	364	202
		SD [MPa]	256	227	169	132	98	71	56	40	33	20
		CV [%]	8,0%	7,7%	7,7%	8,0%	8,8%	8,7%	8,8%	8,9%	9,2%	9,9%

Tab. 4.14. Wyniki badań pod obciążeniem powtarzalnym. Kąty przesunięcia fazowego φ

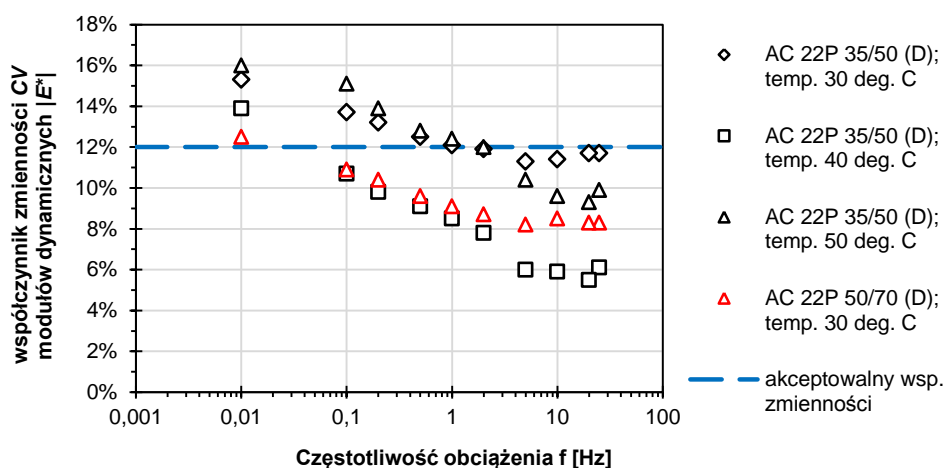
MMA	Temperatura [°C]	Parametr	Średnie wartości kątów przesunięcia fazowego, odchylenia standardowe i współczynniki zmienności dla częstotliwości obciążenia f [Hz] =									
			25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01 *
SMA 8 45/80-55	4	AV [deg.]	7,82	7,98	8,72	9,49	10,57	11,52	12,53	14,05	15,33	nie badano
		SD [deg.]	0,24	0,25	0,23	0,25	0,27	0,28	0,30	0,29	0,34	
		CV [%]	3,1%	3,1%	2,7%	2,6%	2,5%	2,5%	2,4%	2,1%	2,2%	
	20	AV [deg.]	18,07	18,53	20,16	21,68	23,63	24,89	25,99	27,40	28,08	nie badano
		SD [deg.]	0,09	0,03	0,01	0,04	0,02	0,04	0,04	0,02	0,05	
		CV [%]	0,5%	0,2%	0,1%	0,2%	0,1%	0,2%	0,2%	0,1%	0,2%	
	40	AV [deg.]	31,40	30,88	31,47	31,61	31,59	30,63	29,65	28,47	27,31	21,87
		SD [deg.]	0,45	0,52	0,56	0,60	0,67	0,71	0,76	1,02	1,24	6,53
		CV [%]	1,4%	1,7%	1,8%	1,9%	2,1%	2,3%	2,6%	3,6%	4,5%	3,6%
AC 16W 35/50	4	AV [deg.]	6,78	6,94	7,54	7,81	8,74	9,49	10,41	11,91	13,16	nie badano
		SD [deg.]	0,30	0,39	0,31	0,33	0,22	0,32	0,27	0,21	0,22	
		CV [%]	4,4%	5,6%	4,1%	4,2%	2,5%	3,3%	2,5%	1,7%	1,7%	
	20	AV [deg.]	14,34	14,81	16,25	17,80	20,04	21,64	23,58	26,49	27,87	nie badano
		SD [deg.]	0,60	0,46	0,55	0,60	0,70	0,61	0,72	0,76	0,63	
		CV [%]	4,2%	3,1%	3,4%	3,4%	3,5%	2,8%	3,0%	2,9%	2,2%	
	45	AV [deg.]	32,86	31,80	32,41	32,63	32,17	32,07	30,89	28,23	26,33	20,88
		SD [deg.]	0,38	0,15	0,00	0,13	0,30	0,42	0,82	0,12	0,19	0,86
		CV [%]	1,1%	0,5%	0,0%	0,4%	0,9%	1,3%	2,7%	0,4%	0,7%	4,1%
AC 22P 35/50 (PL1)	4	AV [deg.]	5,35	5,81	6,19	6,62	6,99	7,61	8,23	9,27	10,01	nie badano
		SD [deg.]	0,06	0,00	0,06	0,08	0,14	0,05	0,05	0,11	0,06	
		CV [%]	1,2%	0,1%	0,9%	1,2%	2,0%	0,6%	0,6%	1,1%	0,5%	
	20	AV [deg.]	11,24	11,68	12,61	13,93	15,54	16,82	18,15	20,46	22,53	nie badano
		SD [deg.]	0,57	0,59	0,50	0,54	0,65	0,74	0,73	0,80	0,70	
		CV [%]	5,0%	5,0%	3,9%	3,8%	4,2%	4,4%	4,0%	3,9%	3,1%	
	45	AV [deg.]	29,90	29,09	30,29	30,93	31,18	31,23	30,59	29,49	28,47	24,26
		SD [deg.]	0,50	0,47	0,35	0,33	0,33	0,31	0,34	0,53	0,63	1,22
		CV [%]	1,7%	1,6%	1,2%	1,1%	1,1%	1,0%	1,1%	1,8%	2,2%	5,0%
AC 22P 35/50 (PL2)	30	AV [deg.]	26,09	25,72	27,34	28,87	30,78	31,77	32,51	32,40	31,59	27,29
		SD [deg.]	0,27	0,24	0,22	0,22	0,14	0,15	0,34	0,24	0,53	1,23
		CV [%]	1,0%	0,9%	0,8%	0,8%	0,5%	0,5%	1,1%	0,8%	1,7%	4,5%
	40	AV [deg.]	33,55	32,67	33,51	34,00	34,18	33,45	32,38	30,52	28,87	22,93
		SD [deg.]	0,11	0,18	0,07	0,23	0,41	0,56	0,71	0,91	1,16	1,39
		CV [%]	0,3%	0,5%	0,2%	0,7%	1,2%	1,7%	2,2%	3,0%	4,0%	6,1%
	50	AV [deg.]	36,48	34,92	34,26	33,38	32,18	30,07	28,01	25,34	23,14	17,71
		SD [deg.]	0,38	0,40	0,41	0,53	0,55	0,53	0,50	0,43	0,44	0,37
		CV [%]	1,0%	1,1%	1,2%	1,6%	1,7%	1,8%	1,8%	1,7%	1,9%	2,1%
AC 22P 50/70 (PL2)	30	AV [deg.]	31,02	30,63	32,36	33,83	35,30	35,59	35,16	34,30	32,81	26,10
		SD [deg.]	0,88	0,82	0,84	0,87	0,95	1,08	1,39	2,25	2,83	3,56
		CV [%]	2,8%	2,7%	2,6%	2,6%	2,7%	3,0%	3,9%	6,6%	8,6%	13,6%
	40	AV [deg.]	37,42	36,49	36,66	36,42	35,41	33,40	31,14	28,81	26,45	19,66
		SD [deg.]	0,98	0,42	0,47	0,77	1,01	1,10	0,91	1,00	0,19	0,68
		CV [%]	2,6%	1,1%	1,3%	2,1%	2,8%	3,3%	2,9%	3,5%	0,7%	3,4%
	50	AV [deg.]	36,96	36,49	35,33	34,23	32,13	29,00	26,08	22,80	20,61	16,00
		SD [deg.]	0,52	0,20	0,23	0,36	0,36	0,52	0,56	0,58	0,78	0,46
		CV [%]	1,4%	0,6%	0,6%	1,0%	1,1%	1,8%	2,2%	2,5%	3,8%	2,9%

c.d. tablicy 4.14

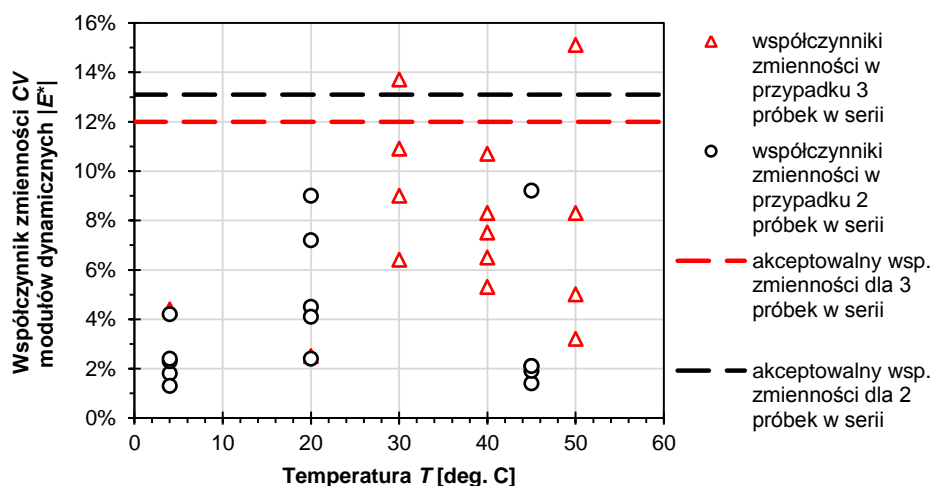
MMA	Tempera- tura [°C]	Parametr	Średnie wartości kątów przesunięcia fazowego, odchylenia standardowe i współczynniki zmienności dla częstotliwości obciążenia f [Hz] =									
			25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01 *
AC 22P 35/50 (D)	30	AV [deg.]	24,79	24,47	25,99	27,33	29,02	29,87	30,40	30,73	30,59	28,66
		SD [deg.]	0,50	0,60	0,60	0,58	0,59	0,56	0,55	0,47	0,46	0,52
		CV [%]	2,0%	2,5%	2,3%	2,1%	2,0%	1,9%	1,8%	1,5%	1,5%	1,8%
	40	AV [deg.]	33,21	32,01	32,59	32,78	32,82	32,02	30,96	29,35	28,03	23,33
		SD [deg.]	0,13	0,10	0,10	0,13	0,36	0,41	0,46	0,58	0,70	0,90
		CV [%]	0,4%	0,3%	0,3%	0,4%	1,1%	1,3%	1,5%	2,0%	2,5%	3,9%
	50	AV [deg.]	34,70	33,32	33,10	32,63	31,94	30,56	29,14	27,31	25,76	20,90
		SD [deg.]	0,50	0,37	0,31	0,29	0,38	0,40	0,47	0,60	0,66	0,63
		CV [%]	1,5%	1,1%	0,9%	0,9%	1,2%	1,3%	1,6%	2,2%	2,5%	3,0%
AC 22P 50/70 (D)	30	AV [deg.]	29,72	29,06	30,60	31,86	33,17	33,48	33,30	32,54	31,67	26,80
		SD [deg.]	0,28	0,30	0,29	0,34	0,39	0,45	0,49	0,54	0,66	1,07
		CV [%]	0,9%	1,0%	0,9%	1,1%	1,2%	1,3%	1,5%	1,7%	2,1%	4,0%
	40	AV [deg.]	37,06	35,55	35,67	35,40	34,58	33,26	31,48	29,64	27,25	21,43
		SD [deg.]	0,16	0,04	0,13	0,25	0,45	0,70	0,89	1,95	1,55	1,13
		CV [%]	0,4%	0,1%	0,4%	0,7%	1,3%	2,1%	2,8%	6,6%	5,7%	5,3%
	50	AV [deg.]	36,66	35,88	34,93	33,96	31,96	29,07	26,43	23,34	21,25	16,23
		SD [deg.]	0,20	0,30	0,39	0,61	0,46	0,77	0,82	0,69	0,65	0,58
		CV [%]	0,6%	0,8%	1,1%	1,8%	1,5%	2,7%	3,1%	3,0%	3,0%	3,6%
AC-WMS 16 20/30	4	AV [deg.]	6,15	6,14	6,40	6,71	7,53	7,90	8,49	9,32	10,36	<i>nie badano</i>
		SD [deg.]	0,00	0,10	0,02	0,29	0,22	0,27	0,38	0,43	0,42	<i>nie badano</i>
		CV [%]	0,0%	1,6%	0,4%	4,3%	2,9%	3,4%	4,4%	4,6%	4,0%	<i>nie badano</i>
	20	AV [deg.]	11,28	11,48	12,44	13,47	14,80	15,82	17,03	18,93	20,80	<i>nie badano</i>
		SD [deg.]	0,44	0,35	0,44	0,45	0,43	0,35	0,32	0,21	0,19	<i>nie badano</i>
		CV [%]	3,9%	3,0%	3,5%	3,3%	2,9%	2,2%	1,9%	1,1%	0,9%	<i>nie badano</i>
	45	AV [deg.]	26,40	26,06	27,34	27,99	28,38	28,55	28,27	27,58	26,84	23,52
		SD [deg.]	0,07	0,13	0,11	0,05	0,02	0,04	0,12	0,23	0,27	0,64
		CV [%]	0,3%	0,5%	0,4%	0,2%	0,1%	0,2%	0,4%	0,8%	1,0%	2,7%
AC-WMS 16 20/30 MG	4	AV [deg.]	7,44	7,60	7,80	8,11	8,54	8,97	9,57	10,49	11,34	<i>nie badano</i>
		SD [deg.]	0,09	0,12	0,01	0,12	0,21	0,19	0,18	0,21	0,08	<i>nie badano</i>
		CV [%]	1,2%	1,6%	0,2%	1,4%	2,5%	2,1%	1,8%	2,0%	0,7%	<i>nie badano</i>
	20	AV [deg.]	12,81	12,97	13,93	14,83	16,13	17,30	18,47	20,09	20,82	<i>nie badano</i>
		SD [deg.]	0,63	0,54	0,67	0,65	0,80	0,87	0,88	0,65	0,46	<i>nie badano</i>
		CV [%]	4,9%	4,2%	4,8%	4,4%	5,0%	5,0%	4,8%	3,2%	2,2%	<i>nie badano</i>
	45	AV [deg.]	24,96	24,56	25,32	25,68	25,90	25,96	25,57	25,16	24,69	23,56
		SD [deg.]	0,42	0,37	0,33	0,29	0,34	0,31	0,31	0,31	0,29	0,34
		CV [%]	1,7%	1,5%	1,3%	1,1%	1,3%	1,2%	1,2%	1,2%	1,2%	1,5%
AC-WMS 16 25/55-60	4	AV [deg.]	6,63	6,84	7,45	7,95	8,69	9,49	10,26	11,72	13,06	<i>nie badano</i>
		SD [deg.]	0,03	0,24	0,23	0,06	0,17	0,07	0,13	0,04	0,31	<i>nie badano</i>
		CV [%]	0,5%	3,4%	3,1%	0,8%	1,9%	0,7%	1,2%	0,3%	2,3%	<i>nie badano</i>
	20	AV [deg.]	15,26	15,48	17,03	18,54	20,38	21,89	23,58	25,91	26,99	<i>nie badano</i>
		SD [deg.]	0,09	0,09	0,03	0,18	0,45	0,74	0,90	0,79	0,65	<i>nie badano</i>
		CV [%]	0,6%	0,6%	0,2%	1,0%	2,2%	3,4%	3,8%	3,0%	2,4%	<i>nie badano</i>
	45	AV [deg.]	32,47	31,72	32,32	32,42	32,02	31,57	30,17	28,22	26,62	21,76
		SD [deg.]	0,01	0,03	0,04	0,01	0,14	0,17	0,30	0,39	0,49	0,60
		CV [%]	0,0%	0,1%	0,1%	0,0%	0,5%	0,6%	1,0%	1,4%	1,9%	2,7%

4.6.5. Analiza błędów i precyzji wykonanych pomiarów

Założone akceptowane wartości współczynników zmienności (13,1% dla 2 próbek w serii i 12,0% dla 3 próbek w serii) zostały przekroczone jedynie w przypadku modułów dynamicznych dla mieszanek AC 22P 35/50 (D) i AC 22P 50/70 (D), a więc w wysokich temperaturach (nie mniejszych niż 30°C), przy małych częstotliwościach obciążenia (długi czas obciążenia). Zależność współczynników zmienności od częstotliwości dla tych mieszanek pokazano na rysunku 4.17. Na rysunku 4.18 pokazano współczynniki zmienności dla wszystkich mma w zależności od temperatury dla jednej wybranej częstotliwości obciążenia – 0,1 Hz.



Rysunek 4.17. Współczynniki zmienności modułów dynamicznych w zależności od częstotliwości dla AC 22P 35/50 (D) i 50/70 (D)

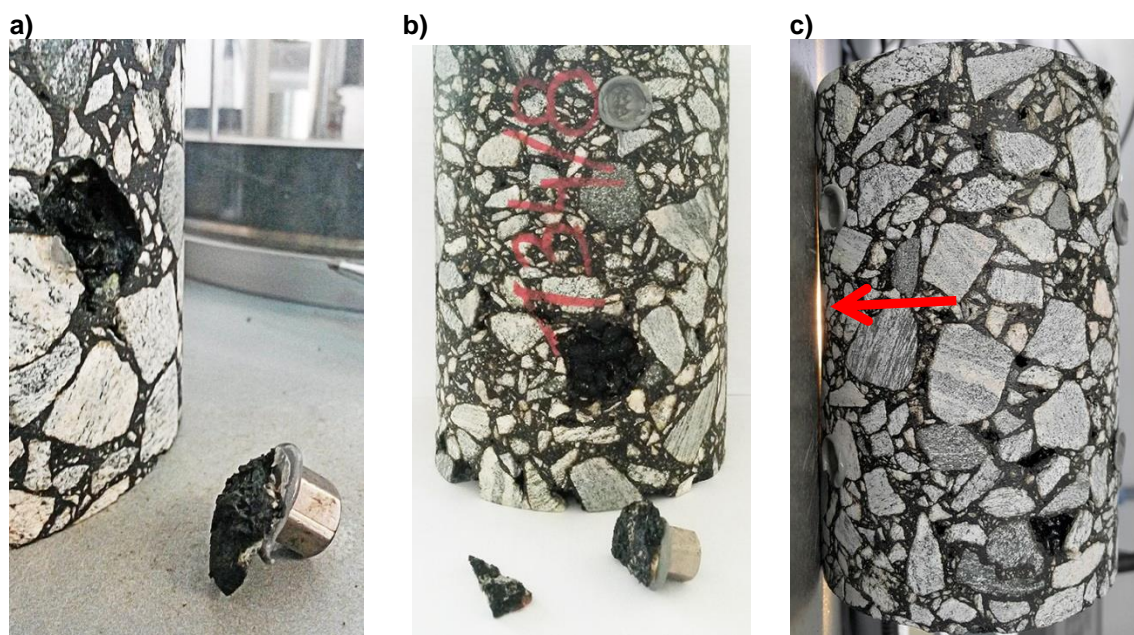


Rysunek 4.18. Współczynniki zmienności modułów dynamicznych dla wszystkich mma w zależności od temperatury dla częstotliwości $f = 0,1$ Hz

Na rozrzuty wyników może mieć wpływ szereg czynników. Podczas badań szczególny nacisk położony został na kwestie związane z temperaturą (kondycjonowania, temperatura w komorze badawczej przed i w trakcie badania, temperatura próbek), równoległość powierzchni próbek i ich skoszenie kątowe, precyzyjne zamontowanie próbek w

urządzeniu i montaż czujników. Na podstawie tego, że odchylenia temperatury, siły i przemieszczeń były monitorowane na bieżąco i nie budziły zastrzeżeń, nie przypuszcza się, aby wymienione czynniki mogły istotnie wpłynąć w sposób negatywny na przekroczenie wartości akceptowalnych współczynników zmienności.

Przyczyny rozrzutu wyników można dopatrywać się w naturalnej niejednorodności badanych materiałów, ich wrażliwości na wysoką temperaturę i długie czasy obciążenia (małe częstotliwości), a w szczególności złożenie obu tych czynników. Potwierdzeniem tego mogą być obserwacje dokonane na próbkach po wykonaniu badań. Podczas oględzin próbek w niektórych przypadkach stwierdzono, że uległy one dość znacznym deformacjom. Deformacje te polegały na skrzywieniu całej próbki lub na miejscowych deformacjach poprzecznych (zgrubieniach). W niektórych przypadkach po badaniu podczas zdejmowania szczęk zaciskowych czujników, przy przyłożeniu stosunkowo niewielkiej siły bolce utrzymujące szczęki zaciskowe odpadały od pobocznic razem z ziarnem kruszywa, do którego były przyklejone. Ziarna kruszywa, które odpadały razem z przyklejonym bolcem zawsze były otoczone warstwą asfaltu. W otworze, który pozostawał w próbce również zawsze był widoczny tylko asfalt, tj. nie było odsłoniętego kruszywa. Utrata spójności materiału w tych miejscach następowała zatem w warstwie asfaltu otaczającej ziarna. Sytuacje takie zdarzały się przede wszystkim w tych przypadkach, w których odnotowano przekroczenie współczynnika zmienności, czyli dla próbek badanych w wysokich temperaturach. Przykład takich sytuacji został pokazany na rysunku 4.19.



Rysunek 4.19. Wizualna ocena próbek po badaniu w AMPT: **a, b)** odpadnięcie mocowania czujników z ziarnem kruszywa; **c)** deformacja próbki

Mieszanki mineralno-asfaltowe są materiałami niejednorodnymi i zawsze występują większe lub mniejsze różnice nawet pomiędzy próbkami tego samego rodzaju (sposób ułożenia ziarn, grubości warstewki asfaltu otaczającej kruszywa, rozkład ziaren kruszywa i wolnych przestrzeni w próbce, itd.). Uważa się dlatego, że mogło mieć to wpływ na

większy rozrzut uzyskiwanych w badaniu wyników, zwłaszcza w ekstremalnych warunkach czasowo-temperaturowych (wysoka temperatura, długi czas obciążenia). Powtarzanie badań, które przeprowadzano, na zapasowych próbkach lub nawet na tych samych (powtórnie zbadanych) nie przyniosło poprawy rezultatów. W efekcie tego, do dalszych analiz przyjęto te wyniki, które charakteryzowały najmniejsze rozrzuty. Obliczenia i analizy zaprezentowane w tej pracy przeprowadzono ze świadomością, że w niektórych przypadkach rozrzuty te mogą mieć pewien wpływ na dalsze wyniki, choć jest on trudny do oszacowania.

5. LEPKOSPŘĘŻYSTE WŁAŚCIWOŚCI MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH

5.1. Wprowadzenie

W tym rozdziale przedstawiono zagadnienia związane z lepkosprężystymi właściwościami mieszanek mineralno-asfaltowych.

W podrozdziale 5.2 przedstawiono analizę lepkosprężystych właściwości badanych materiałów na podstawie wyników badań laboratoryjnych z rozdziału 4. Analizy przeprowadzono w celu: (1) oceny właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach obciążeń powtarzalnych w dodatnich temperaturach, ze szczególnym zwróceniem uwagi na wysokie temperatury oraz (2) porównania ze sobą betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności pod względem właściwości lepkosprężystych. W obliczeniach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni (w dalszej części pracy) oprócz betonów asfaltowych do warstwy wiążącej i podbudowy wykorzystywano także mastyks grysowy do warstwy ścieralnej, dlatego w rozdziale tym podano także pewne elementy odnoszące się do tego materiału.

W podrozdziale 5.3 przedstawiono metodologię, wyznaczenie i weryfikację parametrów reologicznych dwóch lepkosprężystych modeli mieszanek mineralno-asfaltowych: Burgersa i Hueta-Sayegha, opisanych szerzej w rozdziale 3. Parametry te wyznaczono na podstawie wyników badań pod obciążeniem powtarzalnym. Było to konieczne w celu przeprowadzenia obliczeń mechanistycznych i analiz konstrukcji nawierzchni w dalszej części rozprawy.

5.2. Analiza lepkosprężystych właściwości mma określonych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym

W tym podrozdziale analizie poddano dwa parametry: moduły dynamiczne $|E^*|$ (punkt 5.2.1) oraz kąty przesunięcia fazowego φ (punkt 5.2.2), będące wynikami badania pod obciążeniem powtarzalnym.

W analizie modułów dynamicznych wykorzystano krzywe wiodące, które pozwoliły na ocenę zachowania się materiałów w szerokim zakresie temperatur i częstotliwości obciążenia. Dodatkową zaletą takiego podejścia było umożliwienie porównania ze sobą mieszanek mineralno-asfaltowych w takich samych warunkach czasowo-temperaturowych, mimo, że badania laboratoryjne przeprowadzono w różnych temperaturach dla różnych materiałów.

W punkcie 5.2.2 analizie poddano kąty przesunięcia fazowego φ mieszanek mineralno-asfaltowych. Porównano w nim wartości tego parametru dla różnych materiałów, ze zwróceniem szczególnej uwagi na przypadek, w którym parametr ten osiąga wartość maksymalną φ_{max} .

Pożądane jest, aby w wysokich temperaturach mieszanki mineralno-asfaltowe były możliwie najmniej podatne na deformacje i zachowywały się możliwie najbardziej sprężysto. Z faktu tego wynikały kryteria oceny analizowanych materiałów – za lepszą mieszankę mineralno-asfaltową uznawano taką, której moduł dynamiczny był większy lub kąt przesunięcia fazowego był mniejszy. W pewnych przypadkach, biorąc pod uwagę zarówno moduły dynamiczne, jak i kąty przesunięcia fazowego, trudno jest jednak jednoznacznie ocenić, która mieszanka mineralno-asfaltowa lepiej zachowuje się w wysokich temperaturach. Z tego powodu w punkcie 5.2.3 przeprowadzono analizę dodatkowego parametru $|E^*| / \sin(\varphi)$, wiążącego obie zmienne i będącego pewną miarą odporności na deformacje trwałe. Większa wartość $|E^*| / \sin(\varphi)$ decydowała, którą z porównywanych mieszanek mineralno-asfaltowych uważano za lepszą.

W punkcie 5.2.4 postawiono zadanie sprawdzenia korelacji pomiędzy analizowanymi parametrami lepkoelastycznymi $|E^*|$, φ_{max} i $|E^*|/\sin(\varphi)$, określonymi na podstawie badań pod obciążeniem powtarzalnym, z wynikami badania odporności na deformacje trwałe (koleinowanie) czyli z proporcjonalną głębokością koleiny PRD_{AIR} oraz prędkością przyrostu koleiny WTS_{AIR} .

5.2.1. Analiza modułów dynamicznych $|E^*|$

Moduł dynamiczny $|E^*|$ określa naprężenie jakie należy wywołać w materiale, aby spowodować jego jednostkowe odkształcenie. Większa wartość modułu dynamicznego oznacza większą sztywność badanego materiału, a przez to jego większą odporność na deformacje, także trwałe, w warunkach wysokich temperaturach lub długich czasów obciążenia. Analizy modułów dynamicznych zaprezentowane w tym punkcie przeprowadzono w trzech etapach:

1. Wyznaczenie parametrów krzywych wiodących dla wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych dla temperatury referencyjnej $T_{ref} = 20^\circ\text{C}$ (punkt 5.2.1.1).
2. Analiza modułów dynamicznych dla konwencjonalnych betonów asfaltowych AC (punkt 5.2.1.2).
3. Analiza modułów dynamicznych betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS w odniesieniu do konwencjonalnych mieszanek AC (punkt 5.2.1.3).

Przeprowadzone analizy zakończono rankingiem wszystkich betonów asfaltowych, mającym na celu uszeregowanie mieszanek mineralno-asfaltowych od najlepszej do najgorszej w oparciu o moduły dynamiczne i stwierdzenie, czy istnieje istotna różnica między modułami dynamicznymi betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS.

5.2.1.1. Parametry krzywych wiodących modułów dynamicznych $|E^*|$

Do wyznaczenia krzywych wiodących modułów dynamicznych wykorzystano funkcję sigmoidalną postaci (5.1) w oparciu o wytyczne NCHRP Report 614 [N10]:

$$\log|E^*|_{MC} = \delta + \frac{\log(|E^*_{max}|) + 2,161 - \delta}{1 + \exp(\beta + \gamma \times \log(f_r))} - 2,161 \quad (5.1)$$

gdzie: $|E^*|_{MC}$ – moduł dynamiczny w [MPa] określony z krzywej wiodącej; $|E^*_{max}|$ – maksymalny moduł w [MPa] ograniczający krzywą wiodącą; 2,161 – wartość wynikająca z przeliczenia jednostek z [psi] na [MPa]; β , δ , γ – parametry dopasowania krzywej; f_r – częstotliwość zredukowana w [Hz] dla temperatury referencyjnej $T_{ref} = 20^\circ\text{C}$, obliczana zgodnie z wytycznymi NCHRP Report 614 [N10] na podstawie zależności (5.2), opartej o równanie Arrheniusa wyrażone logarytmem dziesiętnym:

$$\log(f_r) = \log(f) + \log(\alpha_T) = \log(f) + \frac{\Delta H_a}{19,14714} \times \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad (5.2)$$

gdzie: f – częstotliwość w [Hz]; α_T – współczynnik przesunięcia czasowo-temperaturowego [-]; ΔH_a – energia aktywacji [J/mol], traktowana jako parametr dopasowania krzywej wiodącej; T – temperatura w skali bezwzględnej [K]; T_{ref} – temperatura referencyjna w skali bezwzględnej, równa $20^\circ\text{C} = 393,15$ K; wartość 19,14714 jest iloczynem stałej gazowej $R \approx 8,3145$ J/(mol×K) i wartości $\ln(10) = 2,303$, która wynika ze zmiany logarytmu naturalnego na logarytm dziesiętny.

Maksymalny moduł dynamiczny $|E^*_{max}|$, który zgodnie z (5.1) jest konieczny do wyznaczenia krzywych wiodących, był wyznaczany dwiema różnymi metodami podanymi w tabelicy 5.1.

Tablica 5.1. Metody wyznaczenia modułu $|E^*_{max}|$ dla różnych materiałów

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Temperatury badania pod obciążeniem powtarzalnym	Metoda wyznaczenia maksymalnego modułu sztywności $ E^*_{max} $
SMA 8 45/80-55	4, 20, 40°C	na podstawie wyników badań modułów sztywności w schemacie pośredniego rozciągania w temperaturze -30°C; za pracami [37] i [50] realizowanymi na Politechnice Gdańskiej
AC 16W 35/50 AC 22P 35/50 (PL1) AC-WMS 16 20/30 AC-WMS 16 20/30 MG AC-WMS 16 25/55-60	4, 20, 45°C	
AC 22P 35/50 (PL2) AC 22P 35/50 (D) AC 22P 50/70 (PL2) AC 22P 50/70 (D)	30, 40, 50°C	wykorzystanie półempirycznego modelu Hirscha – na podstawie zależności (5.3) i (5.4) za NCHRP Report 614 [N10]

Model Hirscha [N10], który zastosowano do większości z konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy, stosowali w praktyce w swoich badaniach i analizach między innymi Li, Zofka i Yut [62] oraz Jaczewski [37]. Model ten określony jest zależnością (5.3):

$$|E^*_{max}| = \alpha_{SI} \times P_C \times \left[4,20e6 \times \left(1 - \frac{VMA}{100} \right) + 4,35e5 \times \left(\frac{VFA \times VMA}{10^4} \right) + \frac{1 - P_C}{\frac{1 - \frac{VMA}{100}}{4,20e6} + \frac{VMA}{4,35e5 \times VFA}} \right] \quad (5.3)$$

gdzie: $|E^*_{max}|$ – maksymalny moduł w [MPa]; α_{SI} – wartość wynikająca z przeliczenia jednostek z [psi] na [MPa], wynosząca $\approx 6,8948 \times 10^{-3}$; VMA – zawartość wolnych

przestrzeni w mieszance mineralnej [% v/v]; VFA – zawartość wolnych przestrzeni wypełnionych asfaltem [% v/v]; P_C – parametr empiryczny zależny od proporcji objętościowych mma , dany wzorem (5.4):

$$P_C = \frac{\left(20 + \frac{4,35e5 \times VFA}{VMA}\right)^{0,58}}{650 + \left(\frac{4,35e5 \times VFA}{VMA}\right)^{0,58}} \quad (5.4)$$

gdzie oznaczenia jak we wzorze (5.3). W tablicach 5.2 i 5.3 podają odpowiednio parametry dopasowania krzywych wiodących mma i współczynniki przesunięcia czasowo-temperaturowego α_T w funkcji temperatury zgodnie z zależnościami (5.1) i (5.2).

Na podstawie współczynników determinacji R^2 , zaprezentowanych dalej w tabelicy 5.4, stwierdzono, że obie zastosowane metody wyznaczenia wartości $|E^*_{max}|$ pozwoliły na bardzo dobre dopasowanie krzywych wiodących do wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym ($R^2 > 0,97$).

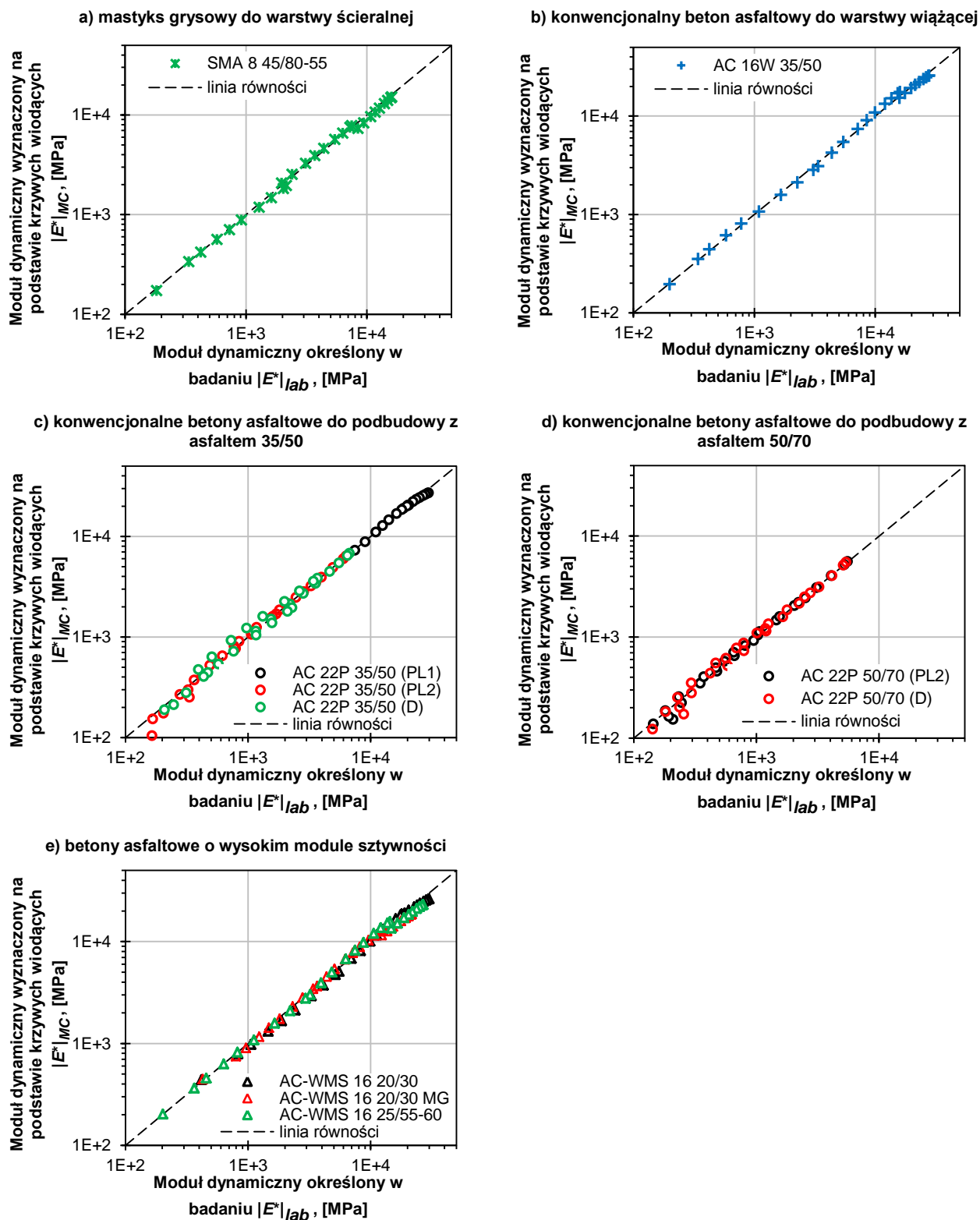
Tablica 5.2. Parametry dopasowania krzywych wiodących dla $T_{ref} = 20^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Temperatury badania T [$^\circ\text{C}$]	Parametry dopasowania krzywych wiodących				
		$ E^*_{max} $ [MPa]	β [-]	δ [-]	γ [-]	ΔH_a [J/mol]
SMA 8 45/80-55	4, 20, 40	24 857	-1,031	3,496	-0,425	218 271
AC 16W 35/50	4, 20 45	29 885	-1,360	4,099	-0,671	196 094
AC 22P 35/50 (PL1)	4, 20, 45	30 251	-1,827	3,954	-0,620	204 899
AC 22P 35/50 (PL2)	30, 40, 50	23 160	-1,355	3,099	-0,567	154 244
AC 22P 35/50 (D)	30, 40, 50	22 998	-1,409	3,315	-0,518	168 268
AC 22P 50/70 (PL2)	30, 40, 50	23 046	-1,124	3,439	-0,668	169 299
AC 22P 50/70 (D)	30, 40, 50	23 046	-1,135	3,284	-0,613	154 255
AC-WMS 20/30	4, 20, 45	29 723	-1,628	4,156	-0,570	242 153
AC-WMS 20/30 MG	4, 20, 45	22 799	-1,285	4,358	-0,551	196 153
AC-WMS 25/55-60	4, 20, 45	27 018	-1,340	4,107	-0,662	192 826

Tablica 5.3. Współczynniki przesunięcia czasowo-temperaturowego dla $T_{ref} = 20^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Logarytm współczynnika przesunięcia czasowo-temperaturowego $\log(\alpha_T)$ dla temperatury $T =$						
	0°C	10°C	20°C	30°C	40°C	50°C	60°C
SMA 8 45/80-55	2,85	1,37	0,00	-1,28	-2,48	-3,61	-4,67
AC 16W 35/50	2,56	1,23	0,00	-1,15	-2,23	-3,24	-4,19
AC 22P 35/50 (PL1)	2,67	1,29	0,00	-1,20	-2,33	-3,39	-4,38
AC 22P 35/50 (PL2)	2,01	0,97	0,00	-0,91	-1,76	-2,55	-3,30
AC 22P 35/50 (D)	2,20	1,06	0,00	-0,99	-1,91	-2,78	-3,60
AC 22P 50/70 (PL2)	2,21	1,07	0,00	-0,99	-1,93	-2,80	-3,62
AC 22P 50/70 (D)	2,01	0,97	0,00	-0,91	-1,76	-2,55	-3,30
AC-WMS 20/30	3,16	1,52	0,00	-1,42	-2,76	-4,01	-5,18
AC-WMS 20/30 MG	2,56	1,23	0,00	-1,15	-2,23	-3,24	-4,20
AC-WMS 45/50-60	2,52	1,21	0,00	-1,13	-2,19	-3,19	-4,12

Na rysunku 5.1 przedstawiono porównanie modułów dynamicznych $|E^*|_{lab}$ określonych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym i modułów dynamicznych $|E^*|_{MC}$ wyznaczonych na podstawie krzywych wiodących łącznie dla wszystkich częstotliwości i temperatur.



Rys. 5.1. Porównanie modułów dynamicznych $|E^*|_{lab}$ określonych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym i modułów $|E^*|_{MC}$ wyznaczonych na podstawie krzywych wiodących

„Dobroć” dopasowania krzywych wiodących modułów dynamicznych do danych doświadczalnych oceniono na podstawie współczynników determinacji R^2 , które na podstawie [120] obliczono z zależności (5.5):

$$R^2 = 1 - r^2 = 1 - \frac{\sum (|E^*|_{lab} - |E^*|_{MC})^2}{\sum (|E^*|_{lab} - |E^*|_{lab, sred})^2} \quad (5.5)$$

gdzie: r – współczynnik zbieżności, $|E^*|_{lab}$ i $|E^*|_{MC}$ – moduły dynamiczne dla danej temperatury T i częstotliwości f wyznaczone odpowiednio w badaniu laboratoryjnym i na podstawie równania krzywej wiodącej (ang. *Master Curve*), $|E^*|_{lab, sred}$ – średnia arytmetyczna modułów dynamicznych wyznaczonych w laboratorium, liczona łącznie dla wszystkich temperatur i częstotliwości.

We wszystkich przypadkach otrzymano bardzo dobrą korelację modułów, nie mniejszą niż 97% (tablica 5.4). Dopasowanie krzywych wiodących jest więc w ogólności zadowalające.

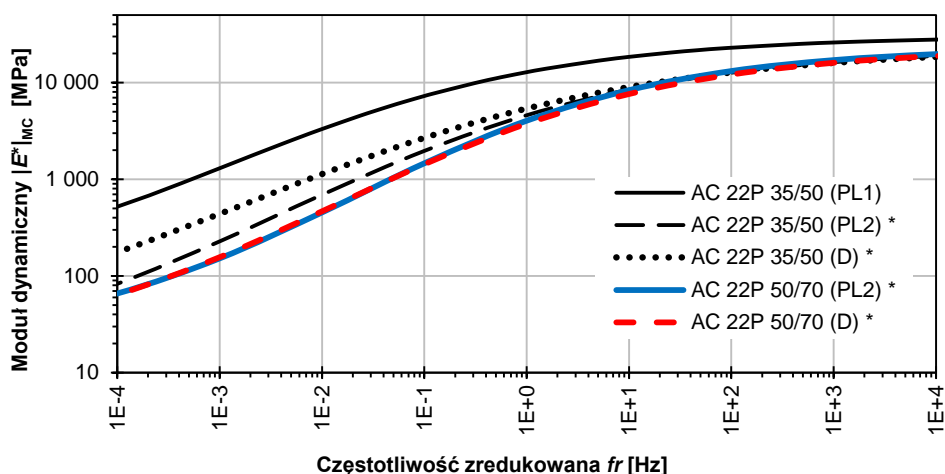
Tablica 5.4. Współczynniki determinacji R^2 modułów dynamicznych określonych na podstawie badań i krzywych wiodących

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Temperatury badania T [°C]	Liczba próbek na każdą temperaturę	Współczynnik determinacji R^2
SMA 8 45/80-55	4, 20, 40	2	0,986
AC 16W 35/50	4, 20, 45	2	0,990
AC 22P 35/50 (PL1)			0,993
AC 22P 35/50 (PL2)	30, 40, 50	3	0,999
AC 22P 35/50 (D)			0,993
AC 22P 50/70 (PL2)			1,000
AC 22P 50/70 (D)			0,998
AC-WMS 16 20/30	4, 20, 45	2	0,979
AC-WMS 16 20/30 MG			0,971
AC-WMS 16 25/55-60			0,971

5.2.1.2. Analiza modułów dynamicznych $|E^*|$ dla konwencjonalnych betonów asfaltowych AC

W analizie modułów dynamicznych dla konwencjonalnych betonów asfaltowych sprawdzono: (1) który z badanych betonów asfaltowych konwencjonalnych do podbudowy charakteryzuje się największymi wartościami modułu dynamicznego (2) jaki wpływ na moduł dynamiczny rozpatrywanych konwencjonalnych podbudów w wysokich temperaturach miały różne krzywe uziarnienia, a jaki rodzaj (twardość) zastosowanego asfaltu.

W tym celu, na rysunku 5.2 porównano krzywe wiodące dla wszystkich badanych konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy asfaltowej.

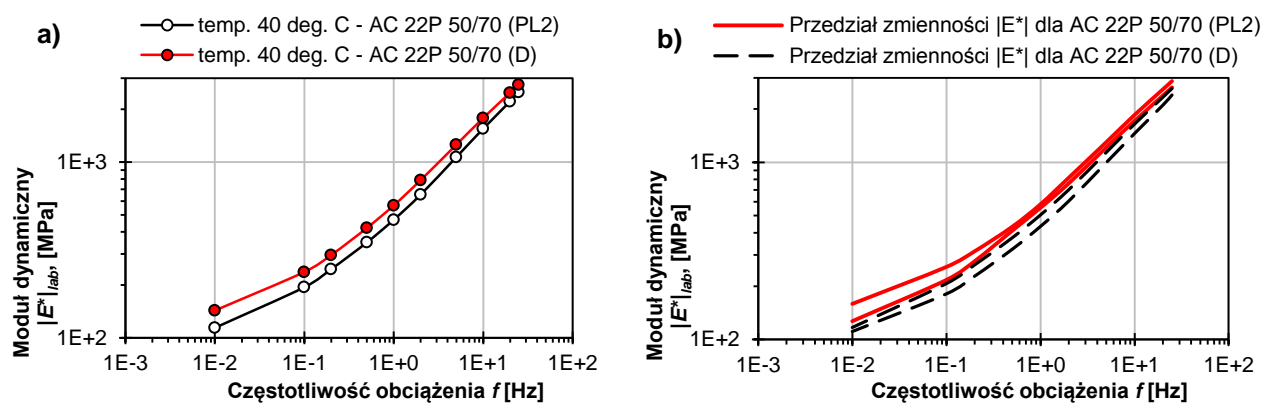


Rysunek 5.2. Krzywe wiodące modułów dynamicznych $|E^*|_{MC}$ dla konwencjonalnych betonów asfaltowych AC 22P; $T_{ref} = 20^\circ\text{C}$

Spośród analizowanych konwencjonalnych podbudów najwyższymi modułami dynamicznymi charakteryzuje się mieszanka AC 22P 35/50 (PL1). Różnice w porównaniu z innymi materiałami są znaczące (nawet ponad 3-krotne dla najwyższej temperatury i najkrótszego czasu obciążenia). Jest to zatem mieszanka mineralno-asfaltowa o najmniejszej podatności na odkształcenia ze wszystkich konwencjonalnych podbudów, które poddano analizom. Trudno jest wskazać jednoznacznie te właściwości AC 22P 35/50 (PL1), które o tym przesądziły. Po przeanalizowaniu parametrów objętościowych i właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych stwierdzono, że pewien pozytywny wpływ na to miała zarówno krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej, jak i zastosowanie twardszego (bardziej sztywnego) asfaltu.

Przeprowadzone badania pokazały pozytywny wpływ zastosowania do konwencjonalnych podbudów asfaltu bardziej twardego 35/50 zamiast bardziej miękkiego 50/70 dla częstotliwości mniejszych niż $f_r \approx 25$ Hz (rys. 5.2). Odpowiada to sytuacji, w której temperatura podbudowy wynosi 20°C , a prędkość ruchu pojazdów jest mniejsza niż ok. 60 km/h albo przypadkom wysokich temperatur podbudowy, nie mniejszych niż 25°C , dla każdej prędkości ruchu pojazdów.

Wśród betonów asfaltowych z asfaltem 35/50 o krzywych uziarnienia (PL2) i (D) większe moduły dynamiczne w wysokich temperaturach uzyskano w przypadku mieszanki AC 22P 35/50 (D) dla małych częstotliwości, odpowiadających powolnemu ruchowi pojazdów. Dla dużych częstotliwości zaś stwierdzono, że z prawdopodobieństwem 90% nie ma statystycznie istotnych różnic modułów dynamicznych dla tych mieszanek (zob. tablica Z1.2 w Załączniku Z1). Obliczenia istotności różnic modułów dynamicznych dla mieszanek AC 22P 50/70 (PL2) i (D) pokazały natomiast, że z prawdopodobieństwem 90% mieszanki te są istotnie różne w każdej temperaturze i częstotliwości (tablica Z1.2 w Załączniku Z1). Ponieważ jednak różnice te są małe (rys. 5.3), oceniono, że z praktycznego punktu widzenia mieszanki te w wysokich temperaturach zachowują się podobnie.

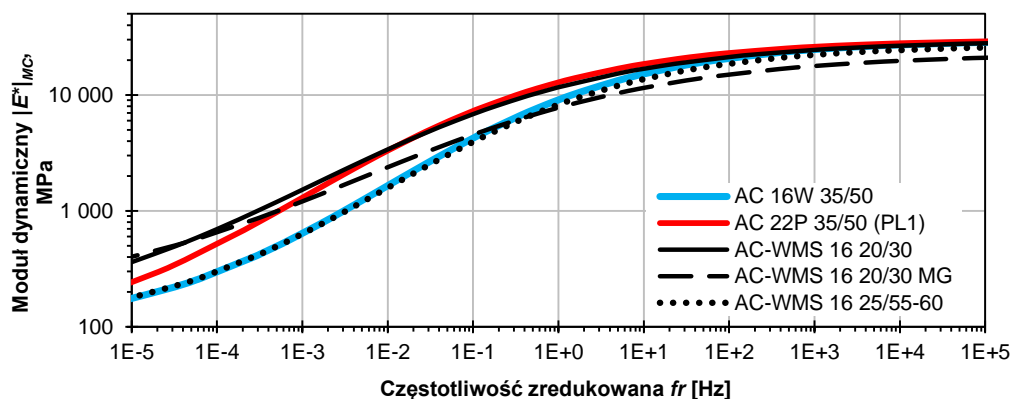


Rysunek 5.3. Moduły dynamiczne $|E^*|_{lab}$ dla AC 22P 50/70 (PL2) i (D) w temperaturze $T = 40^\circ\text{C}$: **a)** wartości średnie, **b)** przedziały zmienności

5.2.1.3. Analiza modułów dynamicznych $|E^*|$ betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS

W analizie modułów dynamicznych dla betonów asfaltowych AC-WMS sprawdzono: (1) który beton asfaltowy o wysokim module sztywności charakteryzują największe wartości modułów dynamicznych w wysokich temperaturach (2) jak wypadają betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS w porównaniu z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi AC pod względem modułów dynamicznych.

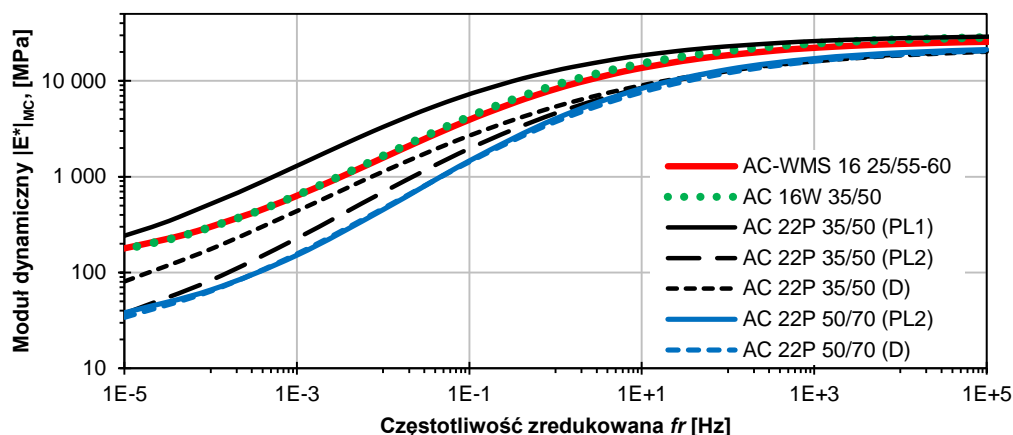
Na rysunku 5.4 przedstawiono krzywe wiodące modułów dynamicznych dla wszystkich analizowanych betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS 16 oraz dla konwencjonalnych: AC 16W 35/50 do warstwy wiążącej i AC 22P 35/50 (PL1) do podbudowy.



Rysunek 5.4. Krzywe wiodące modułów dynamicznych $|E^*|_{MC}$ dla AC-WMS 16 oraz konwencjonalnych AC 16W 35/50 i AC 22P 35/50 (PL1); $T_{ref} = 20^\circ\text{C}$

Spośród analizowanych betonów asfaltowych o wysokim module sztywności największe wartości modułów dynamicznych otrzymano dla AC-WMS 16 20/30 MG, a najmniejsze dla AC-WMS 16 25/55-60. Badania pokazują, że jest on jednak wyraźnie lepszy niż większość zbadanych konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy (rys. 5.5). Trzeba

wyraźnie podkreślić, że wszystkie analizowane konwencjonalne betony asfaltowe były bardzo dobrymi materiałami, spełniającymi wymagania techniczne dotyczące ich stosowania do warstwy wiążącej albo podbudowy asfaltowej.



Rysunek 5.5. Porównanie krzywych wiodących modułów dynamicznych dla AC-WMS 16 25/55-60 z konwencjonalnymi AC 16W i AC 22P; $T_{ref} = 20^{\circ}\text{C}$

Konwencjonalne betony asfaltowe mogą jednak dorównywać pod względem modułów dynamicznych w pewnych warunkach betonom asfaltowym o wysokim module sztywności, tak jak AC 22P 35/50 (PL1) i AC-WMS 16 20/30 (rys. 5.3) oraz AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60 (rys. 5.5). Potwierdziła to przeprowadzona statystyczna ocena istotności różnic tych materiałów. Z prawdopodobieństwem 90% stwierdzono, że pod względem modułów dynamicznych:

- w temperaturze 45°C :
 - nie ma istotnych różnic między AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60 (tablica Z1.5 w Załączniku Z1),
 - konwencjonalny beton asfaltowy AC 22P 35/50 (PL1) charakteryzują istotnie mniejsze moduły niż AC-WMS 16 20/30 (tablica Z1.8 w Załączniku Z1);
- w temperaturach 4 i 20°C :
 - istnieją pewne statystycznie istotne różnice między AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60 dla niektórych częstotliwości obciążenia, choć nie są one duże (tablice Z1.3, Z1.4 w Załączniku Z1),
 - nie ma statystycznie istotnych różnic między AC 22P 35/50 (PL1) i AC-WMS 16 20/30 (tablice Z1.6, Z1.7 w Załączniku Z1).

Generalną ocenę i klasyfikację wszystkich analizowanych betonów asfaltowych pod względem modułów dynamicznych $|E^*|$ przeprowadzono dla temperatury 45°C i dwóch skrajnych częstotliwości: $f = 25 \text{ Hz}$ (tablica 5.5) i $f = 0,01 \text{ Hz}$ (tablica 5.6). Ponieważ betony asfaltowe AC 22P o uziarnieniach (PL2) i (D) były badane w innych temperaturach niż pozostałe mieszanki, moduły dynamiczne dla nich zostały wyznaczone z krzywych wiodących ($|E^*| = |E^*|_{MC}$). Dla pozostałych materiałów wartości zaczerpnięto wprost z badań pod obciążeniem powtarzalnym ($|E^*| = |E^*|_{lab}$). Ocenę mieszanek przeprowadzono

na podstawie gradacji modułów dynamicznych (stosunku modułu dynamicznego dla danej mieszanki mineralno-asfaltowej do największego modułu dynamicznego spośród wszystkich analizowanych materiałów). Na jej podstawie mieszanki mineralno-asfaltowe uszeregowano od najlepszej do najgorszej dla każdej z dwóch wymienionych częstotliwości. W przypadku zbliżonych wyników, pozycję w rankingu ustalano na podstawie oceny praktycznej różnic modułów dynamicznych z uwzględnieniem rozrzutów wyników badania oraz jego dokładności.

Tablica 5.5. Ocena modułów dynamicznych $|E^*|$ betonów asfaltowych w temperaturze 45°C dla częstotliwości $f = 25$ Hz

Mieszanka mineralno-asfaltowa	$ E^* $, MPa	Gradacja modułów $ E^* $	Ranking
AC-WMS 16 20/30	5 528	1,00	1
AC 22P 35/50 (PL1)	5 223	0,94	
AC-WMS 16 20/30 MG	3 647	0,66	2
AC 16W 35/50	3 363	0,61	
AC-WMS 16 25/55-60	3 199	0,58	3
AC 22P 35/50 (D)	2 796	0,51	
AC 22P 35/50 (PL2)	2 467	0,45	4
AC 22P 50/70 (D)	1 847	0,33	
AC 22P 50/70 (PL2)	1 520	0,27	

Tablica 5.6. Ocena modułów dynamicznych $|E^*|$ betonów asfaltowych w temperaturze 45°C dla częstotliwości $f = 0,01$ Hz

Mieszanka mineralno-asfaltowa	$ E^* $, MPa	Gradacja modułów $ E^* $	Ranking
AC-WMS 16 20/30 MG	428	1,00	1
AC-WMS 16 20/30	417	0,97	
AC 22P 35/50 (PL1)	264	0,62	2
AC-WMS 16 25/55-60	202	0,47	3
AC 16W 35/50	199	0,46	
AC 22P 35/50 (D)	132	0,31	4
AC 22P 35/50 (PL2)	72	0,17	5
AC 22P 50/70 (D)	57	0,13	
AC 22P 50/70 (PL2)	52	0,12	

W generalnej ocenie, najlepiej w wysokiej temperaturze wypadły betony asfaltowe o wysokim module sztywności z asfaltem zwykłym 20/30 i wielorodzajowym 20/30 MG, choć i konwencjonalny beton asfaltowy do podbudowy AC 22P 35/50 (PL1) w porównaniu z nimi wypadł bardzo dobrze. W przypadkach długich czasów obciążenia nawierzchni (miejsca zatrzymań pojazdów przed skrzyżowaniami, miejsca o ruchu powolnym, itd.) w trakcie upalnego lata lepiej jednak wypadają betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS 16 20/30 i AC-WMS 16 20/30 MG. Zastosowanie asfaltu bardziej miękkiego skutkowało mniejszymi modułami dynamicznymi niż w przypadku asfaltu bardziej twardego, a zatem nieco większą podatnością na odkształcenia w wysokiej temperaturze.

5.2.2. Analiza kątów przesunięcia fazowego φ

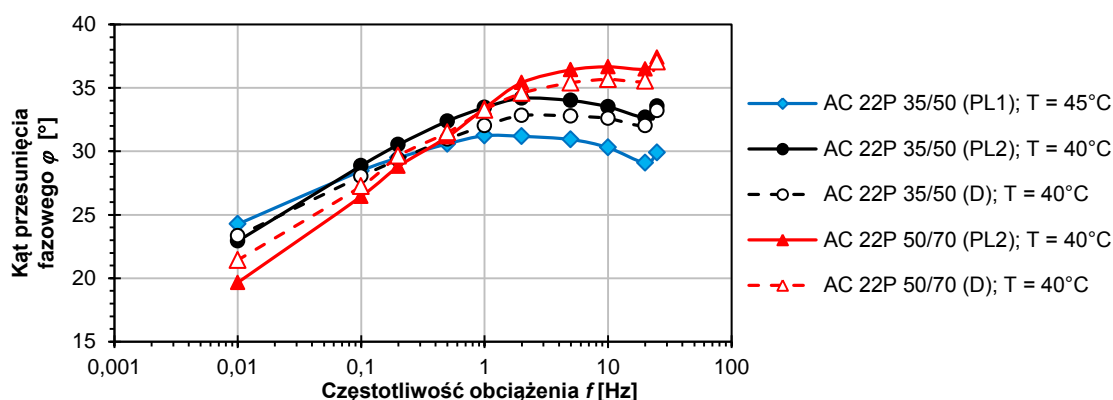
Kąt przesunięcia fazowego φ jest pewną miarą stosunku właściwości lepkich do sprężystych. Większa wartość φ oznacza materiał bardziej lepki, zachowujący się mniej sprężysto, co może negatywnie wpływać na deformacje trwałe warstw asfaltowych nawierzchni. Analizę kątów przesunięcia fazowego przeprowadzono w trzech etapach:

1. Analiza kątów przesunięcia fazowego dla konwencjonalnych betonów asfaltowych AC (punkt 5.2.2.1).
2. Analiza kątów przesunięcia fazowego dla betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS w odniesieniu do konwencjonalnych mieszanek AC (punkt 5.2.2.2).
3. Analiza maksymalnych wartości kątów przesunięcia fazowego φ_{max} (punkt 5.2.2.3).

Analizy zakończono rankingiem wszystkich betonów asfaltowych, mającym na celu odpowiedź na pytanie, czy istnieje istotna różnica między betonami asfaltowymi konwencjonalnymi AC i o wysokim module sztywności AC-WMS.

5.2.2.1. Analiza kątów przesunięcia fazowego φ dla konwencjonalnych betonów asfaltowych AC

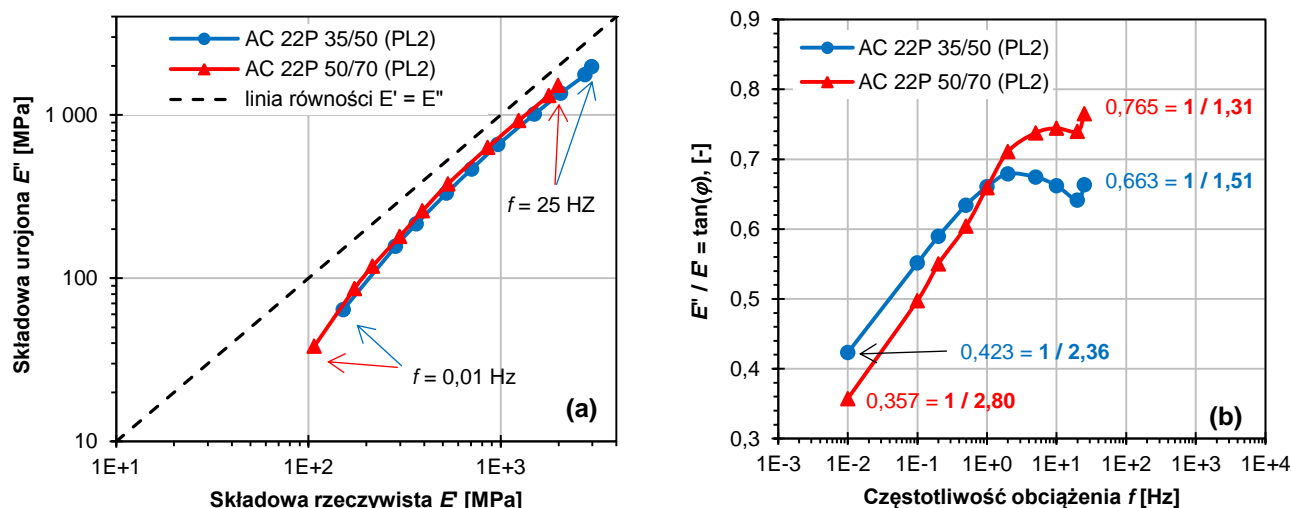
W analizie kątów przesunięcia fazowego dla konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy sprawdzono, które z nich zachowują się w wysokiej temperaturze najbardziej, a które najmniej sprężysto. W tym celu na rysunku 5.6 przedstawiono zależność kątów przesunięcia fazowego od częstotliwości obciążenia dla konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy w temperaturach 40°C lub 45°C. Wykresy dla pozostałych temperatur zostały umieszczone w Załączniku Z2 na rys. Z2.1 i Z2.2.



Rysunek 5.6. Zależność kątów przesunięcia fazowego od częstotliwości w 40°C lub 45°C dla konwencjonalnych AC 22P

Zastosowanie w przypadku konwencjonalnych podbudów asfaltów o różnych twardościach nieco bardziej zróżnicowało kąty przesunięcia fazowego w wysokiej temperaturze, niż zastosowanie krzywych uziarnienia (PL2) i (D), co potwierdza analiza statystyczna istotności różnic wartości średnich φ dla temperatury 40°C zaprezentowana w Załączniku

Z2, tablice Z2.1 i Z2.2). Zwraca uwagę fakt, że dla krótkich czasów obciążenia ($f = 25$ Hz) mniejsze wartości kątów przesunięcia fazowego, a zatem bardziej sprężyste zachowanie, otrzymano w przypadku zastosowania asfaltu bardziej twardego 35/50, a dla długich czasów obciążenia ($f = 0,01$ Hz) dla asfaltu bardziej miękkiego 50/70. W celu wyjaśnienia tego, analizie poddano składową rzeczywistą E' (właściwości sprężyste) i składową urojoną E'' (właściwości lepkie) modułu zespolonego E^* , co przedstawiono na rysunku 5.7. Na rysunku 5.7 b) stosunek E''/E' wyrażono ułamkiem postaci $1/x$, aby porównać wartość składowej rzeczywistej E' przy takiej samej, jednostkowej wartości składowej urojonej E'' . Większa wartość x wskazuje na większą rolę właściwości sprężystych.



Rysunek 5.7. Wykres Cole-Cole (a) oraz zależność E''/E' od częstotliwości (b) dla AC 22P 35/50 (PL2) i AC 22P 50/70 (PL2); $T = 40^\circ\text{C}$

Mieszanka AC 22P 50/70 charakteryzuje się dla $f = 0,01$ Hz większym stosunkiem E'' do E' (jak $1 / 2,80$) niż AC 22P 35/50 (jak $1 / 2,36$). Rola właściwości sprężystych jest zatem w jej przypadku bardziej znacząca. Zagadnienie to jest trudne do wytłumaczenia na podstawie jedynie makroskopowej obserwacji zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym. Analiza wykresów na rys. 5.7 potwierdza jednak wyjaśnienie podane przez Kima i in. w [57], że w wysokiej temperaturze lub przy długotrwałym obciążeniu większe są deformacje lepiscza asfaltowego otaczającego ziarna kruszywa, przez co wchodzi one ze sobą w bliższy kontakt, w większym stopniu oddziałują sprężysto ze sobą (rys. 5.7 b) i kąt przesunięcia fazowego jest dlatego mniejszy. Efekt ten widoczny jest na rys. 5.7 jako zmniejszenie wartości φ wraz ze zmniejszaniem się częstotliwości f . Należy zauważyć, że dla mieszanek mineralno-asfaltowych z bardziej miękkim asfaltem 50/70, spadek φ jest większy dla małych f niż dla mma z bardziej twardym asfaltem 35/50 oraz że sytuacja taka zachodzi poniżej pewnej częstotliwości, dla której kąt przesunięcia fazowego osiąga graniczną (największą) wartość φ_{max} . Analiza przypadków, gdy $\varphi = \varphi_{max}$ została przeprowadzona w dalszej części pracy (punkt 5.2.2.3).

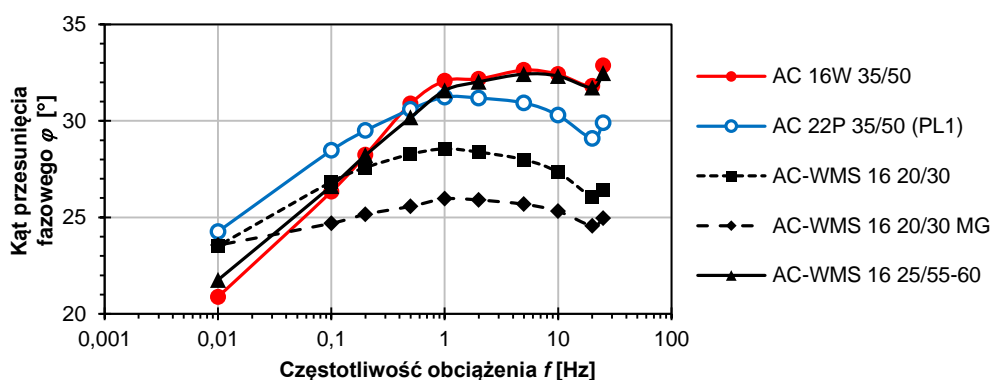
W analizie za bardziej sprężystą mieszankę mineralno-asfaltową uznawano taką, dla której jednocześnie kąt przesunięcia fazowego dla częstotliwości $f = 25$ Hz był mniejszy i nachylenie wykresu $\varphi(f)$ dla małych częstotliwości było mniejsze. Na podstawie tego, konwencjonalne podbudowy uszeregowano od najbardziej do najmniej sprężystej w następujący sposób:

1. AC 22P 35/50 (PL1)
2. AC 22P 35/50 (D)
3. AC 22P 35/50 (PL2)
4. AC 22P 50/70 (D)
5. AC 22P 50/70 (PL2).

5.2.2.2. Analiza kątów przesunięcia fazowego φ dla betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS

W analizie kątów przesunięcia fazowego dla betonów asfaltowych AC-WMS sprawdzono, które z nich zachowują się najbardziej, a które najmniej sprężysto oraz jak wypadają konwencjonalne betony asfaltowe AC w porównaniu z AC-WMS pod względem kątów przesunięcia fazowego.

W tym celu na rysunku 5.8 porównano wartości φ w temperaturze $T = 45^\circ\text{C}$ dla wszystkich betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS 16 oraz dla konwencjonalnych betonów asfaltowych: AC 16W 35/50 do warstwy wiążącej i najbardziej sprężystej z konwencjonalnych podbudów, czyli AC 22P 35/50 (PL1). Wykresy dla pozostałych temperatur, czyli dla 4°C i 20°C , zostały przedstawione w Załączniku Z2 na rysunkach Z2.3 i Z2.4.



Rysunek 5.8. Zależność kąta przesunięcia fazowego od częstotliwości w 45°C dla AC 16W 35/50 i AC 22P 35/50 (PL1) oraz wszystkich AC-WMS 16

Betony asfaltowe o wysokim module sztywności z asfaltem drogowym zwykłym 20/30 lub wielorodzajowym 20/30 MG zachowują się zauważalnie bardziej sprężysto niż wszystkie analizowane konwencjonalne mieszanki do podbudowy albo warstwy wiążącej. Dlatego ich zastosowanie z uwagi na wysokie temperatury może być uzasadnione. Spośród wszystkich betonów asfaltowych o wysokim module sztywności największe φ otrzymano dla AC-WMS 16 z asfaltem modyfikowanym, który z prawdopodobieństwem 90%



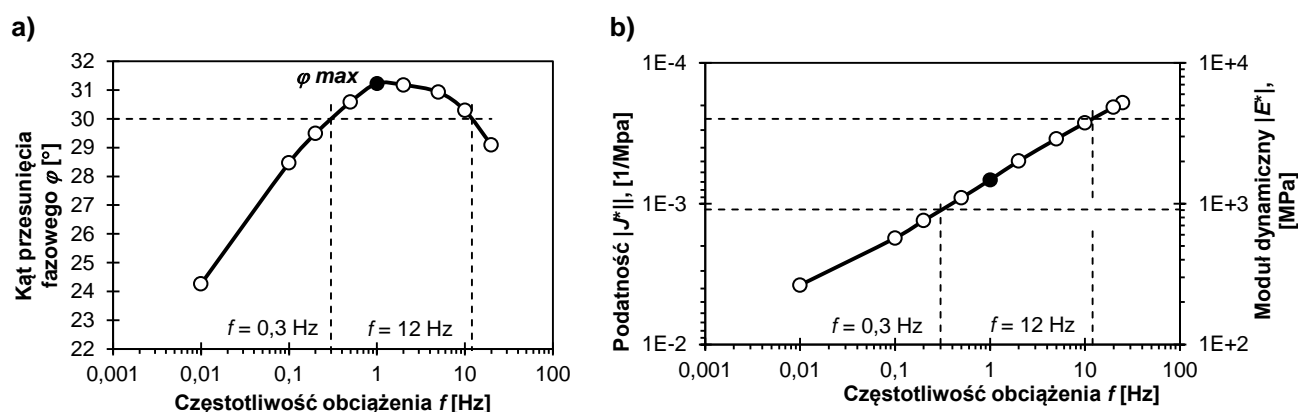
zachowuje się w wysokiej temperaturze 45°C tak samo sprężysto jak konwencjonalny beton asfaltowy AC 16W 35/50 (tablica Z2.3 w Załączniku Z2). Analizowane w tym punkcie mieszanki mineralno-asfaltowe uszeregowano od najbardziej do najmniej sprężystej w następujący sposób:

1. AC-WMS 16 20/30 MG,
2. AC-WMS 16 20/30,
3. AC 22P 35/50 (PL1),
4. AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60.

W celu generalnej oceny wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych, które przedstawiono w niniejszej pracy, rozważono w dalszej części przypadek, w którym kąt przesunięcia fazowego osiąga wartość maksymalną.

5.2.2.3. Analiza maksymalnych wartości kątów przesunięcia fazowego dla betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS

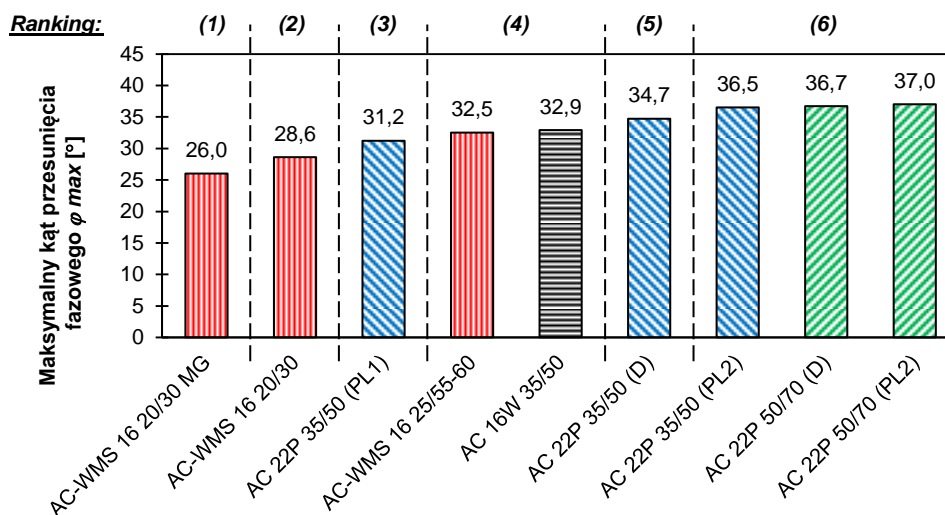
W wysokich temperaturach dla mma funkcja $\varphi = \varphi(f)$ jest różnowartościowa, dlatego tej samej wartości φ odpowiadają dwie różne częstotliwości obciążenia. Pokazano to na rysunku 5.9 a) na przykładzie mieszanki AC 22P 35/50 (PL1) w 45°C, dla której wartości $\varphi = 30^\circ$ odpowiadają częstotliwości ok. 0,3 Hz i 12 Hz. W obu przypadkach zachowanie się mieszanki mineralno-asfaltowej jest istotnie różne, ponieważ dla $f = 0,3$ Hz moduł dynamiczny jest znacząco mniejszy, a materiał jest ponad 4-krotnie bardziej podatny na odkształcenia (rys. 5.9 b). Jak opisano w punkcie 5.2.2.1 (str. 106) wiąże się to także z dużymi odkształceniami lepizsca asfaltowego w mma, co może mieć negatywny wpływ na powstawanie trwałych deformacji.



Rysunek 5.9. Zależność **a)** kąta przesunięcia fazowego oraz **b)** podatności i modułu dynamicznego od częstotliwości dla AC 22P 35/50 (PL1) w 45°C

W warunkach, w których istotnym zmianom ulegają właściwości lepkosprężyste mieszanek mineralno-asfaltowych oraz sposób ich zachowania pod obciążeniem powtarzalnym, pożądane jest, aby zachowywały się one możliwie najbardziej sprężysto,

czyli aby φ_{max} było możliwie najmniejsze. Na rysunku 5.10 porównano wartości maksymalnych kątów przesunięcia fazowego dla wszystkich analizowanych betonów asfaltowych. Mieszanki uszeregowano od najmniejszej wartości φ_{max} do największej. Ponieważ rozrzut wartości φ uzyskanych dla 2 lub 3 próbek w tej samej serii osiągał 1° , te mieszanki, dla których maksymalne kąty przesunięcia fazowego nie różnią się bardziej niż o 1° , traktowano jako równorzędne.



Rysunek 5.10. Porównanie maksymalnych wartości kątów przesunięcia fazowego φ_{max}

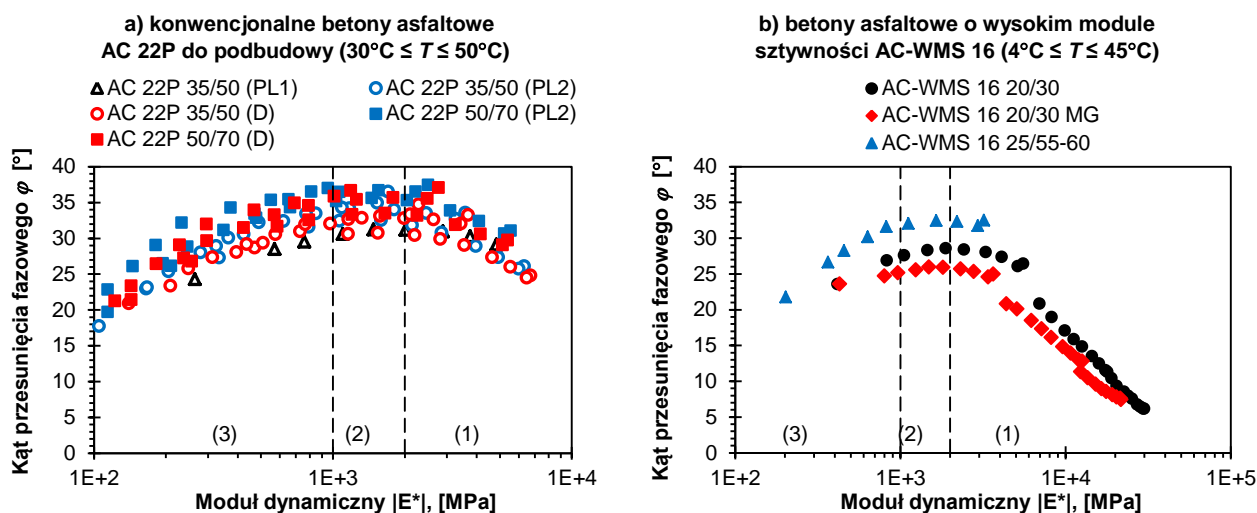
Pożądane jest również, aby kąt przesunięcia fazowego osiągał maksimum w możliwie wysokiej temperaturze i przy możliwie długim czasie obciążenia (małej częstotliwości). Z tego powodu sprawdzono, w jakich warunkach czasowo-temperaturowych dla analizowanych mma zachodzi przypadek $\varphi = \varphi_{max}$? Odpowiedzi udzielono na podstawie obserwacji, że niezależnie od badanej mieszanki mineralno-asfaltowej maksymalny kąt przesunięcia fazowego odpowiadał warunkom, w których moduł dynamiczny wynosił od 1 000 MPa do 2 000 MPa, (rys. 5.11). Mimo, że podobne przedziały modułów dynamicznych, w których $\varphi = \varphi_{max}$ uzyskali także inni badacze, między innymi Maina i inni [63], czy Di Benedetto [21], trudno mówić, że jest to reguła dotycząca wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych. Weryfikacja tego wymaga przeprowadzenia szerszych badań i analiz.

Na rysunku 5.11 i w dalszej części analiz w tym punkcie zastosowano następujące oznaczenia trzech różnych przypadków:

1. Warunki czasowo-temperaturowe, w których moduł dynamiczny wynosi $|E^*| > 2\ 000$ MPa i kąt przesunięcia fazowego $\varphi < \varphi_{max}$. Wydłużenie czasu obciążenia powoduje mniej sprężyste zachowanie się materiału i wzrost znaczenia właściwości lepkich (wzrost φ). Podatność materiału na odkształcenia oraz ryzyko powstawania deformacji trwałych są mniejsze niż w przypadkach (2) i (3).
2. Graniczne warunki czasowo-temperaturowe między przypadkami (1) i (3), w których moduł dynamiczny wynosi $|E^*| = 1\ 000 \div 2\ 000$ MPa, a kąt przesunięcia fazowego

osiąga maksimum ($\varphi \approx \varphi_{max}$). Materiał zachowuje się mniej sprężysto niż w przypadku (1).

3. Strefa odpowiadająca warunkom czasowo-temperaturowym, w których moduł dynamiczny jest mniejszy niż w przypadkach (1), (2) i wynosi $|E^*| < 1\ 000$ MPa, a kąt przesunięcia fazowego $\varphi < \varphi_{max}$. Wydłużenie czasu obciążenia powoduje spadek wartości φ wskutek dużych odkształceń lepiscza asfaltowego i większej interakcji ziarn kruszywa. Podatność materiału na odkształcenia oraz ryzyko powstawania deformacji trwałych są większe niż w pozostałych przypadkach.



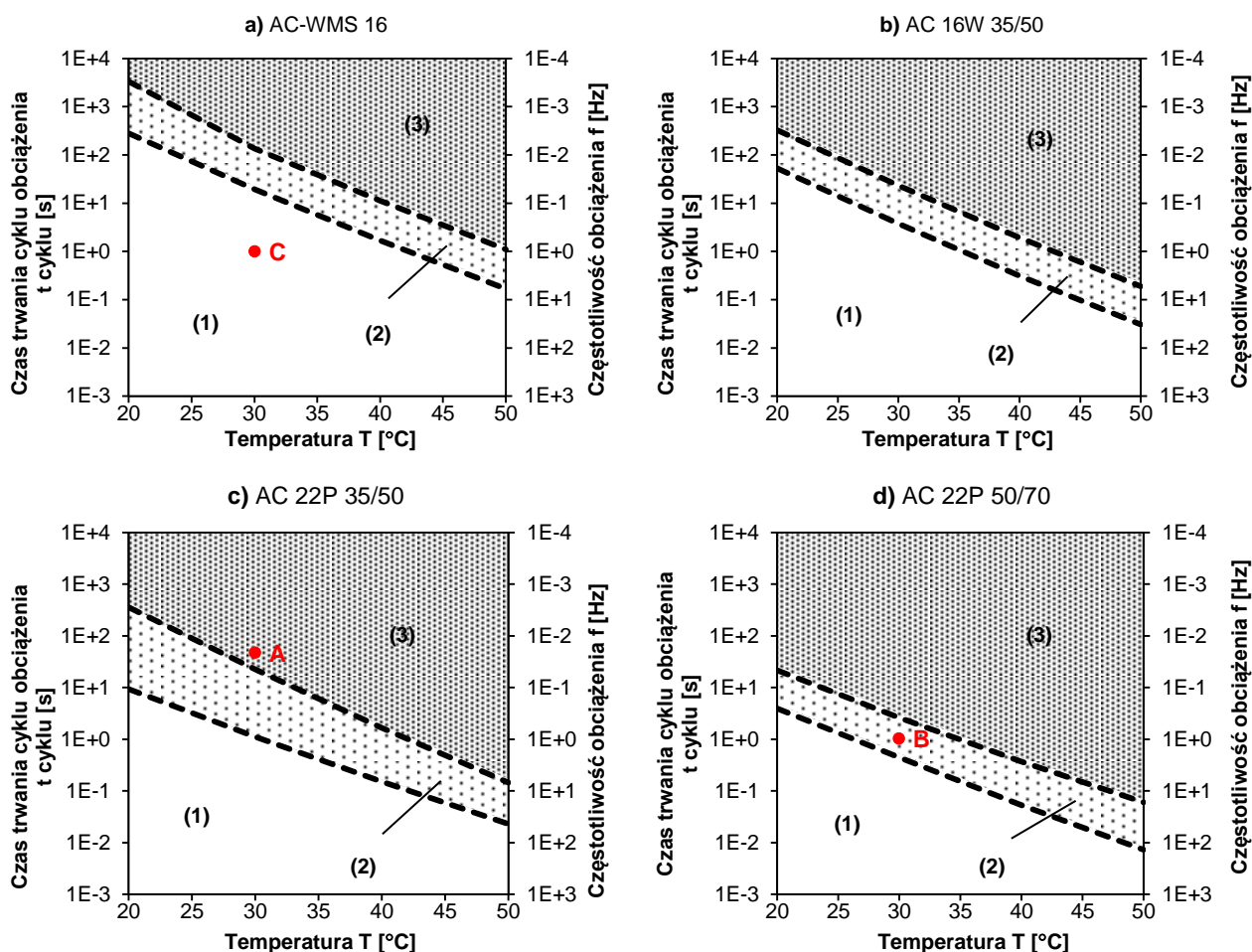
Rysunek 5.11. Wykresy Blacka dla **a)** konwencjonalnych podbudów AC 22P i **b)** wszystkich AC-WMS 16. Oznaczenia stref (1), (2) i (3) w tekście

Zadanie określenia warunków, przy których $\varphi = \varphi_{max}$ sprowadzono do wyznaczenia temperatur T i częstotliwości f dla $|E^*| = 1\ 000$ MPa i $|E^*| = 2\ 000$ MPa. Rozwiązanie przeprowadzono dla temperatur 20, 30, 40 i 50°C. W tym celu skorzystano z zależności (5.6), która stanowi przekształcenie równania (5.1) w oparciu o zasadę superpozycji czasowo-temperaturowej (wzór (5.2)).

$$\log(f) = \frac{1}{\gamma} \times \ln \left[\left(\frac{\log(|E^*_{max}|) - \delta}{\log(|E^*|) - \delta} - 1 \right) - \beta \right] - \log(\alpha_T) \quad (5.6)$$

gdzie: f – poszukiwana częstotliwość obciążenia dla temperatury T ; $|E^*|$ – moduł dynamiczny równy 1 000 lub 2 000 MPa; $|E^*_{max}|$ – maksymalny moduł z tabelicy 5.2; β , γ , δ – parametry dopasowania krzywych wiodących z tabelicy 5.2; $\log(\alpha_T)$ – logarytm przesunięcia czasowo-temperaturowego dla temperatury T , na podstawie tabelicy 5.3. Wyniki obliczeń umieszczono w tabelicy Z2.4 w Załączniku Z2 oraz przedstawiono je w postaci graficznej na rysunku 5.12. Aby ograniczyć liczbę różnych przypadków, zdecydowano się połączyć na wykresach 5.12 a), c) i d) odpowiednio wyniki dla wszystkich: AC-WMS 16, AC 22P z asfaltem 35/50 i AC 22P z asfaltem 50/70. Dla wymienionych mieszanek mineralno-asfaltowych, linie ograniczające przypadek (2), gdy

1000 MPa $\leq |E^*| \leq 2000$ MPa oraz $\varphi = \varphi_{max}$, zostały stworzone jako obwiednie wartości z tablicy Z2.4 z Załącznika Z2.



Rysunek 5.12. Strefy odmiennej charakterystyki pracy mma w różnych temperaturach i częstotliwościach obciążenia. Opis stref (1), (2) i (3) oraz punktów (A), (B) i (C) w tekście

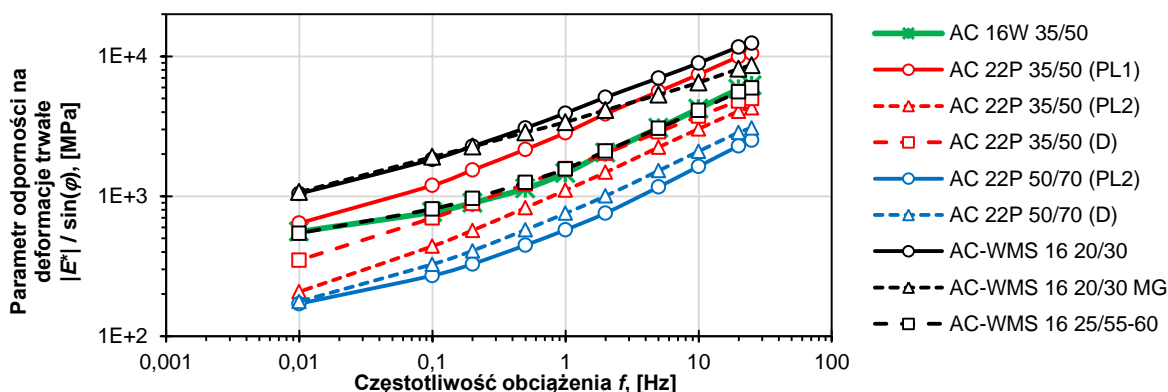
Wykresy na rysunku 5.12 mogą służyć do oceny charakterystyki materiałów danej warstwy asfaltowej na podstawie spodziewanych warunków czasowo-temperaturowych. Strefy (1)-(3) przedstawiają kombinacje częstotliwości obciążenia i temperatur, które odpowiadają właściwościom mma w przypadkach (1)-(3) opisanych na str. 109-110. W celu lepszego wyjaśnienia stref odmiennej charakterystyki pracy mma w różnych warunkach omówiono dwa przykładowe przypadki.

Przykład 1. Rozpatrzmy przypadek, gdy w temperaturze 30°C w warstwie podbudowy asfaltowej wykonanej z konwencjonalnego betonu asfaltowego z asfaltem 35/50 wystąpi cyklicznie zmienne obciążenie z częstotliwością mniejszą niż 0,02 Hz (czas obciążenia wynosi 50 s) – punkt A na rys. 5.12 c). Oznacza to warunki czasowo-temperaturowe na tyle niekorzystne, że mieszanka mineralno-asfaltowa w podbudowie charakteryzuje się dużą podatnością, co może wpłynąć na jej duże odkształcenia. W związku z tym oczekiwać można również zwiększonego ryzyka powstawania trwałych deformacji podbudowy. Podkreślić należy, że nie przesądza to jednak definitywnie o powstaniu takich deformacji w każdym takim przypadku.

Przykład 2. Rozpatrzmy przypadek, gdy w podbudowie asfaltowej występuje temperatura $T = 30^{\circ}\text{C}$, a obciążenie zmienia się z częstotliwością $f = 1 \text{ Hz}$ (czas obciążenia wynosi 1 s). W sytuacji, gdy warstwa ta będzie wykonana z konwencjonalnego betonu asfaltowego AC 22P 50/70 można się spodziewać, że kąt przesunięcia fazowego φ będzie zbliżony do φ_{max} , a moduł dynamiczny $|E^*|$ będzie wynosił 1000-2000 MPa – punkt B na rys. 5.12 d). W przypadku, gdy warstwa ta będzie jednak wykonana z jednego z analizowanych betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS 16, w tych samych warunkach czasowo-temperaturowych, φ będzie mniejsze niż φ_{max} , a moduł dynamiczny będzie większy niż 2000 MPa – punkt C na rys. 5.12 a). Oznacza to mniejszą podatność na odkształcenia, bardziej sprężyste zachowanie się materiału i mniejsze ryzyko powstawania deformacji trwałych niż dla AC 22P 50/70.

5.2.3. Analiza parametru odporności na deformacje trwałe $|E^*|/\sin(\varphi)$

Pożądane jest, aby w warunkach wysokich temperatur mieszanki mineralno-asfaltowe były odporne na trwałe deformacje, czyli aby charakteryzowały je jednocześnie możliwie duże moduły dynamiczne (mała podatność na deformacje) oraz małe kąty przesunięcia fazowego (możliwie najbardziej sprężyste zachowanie). Ponieważ ocena mieszanek mineralno-asfaltowych przeprowadzona osobno na podstawie każdego z tych dwóch parametrów może być odmienna, w pewnych przypadkach trudno jest jednoznacznie stwierdzić, który materiał zachowuje się lepiej, a który gorzej w wysokich temperaturach. Analiza parametru odporności na deformacje trwałe $|E^*|/\sin(\varphi)$ umożliwia sprowadzenie zadania oceny mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie 2 kryteriów ($|E^*|$ i φ) do oceny jednoparametrowej. Na rysunku 5.13 pokazano zależność parametru $|E^*|/\sin(\varphi)$ od częstotliwości w temperaturze 45°C dla wszystkich analizowanych betonów asfaltowych AC i AC-WMS. Dla mieszanek, które badano w innych temperaturach niż 45°C , a mianowicie podbudów AC 22P z asfaltami 35/50 i 50/70 o uziarnieniach (PL2) i (D), wartości $|E^*|/\sin(\varphi)$ zostały wyznaczone na podstawie: modułów dynamicznych obliczonych z krzywych wiodących (wg wzorów (5.1) i (5.2) oraz tablic 5.2 i 5.3) i kątów przesunięcia fazowego interpolowanych pomiędzy wartościami określonymi w badaniach dla $T = 40^{\circ}\text{C}$ i $T = 50^{\circ}\text{C}$.



Rysunek 5.13. Zależność parametru $|E^*|/\sin(\varphi)$ od częstotliwości w 45°C dla betonów asfaltowych AC i AC-WMS

Ocena odporności na deformacje trwałe m_m w przypadku długich czasów obciążenia i krótkich czasów obciążenia może prowadzić do odmiennych wniosków i różnych rankingów badanych materiałów. Z tego powodu wartości parametru $|E^*| / \sin(\varphi)$ w temperaturze 45°C porównano dla dwóch skrajnych częstotliwości $f = 25 \text{ Hz}$ i $f = 0,01 \text{ Hz}$. Ocenę mieszanek przeprowadzono na podstawie gradacji parametrów $|E^*| / \sin(\varphi)$ (stosunku parametru dla danej mieszanki mineralno-asfaltowej do największego parametru spośród wszystkich analizowanych materiałów). Na jej podstawie mieszanki mineralno-asfaltowe uszeregowano od najlepszej do najgorszej dla każdej z dwóch wymienionych częstotliwości. W przypadku zbliżonych wyników, pozycję w rankingu ustalano na podstawie oceny praktycznej różnic z uwzględnieniem rozrzutów wyników badania oraz jego dokładności. Rankingi betonów asfaltowych zostały przedstawione w tablicach 5.7 i 5.8.

Tablica 5.7. Ocena parametru $|E^*| / \sin(\varphi)$ betonów asfaltowych AC i AC-WMS w temperaturze 45°C dla częstotliwości obciążenia $f = 25 \text{ Hz}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	$ E^* / \sin(\varphi)$ [MPa]	Gradacja parametru $ E^* / \sin(\varphi)$	Ranking
AC-WMS 16 20/30	12 433	1,00	1
AC 22P 35/50 (PL1)	10 478	0,84	2
AC-WMS 16 20/30 MG	8 642	0,70	3
AC 16W 35/50	6 198	0,50	4
AC-WMS 16 25/55-60	5 959	0,48	
AC 22P 35/50 (D)	5 005	0,40	5
AC 22P 35/50 (PL2)	4 299	0,35	
AC 22P 50/70 (D)	3 079	0,25	6
AC 22P 50/70 (PL2)	2 515	0,20	

Tablica 5.8. Ocena parametru $E^*| / \sin(\varphi)$ betonów asfaltowych AC i AC-WMS w temperaturze 45°C dla częstotliwości obciążenia $f = 0,01 \text{ Hz}$

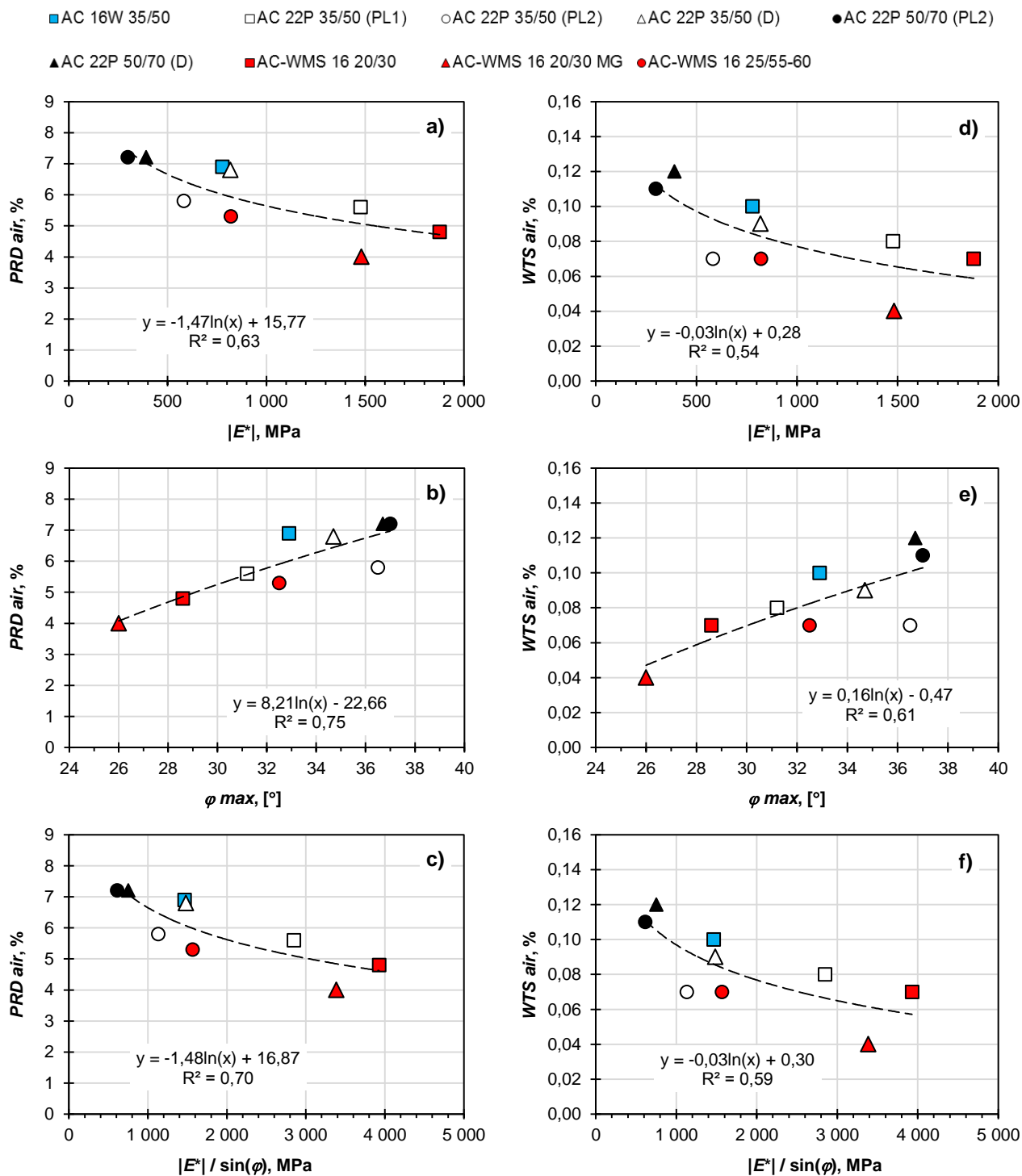
Mieszanka mineralno-asfaltowa	$ E^* / \sin(\varphi)$ [MPa]	Gradacja parametru $ E^* / \sin(\varphi)$	Ranking
AC-WMS 16 20/30 MG	1 071	1,00	1
AC-WMS 16 20/30	1 045	0,98	
AC 22P 35/50 (PL1)	643	0,60	2
AC 16W 35/50	558	0,52	3
AC-WMS 16 25/55-60	545	0,51	
AC 22P 35/50 (D)	350	0,33	4
AC 22P 35/50 (PL2)	208	0,19	5
AC 22P 50/70 (D)	177	0,17	
AC 22P 50/70 (PL2)	171	0,16	

Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC-WMS 16 z asfaltem zwykłym 20/30 jest w generalnej ocenie, najlepszy z punktu widzenia lepkosprężystego zachowania się w trakcie cyklicznych obciążeń w wysokiej temperaturze niż pozostałe analizowane

materiały. Ponieważ mieszanka ta wykazuje mniejszą podatność na obciążenie (większe $|E^*|$) i jednocześnie zachowuje się bardziej sprężysto (mniejsze φ), można przypuszczać, że jej odporność na deformacje trwałe będzie większa niż pozostałych materiałów. Wśród konwencjonalnych betonów asfaltowych, bardzo dobrze wypadł AC 22P 35/50 (PL1), nawet lepiej niż AC-WMS 16 z asfaltem wielorodzajowym przy krótkich czasach obciążenia. W przypadku długich czasów obciążenia lepszym rozwiązaniem byłoby stosowanie jednak AC-WMS 16 z asfaltem drogowym 20/30 lub wielorodzajowym 20/30 MG. Nie odnotowano natomiast istotnej różnicy pomiędzy właściwościami lepkosprężystymi betonu asfaltowego o wysokim module sztywności z asfaltem modyfikowanym 25/55-60, a konwencjonalnym betonem asfaltowym AC 16W 35/50 do warstwy wiążącej. Konwencjonalne podbudowy o uziarnieniach (PL2) i (D) charakteryzują się wyraźnie gorszymi właściwościami niż wszystkie pozostałe analizowane materiały, przy czym zastosowanie w ich przypadku bardziej twardego asfaltu 35/50 jest korzystniejsze niż asfaltu bardziej miękkiego 50/70. Należy wyraźnie podkreślić, że mimo, iż podbudowy te wypadły w rankingach najslabiej, są one stosowane z powodzeniem na wielu drogach w Polsce. Zatem nie oznacza to, że podbudowy z asfaltem 50/70 są całkowicie nieprzydatne z punktu widzenia lepkosprężystego zachowania się w wysokiej temperaturze, a jedynie to, że ich odporność na deformacje trwałe może być mniejsza niż podbudów z bardziej twardym asfaltem 35/50.

5.2.4. Ocena zależności między parametrami lepkosprężystymi $|E^*|$, φ_{max} i $|E^*| / \sin(\varphi)$, a wynikami badania odporności na koleinowanie

Z racji tego, że większe wartości modułów dynamicznych i mniejsze kąty przesunięcia fazowego w wysokich temperaturach wskazują na mniejszą podatność materiału na obciążenie i korzystniejszy stosunek właściwości lepkich do sprężystych, można przypuszczać, że większa przez to będzie odporność tych materiałów na deformacje trwałe (koleinowanie się). Z tego powodu sprawdzono, jaka jest zależność pomiędzy parametrami lepkosprężystymi wyznaczonymi na podstawie badania pod obciążeniem powtarzalnym (modułem dynamicznym $|E^*|$, maksymalnym kątem przesunięcia fazowego φ_{max} i parametrem $|E^*|/\sin(\varphi)$), a wynikami badania odporności na koleinowanie (proporcjonalną głębokością koleiny PRD_{AIR} i prędkością przyrostu koleiny WTS_{AIR}). Pokazano to na rys. 5.14. Badania koleinowania wykonano w temperaturze 60°C dla częstotliwości ruchu koła $f = 2 \times 26,5$ przejść koła / 60 sekund ≈ 1 Hz. Badania pod obciążeniem powtarzalnym wykonano zaś w temperaturach 4÷45°C lub 30÷50°C, w zależności od mieszanki mineralno-asfaltowej, dlatego do porównania wybrano tylko parametry dla $T = 45^\circ\text{C}$ oraz $f = 1$ Hz. W przypadku konwencjonalnych AC 22P o uziarnieniach oznaczonych jako (PL2) i (D), które nie były badane w 45°C, moduły dynamiczne wyznaczono z krzywych wiodących (wzory (5.1) i (5.2) oraz tablice 5.2 i 5.3), kąty przesunięcia fazowego oraz parametry odporności na deformacje trwałe wyznaczono jako średnie arytmetyczne tych parametrów dla temperatur 40°C i 50°C.

**OZNACZENIA:**

Parametry odporności na deformacje trwałe otrzymane w badaniu koleinowania: *PRD air* – proporcjonalna głębokość koleiny w [%], *WTS air* – prędkość przyrostu koleiny w [mm/1000 cykli],

Parametry lepko-sprężyste otrzymane na podstawie badania pod obciążeniem powtarzalnym: $|E^*|$ - moduł dynamiczny w [MPa], φ_{max} – maksymalny kąt przesunięcia fazowego w [°], $|E^*| / \sin(\varphi)$ – parametr charakteryzujący odporność na deformacje trwałe w [MPa]

Rysunek 5.14. Zależność między wynikami badania odporności na koleinowanie ($T = 60^\circ\text{C}$, $f \approx 1 \text{ Hz}$), a parametrami lepko-sprężystymi ($T = 45^\circ\text{C}$, $f = 1 \text{ Hz}$) z badania pod obciążeniem powtarzalnym

Istnieje pewna zależność między wynikami pochodzącymi z obu badań, choć korelację pomiędzy nimi oceniono w ogólności jako średnią ($0,54 \leq R^2 \leq 0,75$). Przyczyn tego upatrywać można w różnicach pomiędzy porównywanymi badaniami. W badaniu koleinowania próbka prostopadłościenna o stosunku wymiarów poziomych do pionowych równym 0,2 obciążana jest na ok. 13% swojej powierzchni przez poruszające się, ogumione koło, przy czym przemieszczenia w próbce są w pewien sposób ograniczone przez materiał znajdujący się po obu stronach pasa, w którym porusza się koło oraz przez formę, w której umieszczona jest próbka. W badaniu pod obciążeniem powtarzalnym cylindryczna próbka o stosunku wymiaru pionowego do poziomego równego 1,5 jest obciążana na całej swojej górnej powierzchni przez sztywny (nieodkształcalny) element, przy czym próbka nie jest w żaden sposób skrępowana – występuje pełna swoboda odkształceń poziomych. Z tego powodu rozkład naprężeń i sposób deformowania się materiału są w obu przypadkach odmienne. Istotną różnicą jest również to, że podczas badania koleinowania rejestrowany jest wzrost w czasie nieodwracalnych (trwałych) przemieszczeń pionowych na powierzchni próbki, natomiast bezpośrednim przedmiotem badania pod obciążeniem powtarzalnym jest określenie parametrów lepkosprężystych na podstawie cyklicznych i odwracalnych pionowych deformacji. Innymi słowy, badania pod obciążeniem powtarzalnym, które przeprowadzono nie są dedykowane ocenie trwałych deformacji. Można jedynie na podstawie ich wyników przypuszczać o większej lub mniejszej odporności badanego materiału na deformacje trwałe. Badaniami dedykowanymi temu jest badanie koleinowania albo pełzanie bez lub ze skrępowaniem bocznym.

Najlepszą korelację z wynikami badania koleinowania, spośród wszystkich parametrów lepkosprężystych, otrzymano dla maksymalnych kątów przesunięcia fazowego φ_{max} , która jest średnio o ok. 10% lepsza niż najłabsza korelacja otrzymana dla modułów dynamicznych $|E^*|$. Prawdopodobną przyczyną tego jest fakt, że maksymalny kąt przesunięcia fazowego wyraża najbardziej niekorzystny stosunek właściwości lepkich, odpowiedzialnych w pewnej części za deformacje trwałe, do właściwości sprężystych.

5.2.5. Podsumowanie

Na podstawie analiz właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych przeprowadzonych w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych sformułowano następujące wnioski:

1. Porównanie betonów asfaltowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności wskazuje, że odpowiedź na pytanie, które z nich w generalnej ocenie w warunkach wysokich temperatur wypadają lepiej, nie jest jednoznaczna. Zależy ona w dużej mierze od częstotliwości obciążenia.
2. W przypadku małych częstotliwości zmiany obciążenia w wysokiej temperaturze (np. w miejscach zatrzymań i postoju pojazdów, czy na pasach ruchu powolnego w trakcie upalnego lata) spośród wszystkich analizowanych materiałów najlepszymi właściwościami charakteryzują się betony asfaltowe o wysokim module sztywności

- AC-WMS 16 z asfaltem drogowym 20/30 i wielorodzajowym 20/30 MG. Badania pokazały, że w takich warunkach mieszanki te odznaczają się istotnie mniejszą podatnością na odkształcenia i bardziej sprężystym zachowaniem niż pozostałe analizowane materiały, w tym konwencjonalne betony asfaltowe.
3. W przypadku dużych częstotliwości zmiany obciążenia w wysokiej temperaturze (np. ruch autostradowy z dużymi prędkościami w trakcie upalnego lata) choć najlepiej wypadł AC-WMS 16 z asfaltem drogowym 20/30, to korzystnymi właściwościami lepkosprężystymi charakteryzuje się także konwencjonalna podbudowa AC 22P 35/50 (PL1). Materiał ten dla bardzo krótkich czasów obciążenia pod względem podatności na odkształcenia ustępuje jedynie AC-WMS 16 20/30, choć różnica pomiędzy nimi nie jest duża. Pod względem sprężystego zachowania wypada jednak nieco gorzej zarówno niż AC-WMS z asfaltem drogowym 20/30, jak i z wielorodzajowym 20/30 MG. Analiza parametru odporności na deformacje trwałe wskazuje, że właściwości lepkosprężyste konwencjonalnego AC 22P 35/50 (PL1) w wysokiej temperaturze przy krótkich czasach obciążenia są mimo wszystko wysoce korzystne w porównaniu z pozostałymi analizowanymi materiałami.
 4. Analiza wyników badań pokazała jednoznacznie, że zarówno podatność na odkształcenia, lepkosprężyste zachowanie się w trakcie obciążeń powtarzalnych oraz odporność na deformacje najsłabszego spośród betonów asfaltowych o wysokim module sztywności, czyli AC-WMS 16 z asfaltem modyfikowanym 25/55-60, są takie same jak konwencjonalnego betonu asfaltowego AC 16W 35/50. Sugeruje to, że materiały te mogłyby być stosowane zamiennie do warstwy wiążącej.
 5. Wśród badanych materiałów decydującym czynnikiem wpływającym na właściwości lepkosprężyste okazał się rodzaj (twardość) zastosowanego asfaltu. Badania potwierdziły, że większa twardość korzystnie wpływa na zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych w wysokiej temperaturze. Zastosowanie różnych krzywych uziarnienia (PL2) i (D) mieszanek mineralnych okazało się czynnikiem istotnie mniej różnicującym badane materiały pod względem właściwości lepkosprężystych. Przyczyną jest to, że różnice pomiędzy krzywymi uziarnienia nie były znaczne. Porównanie AC 22P 35/50 (PL1) i pozostałych konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy pokazało, że przy spełnieniu wymagań technicznych co do uziarnienia mieszanki mineralnej, proporcji objętościowych i rodzaju zastosowanego asfaltu, właściwości lepkosprężyste mieszanek mineralno-asfaltowych mogą się znacząco różnić. Nie można jednak stwierdzić, że te mieszanki, które w analizach wypadły najsłabiej, są nieprzydatne do stosowania, ponieważ są to w rzeczywistości bardzo dobre materiały, które są z powodzeniem powszechnie stosowane w wielu konstrukcjach nawierzchni.
 6. Parametry lepkosprężyste wyznaczone w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym w ogólności średnio korelowały z wynikami badania koleinowania. Badania pod obciążeniem powtarzalnym, które przeprowadzono nie jest dedykowane ocenie odporności na deformacje trwałe i na jego podstawie można jedynie przypuszczać, o

większej lub mniejszej odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na trwałe deformacje. Spośród parametrów określonych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym, najlepszą korelację z wynikami badania koleinowania otrzymano dla maksymalnych kątów przesunięcia fazowego.

7. Maksymalne wartości kątów przesunięcia fazowego mieszanek mineralno-asfaltowych odpowiadały warunkom czasowo-temperaturowym, w których moduł dynamiczny wynosił $1\ 000 \div 2\ 000$ MPa. Przypadek taki zachodził dla betonów asfaltowych o wysokim module sztywności przy mniejszych częstotliwościach obciążenia niż dla betonów asfaltowych konwencjonalnych, co przemawia na korzyść mieszanek AC-WMS.

5.3. Parametry lepkoelastycznych modeli reologicznych mieszanek mineralno-asfaltowych

5.3.1. Wprowadzenie

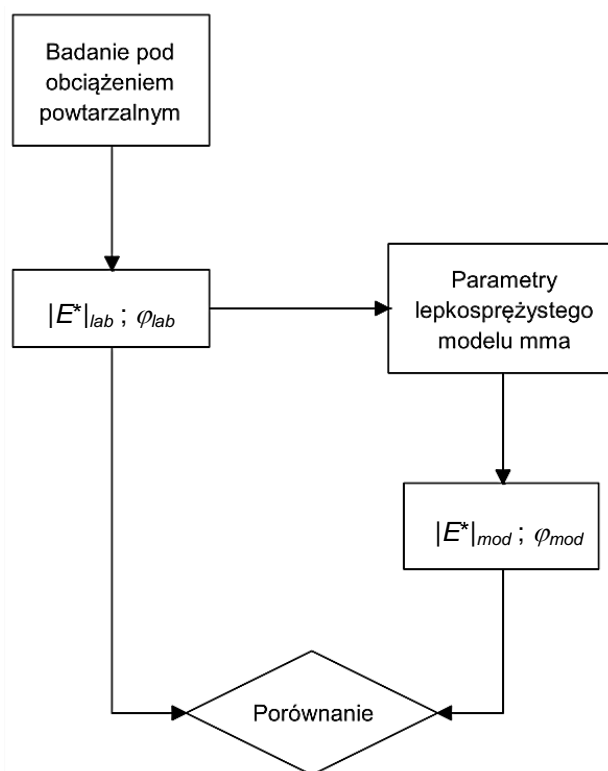
Lepkoelastyczne modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych służą teoretycznemu opisaniu ich zachowania się w różnych warunkach. Mogą służyć zarówno ocenie samych materiałów, jak i obliczeniom mechanistycznym konstrukcji, do których je wykorzystano. W punkcie tym przedstawiono opis metodologii wyznaczania parametrów przyjętych lepkoelastycznych modeli materiałowych na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym (z rozdziału 4) oraz podano wartości tych parametrów. Ponieważ modele materiałowe mogą lepiej lub gorzej opisywać faktyczne zachowanie się materiałów, dokonano także oceny wyznaczonych parametrów pod kątem zgodności z wynikami badania pod obciążeniem powtarzalnym. Ponieważ w pracy wykorzystano dwa lepkoelastyczne modele (Burgersa i Hueta-Sayegha), aby sprawdzić który model lepiej opisuje zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym, porównano zgodności dopasowania obu modeli lepkoelastycznych do danych doświadczalnych.

Parametry modeli Burgersa i Hueta-Sayegha oraz analizę właściwości lepkoelastycznych przeprowadzono dla wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych, czyli betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS 16, wszystkich konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy asfaltowej AC 22P i warstwy wiążącej AC 16W, a także dla mieszanki SMA 8 do warstwy ścieralnej, co było konieczne aby móc zamodelować wszystkie warstwy asfaltowe nawierzchni jako materiały lepkoelastyczne.

Wynikiem badania pod obciążeniem powtarzalnym, dla każdej temperatury i częstotliwości obciążenia, jest para wartości – moduł dynamiczny $|E^*|$ oraz kąt przesunięcia fazowego φ . Na podstawie tych wielkości można ocenić rzeczywiste zachowanie się analizowanych materiałów oraz ich właściwości lepkoelastyczne. O idealnym modelu materiałowym można mówić wtedy, gdy jego reakcja na pewne obciążenie jest tożsama z rzeczywistym zachowaniem się materiału w warunkach laboratoryjnych. Ocenę zgodność wyznaczonych



modeli reologicznych z rzeczywistym zachowaniem się mieszanek mineralno-asfaltowych można dlatego przeprowadzić na zasadzie porównania modułów dynamicznych opisujących model teoretyczny materiału $|E^*|_{mod}$ z modułami dynamicznymi uzyskanymi w badaniu laboratoryjnym $|E^*|_{lab}$ oraz kątów przesunięcia fazowego wyznaczonych dla modelu teoretycznego materiału φ_{mod} z kątami przesunięcia fazowego uzyskanymi w badaniu laboratoryjnym φ_{lab} . Na rysunku 5.15 podano schemat ideowy takiego porównania.



Rysunek 5.15. Schemat ideowy oceny wyznaczonych parametrów lepkościowych modeli materiałowych Burgersa i Hueta-Sayegha

W celu dokonania oceny jakościowej parametrów modelu posłużono się różnicą względną danych teoretycznych (z modelu) i danych empirycznych (wyników laboratoryjnych) wyrażonych procentowo, tzw. procentowym błędem względnym. Parametr ten obliczono osobno dla modułów dynamicznych według zależności (5.7) oraz kątów przesunięcia fazowego według zależności (5.8) dla każdej mieszanki mineralno-asfaltowej, każdej temperatury badania i częstotliwości obciążenia.

$$\delta_E = \frac{|E^*|_{mod} - |E^*|_{lab}}{|E^*|_{lab}} \times 100\% \quad (5.7)$$

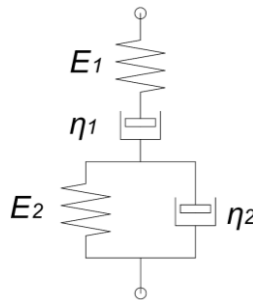
$$\delta_\varphi = \frac{\varphi_{mod} - \varphi_{lab}}{\varphi_{lab}} \times 100\% \quad (5.8)$$

Ujemne lub dodatnie wartości δ_E i δ_φ oznaczają, że model odpowiednio zaniża lub zawyża wartości modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ w stosunku do wartości otrzymanych z badania pod obciążeniem powtarzalnym.

5.3.2. Wyznaczenie parametrów lepko-sprężystego modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych

5.3.2.1. Metodologia wyznaczania parametrów modelu Burgersa

Parametry modelu Burgersa (rys. 5.16) analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych wyznaczono przy użyciu podprogramu DEBUROAD, wchodzącego w skład oprogramowania VEROAD [32].



Rysunek 5.16. Lepkosprężysty model Burgersa i jego parametry

Danymi wejściowymi do obliczeń były moduły dynamiczne $|E^*|$ oraz kąty przesunięcia fazowego φ wyznaczone w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym dla następujących temperatur T i częstotliwości obciążenia f :

- $T = 4^\circ\text{C}$ lub $T = 20^\circ\text{C}$; $f [\text{Hz}] = \{25; 20; 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,2; 0,1\}$,
- $T \geq 30^\circ\text{C}$; $f [\text{Hz}] = \{25; 20; 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,2; 0,1; 0,01\}$.

Parametry modelu Burgersa (E_1 , E_2 , η_1 , η_2) są związane z modułem dynamicznym $|E^*|$ zależnością (5.9), natomiast z kątem przesunięcia fazowego φ zależnością (5.10), na podstawie [32].

$$|E^*| = \sqrt{\frac{1}{X^2 + Y^2}} \quad (5.9)$$

$$\varphi(f) = \arctan\left(\frac{Y}{X}\right) \quad (5.10)$$

gdzie:

$$X = \frac{1}{E_1} + \frac{E_2}{E_2^2 + (2\eta_2 f)^2}, \quad Y = \frac{1}{2\eta_1 f} + \frac{2\eta_2 f}{E_2^2 + (2\eta_2 f)^2} \quad (5.11)$$

Wyznaczenie parametrów modelu Burgersa polega na takim doborze wartości E_1 , E_2 , η_1 oraz η_2 , aby dla każdej częstotliwości jednocześnie: moduły dynamiczne uzyskane w

badaniu laboratoryjnym ($|E^*|_{lab}$) były maksymalnie zbliżone do modułów dynamicznych $|E^*|_{mod}$ otrzymanych ze wzoru (5.9) oraz kąty przesunięć fazowych uzyskane w badaniu laboratoryjnym (φ_{lab}) były maksymalnie zbliżone do kątów przesunięć fazowych φ_{mod} , otrzymanych ze wzoru (5.10).

Jak podaje Hopman w [119], w tym celu rozważa się funkcję (5.12) postaci:

$$k_E \times \ln\left(\frac{1}{|E^*|_{lab}(f)}\right) + k_\varphi \times \varphi_{lab}(f) = k_E \times \left[\ln\left(\frac{1}{|E^*|_{mod}(f)}\right) + e_E(f) \right] + k_\varphi \times [\varphi_{mod} + e_\varphi(f)] \quad (5.12)$$

gdzie: k_E [-] – współczynnik wagowy modułów $|E^*|$; k_φ [-] – współczynnik wagowy kąta przesunięcia fazowego φ ; $|E^*|_{lab}$ [MPa] – moduł dynamiczny wyznaczony w badaniu laboratoryjnym; $|E^*|_{mod}$ [MPa] – moduł dynamiczny obliczony ze wzoru (5.9); φ_{lab} [°] – kąt przesunięcia fazowego wyznaczony w badaniu laboratoryjnym; φ_{mod} [°] – kąt przesunięcia fazowego obliczony ze wzoru (5.10); e_E – reszta związana z przybliżeniem parametru $|E^*|_{lab}$ za pomocą $|E^*|_{mod}$; e_φ – reszta związana z przybliżeniem parametru φ_{lab} za pomocą φ_{mod} ; f [Hz] – częstotliwość.

Zadanie sprowadza się do znalezienia wartości E_1 , E_2 , η_1 oraz η_2 przy minimalizacji reszt e_E oraz e_φ . Hopman w [119] zaleca, aby współczynniki wagowe modułów i kąta przesunięcia fazowego były w stosunku do siebie w relacji $k_E > k_\varphi$ i aby $k_E = 10$, natomiast $k_\varphi = 1$. Współczynniki wagowe przyjęto zgodnie z zaleceniami Hopmana.

Obliczenia w programie DEBUROAD przeprowadza się iteracyjnie poszukując najlepszego rozwiązania równania (5.12) w kolejnych krokach obliczeniowych. Opisana metoda nie jest jednak wolna od wad, a znalezienie zadowalających parametrów modelu Burgersa często bywa trudne i problematyczne. Podczas poszukiwania parametrów modelu autor niejednokrotnie otrzymywał, przy najlepszym dopasowaniu modelu do danych wejściowych $|E^*|_{lab}$ i φ_{lab} (czyli przy najmniejszym e_E oraz e_φ), parametry modelu Burgersa, które w funkcji temperatury nie były ściśle monotoniczne albo nawet wykazywały zależność odwrotną do spodziewanej (np. wartości parametrów rosną wraz ze wzrostem temperatury, a w rzeczywistości jest odwrotnie – parametry te maleją wraz z temperaturą). Dlatego, spośród wszystkich otrzymanych parametrów autor na potrzeby analiz przyjął te, dla których uzyskano możliwie najmniejsze wartości e_E i e_φ (moduły dynamiczne $|E^*|_{mod}$ oraz kąty przesunięcia fazowego φ_{mod} możliwie najbardziej zbliżone były do wartości $|E^*|_{lab}$ i φ_{lab} z badań laboratoryjnych) oraz zależność parametrów modelu Burgersa od temperatury była ściśle monotoniczna, a konkretnie malejąca.

Ocenę zgodności modelu Burgersa z wynikami badań pod obciążeniem powtarzalnym przeprowadzono w punkcie 5.3.2.3 tego rozdziału.

5.3.2.2. Parametry modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych

W tabelicy 5.9 podano wartości parametrów E_1 , E_2 , η_1 , η_2 modelu Burgersa dla wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych, wyznaczonych metodą opisaną w punkcie 5.3.2.1, w zależności od temperatury T badania pod obciążeniem powtarzalnym.

Tablica 5.9. Parametry modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych

Materiał	Temperatura T [°C]	Parametry modelu Burgersa			
		E ₁ [MPa]	E ₂ [MPa]	η ₁ [MPa.s]	η ₂ [MPa.s]
Mastyks grysowy do warstwy ścieralnej					
SMA 8 45/80-55	4	17 987	14 214	4 515	3 197
	20	8 731	2 645	869	599
	40	2 803	192	128	187
Konwencjonalny beton asfaltowy do warstwy wiążącej					
AC 16W 35/50	4	31 216	28 324	9 366	6 526
	20	18 327	5 973	2 710	1 391
	45	4 448	202	215	189
Konwencjonalne betony asfaltowe do podbudowy asfaltowej					
AC 22P 35/50 (PL1)	4	33 088	42 352	15 686	6 325
	20	23 172	10 730	4 313	2 457
	45	6 695	273	448	283
AC 22P 35/50 (PL2)	30	7 824	357	649	388
	40	4 773	363	579	88
	50	2 351	105	93	94
AC 22P 35/50 (D)	30	8 218	519	511	797
	40	4 891	216	248	211
	50	3 088	143	139	135
AC 22P 50/70 (PL2)	30	7 196	219	580	237
	40	3 505	114	147	106
	50	1 325	70	42	58
AC 22P 50/70 (D)	30	6 881	271	493	290
	40	3 844	145	157	134
	50	1 643	90	53	74
Betony asfaltowe o wysokim module sztywności					
AC-WMS 16 20/30	4	33 434	39 937	11 887	7 555
	20	20 304	10 111	3 670	2 283
	45	6 856	440	432	438
AC-WMS 16 MG	4	24 222	21 505	6 542	4 891
	20	14 341	6 030	2 376	1 303
	45	4 469	469	256	454
AC-WMS 16 25/55-60	4	29 877	25 402	9 698	5 894
	20	16 514	5 305	2 232	1 208
	45	4 212	208	200	198

Dla każdej analizowanej mieszanki mineralno-asfaltowej na podstawie tablicy 5.9 określono zależności parametrów modelu Burgersa od temperatury.

W pierwszym kroku autor starał się znaleźć funkcje opisujące zmianę parametrów modelu Burgersa wraz z temperaturą w zakresie od 4°C do 45°C. Uzyskane dopasowania funkcji do parametrów były dalekie od zamierzonych, to znaczy parametry modelu obliczane na podstawie tych funkcji różniły się znacząco od parametrów określonych w temperaturach badania laboratoryjnego. Z tego powodu zdecydowano, że funkcje opisujące zmianę wartości parametrów modelu Burgersa wraz z temperaturą zostaną określone osobno dla dwóch przedziałów temperatury: 4-20°C i powyżej 20°C lub 30-40°C i powyżej 40°C (w zależności od mieszanki mineralno-asfaltowej). Wykorzystano w tym celu funkcję postaci:

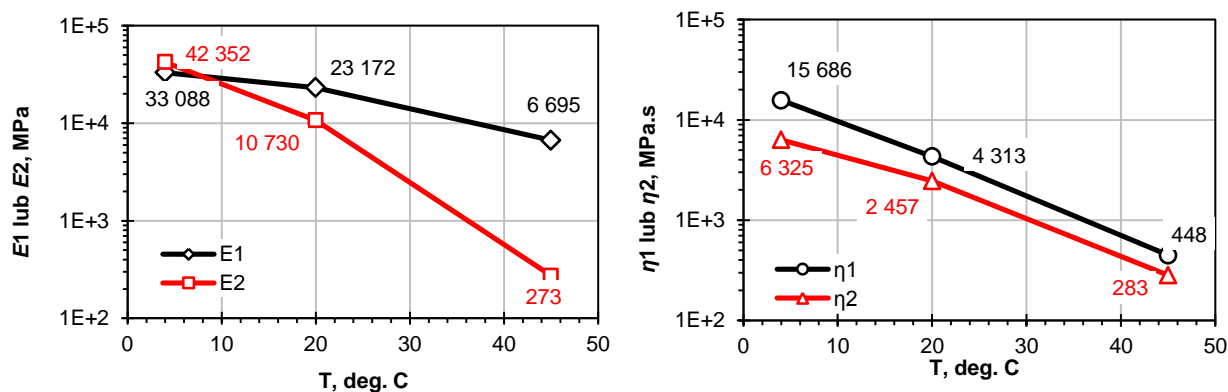
$$\log_{10} \Psi(T) = aT + b \quad (5.13)$$

gdzie: Ψ – dowolny z parametrów modelu Burgersa (E_1 , E_2 , η_1 lub η_2), T – temperatura w [°C], a , b – współczynniki dopasowania funkcji, podane w tablicy 5.10.

Tablica 5.10. Współczynniki funkcji parametrów modelu Burgersa w zależności od temperatury

Materiał	Przedział temperatury	Współczynniki funkcji (5.19) dla parametrów Ψ modelu Burgersa							
		E_1 [MPa]		E_2 [MPa]		η_1 [MPa.s]		η_2 [MPa.s]	
		a	b	a	b	a	b	a	b
Mastyks grysowy do warstwy ścieralnej									
SMA 8 45/80-55	4°C - 20°C	-0,020	4,333	-0,046	4,335	-0,045	3,834	-0,045	3,687
	20°C - 40°C	-0,020	4,336	-0,046	4,334	-0,033	3,604	-0,020	3,182
Konwencjonalny beton asfaltowy do warstwy wiążącej									
AC 16W 35/50	4°C - 20°C	-0,014	4,552	-0,042	4,621	-0,034	4,106	-0,042	3,982
	20°C - 45°C	-0,025	4,755	-0,025	3,412	-0,044	4,313	-0,035	3,837
Konwencjonalny beton asfaltowy do podbudowy asfaltowej									
AC 22P 35/50 (PL1)	4°C - 20°C	-0,010	4,558	-0,037	4,776	-0,035	4,336	-0,026	3,904
	20°C - 45°C	-0,022	4,796	-0,022	3,407	-0,039	4,422	-0,038	4,141
AC 22P 35/50 (PL2)	30°C - 40°C	-0,021	4,537	-0,021	3,418	-0,005	2,961	-0,064	4,522
	40°C - 50°C	-0,031	4,909	-0,054	4,715	-0,079	5,939	0,003	1,830
AC 22P 35/50 (D)	30°C - 40°C	-0,023	4,591	-0,038	3,857	-0,031	3,650	-0,058	4,633
	40°C - 50°C	-0,020	4,488	-0,020	3,154	-0,025	3,400	-0,019	3,100
AC 22P 50/70 (PL2)	30°C - 40°C	-0,031	4,794	-0,031	3,307	-0,060	4,552	-0,035	3,423
	40°C - 50°C	-0,042	5,235	-0,021	2,904	-0,054	4,344	-0,026	3,073
AC 22P 50/70 (D)	30°C - 40°C	-0,025	4,596	-0,027	3,248	-0,050	4,184	-0,034	3,468
	40°C - 50°C	-0,037	5,061	-0,037	3,800	-0,047	4,082	-0,026	3,159
Beton asfaltowy o wysokim module sztywności									
AC-WMS 16 20/30	4°C - 20°C	-0,014	4,578	-0,037	4,751	-0,032	4,203	-0,032	4,008
	20°C - 45°C	-0,019	4,685	-0,019	3,492	-0,037	4,308	-0,029	3,932
AC-WMS 16 MG	4°C - 20°C	-0,014	4,441	-0,014	4,065	-0,027	3,926	-0,036	3,833
	20°C - 45°C	-0,020	4,562	-0,044	4,668	-0,039	4,150	-0,018	3,481
AC-WMS 16 25/55-60	4°C - 20°C	-0,016	4,540	-0,043	4,575	-0,040	4,146	-0,043	3,942
	20°C - 45°C	-0,024	4,693	-0,024	3,386	-0,042	4,187	-0,031	3,710

Przykładowa zależność parametrów modelu Burgersa od temperatury dla konwencjonalnego betonu asfaltowego AC 22P 35/50 (PL1) została pokazana w postaci graficznej na rysunku 5.17.

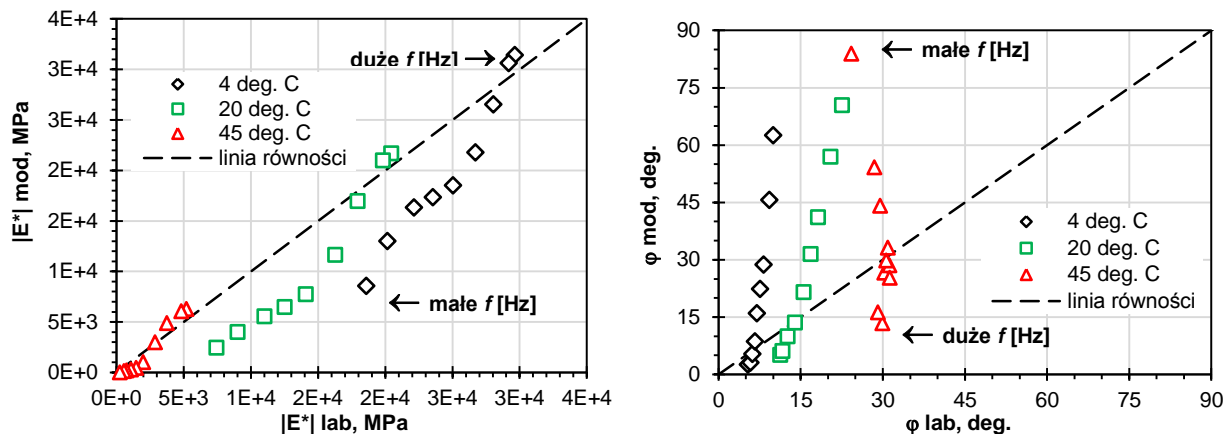


Rysunek 5.17. Zależność parametrów modelu Burgersa od temperatury dla AC 22P 35/50 (PL1)

5.3.2.3. Ocena wyznaczonych parametrów modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych

Ocenę wyznaczonych w programie VEROAD parametrów modelu Burgersa przeprowadzono na zasadzie porównania modułów dynamicznych $|E^*|_{lab}$ i kątów przesunięcia fazowego φ_{lab} , określonych w badaniu laboratoryjnym z modułami

dynamicznymi $|E^*|_{mod}$ i kątami przesunięcia fazowego φ_{mod} obliczonymi ze wzorów (5.9)-(5.11) dla tych parametrów. Na rysunku 5.18 przedstawiono w postaci graficznej przykładowe porównanie $|E^*|_{mod}$ i φ_{mod} z $|E^*|_{lab}$ i φ_{lab} dla AC 22P 35/50 (PL1) dla wszystkich temperatur (4, 20 i 45°C) i częstotliwości (od 0,01 Hz do 25 Hz) w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym.

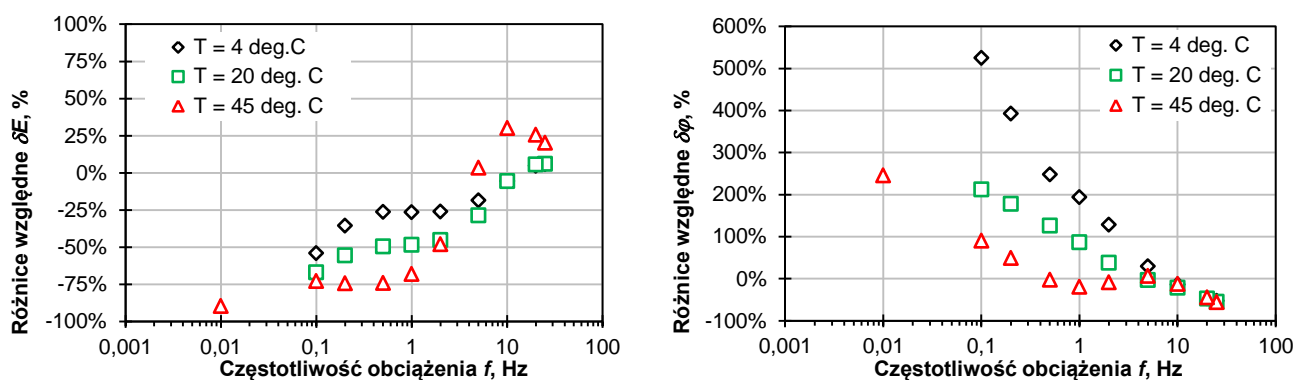


Rysunek 5.18. Porównanie modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ dla mieszanki AC 22P 35/50 (PL1) dla wszystkich częstotliwości obciążenia (model Burgersa)

Pożądanym jest, aby punkty na wykresach (rys. 5.18) położone były możliwie najbliżej "linii równości". W idealnym przypadku, gdy punkty znajdowałyby się dokładnie na tej linii, zachodziłyby równości $|E^*|_{lab} = |E^*|_{mod}$ oraz $\varphi_{lab} = \varphi_{mod}$. Oznaczałoby to, że przyjęty model materiałowy dokładnie odpowiada rzeczywistemu zachowaniu się mieszanki mineralno-asfaltowej, a różnice względne δ_E i δ_φ odpowiednio modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ , określone ze wzorów (5.7) i (5.8), byłyby równe 0%.

Moduły dynamiczne wyznaczone na podstawie przyjętych parametrów modelu Burgersa wykazują lepsze dopasowanie do wartości wyznaczonych doświadczalnie w odróżnieniu od kątów przesunięcia fazowego, dla których różnice względne generalnie są znacząco większe (nawet kilkakrotnie). Prawdopodobnie przyczyną jest fakt, że w aproksymacji numerycznej przyjęto według Hopmana [119] wagę „10” a dla modułów i wagę „1” dla kąta przesunięcia fazowego. Proces aproksymacji nadawał więc priorytet wartościom modułów.

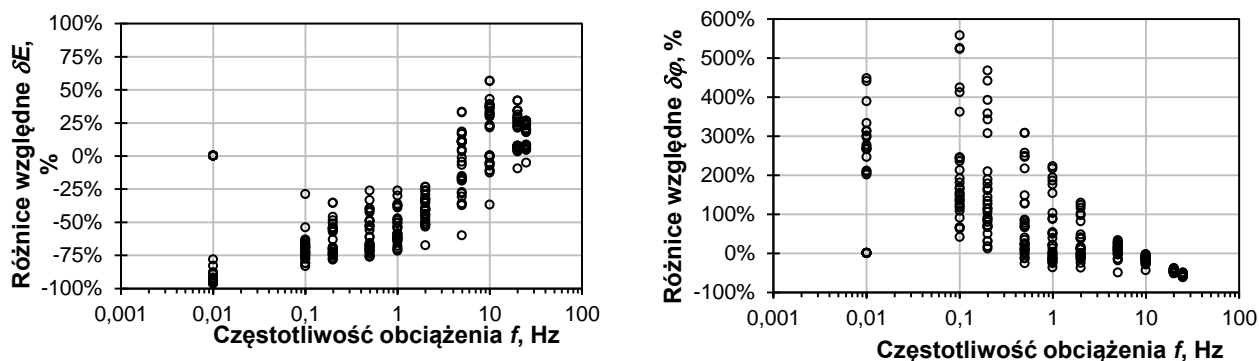
Zarówno w przypadku modułów dynamicznych, jak i kątów przesunięcia fazowego można zaobserwować pewną zależność dopasowania modelu do danych doświadczalnych od częstotliwości obciążenia. Dopasowanie modułów dynamicznych $|E^*|_{mod}$ do $|E^*|_{lab}$ oraz dopasowanie kątów przesunięcia fazowego φ_{mod} do φ_{lab} jest tym lepsze (mniejsze są różnice pomiędzy nimi), im większa jest częstotliwość obciążenia. Efekt ten widoczny jest dobrze na rysunku 5.19, na którym przedstawiono procentowe różnice względne δ_E i δ_φ , między wartościami odpowiednio $|E^*|_{lab}$ i $|E^*|_{mod}$ oraz między wartościami φ_{mod} i φ_{lab} , w zależności od częstotliwości obciążenia dla przykładowej mieszanki mineralno-asfaltowej (AC 22P 35/50 (PL1)). Analogiczne wykresy dla pozostałych mieszanek zostały przedstawione w Załączniku Z3 na rysunkach Z3.1-Z3.9.



Rysunek 5.19. Różnice względne modułów dynamicznych δE i kątów przesunięcia fazowego $\delta\varphi$ w zależności od częstotliwości dla mieszanki AC 22P 35/50 (PL1), model Burgersa

Dla częstotliwości mniejszych niż ok. 5 Hz moduły dynamiczne $|E^*|_{mod}$, obliczone na podstawie parametrów modelu Burgersa, są mniejsze niż moduły $|E^*|_{lab}$ uzyskane z badania pod obciążeniem powtarzalnym. Wzrost częstotliwości powoduje generalnie zwiększenie zgodności $|E^*|_{mod}$ i $|E^*|_{lab}$. W przypadku kątów przesunięcia fazowego, im częstotliwość obciążenia jest większa, tym różnice względne pomiędzy wartościami φ_{mod} i φ_{lab} są mniejsze, ale tylko dla częstotliwości $f \geq 0,5$ Hz istnieje pewna zgodność.

Dla długich czasów obciążenia (małe częstotliwości) moduły dynamiczne wyznaczone dla modelu Burgersa są mniejsze niż moduły otrzymane w badaniu laboratoryjnym. Kąty przesunięcia fazowego natomiast są dla małych częstotliwości nieporównywalnie większe niż kąty uzyskane w badaniu laboratoryjnym (nawet do 6 razy większe). Tak określony model Burgersa materiału słabo zatem oddawał będzie efekt opóźnienia odkształceń względem naprężeń dla rzeczywistego materiału. Podobne wnioski można wysnuć dla każdej analizowanej mieszanki mineralno-asfaltowej. Wpływ częstotliwości na dopasowanie modelu do danych doświadczalnych dobrze jest widoczny również na zbiorczych wykresach zależności różnic względnych od częstotliwości dla wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych i temperatur (rysunek 5.20).



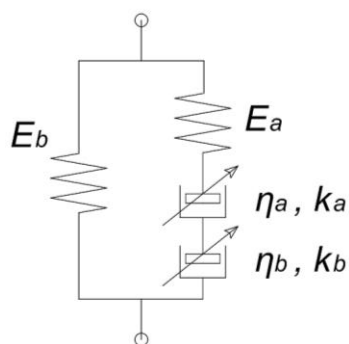
Rysunek 5.20. Wykresy różnic względnych w zależności od częstotliwości dla modelu Burgersa wszystkich analizowanych mma

W generalnej ocenie stwierdzono, że wyznaczone parametry modelu Burgersa w średnim stopniu odpowiadają rzeczywistemu zachowaniu się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym. Lepsze dopasowanie modelu Burgersa do danych doświadczalnych otrzymano w przypadku większych częstotliwości, czyli dla krótszych czasów obciążenia.

5.3.3. Wyznaczenie parametrów lepkosprężystego modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych

5.3.3.1. Metodologia wyznaczania parametrów modelu Hueta-Sayegha

Poniżej podana metodologia wyznaczania parametrów modelu Hueta-Sayegha (rys. 5.21) została opracowana przez Pronka [89] i adaptowana przez Hopmana [119].



Rysunek 5.21. Lepkosprężysty model Hueta-Sayegha i jego parametry

Parametry E_p , E_a , k_a , k_b , δ , η_a , η_b modelu Hueta-Sayegha analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych wyznaczono metodą najlepszego ich dopasowania do danych otrzymanych z badania pod obciążeniem powtarzalnym – modułów dynamicznych $|E^*|$ oraz kątów przesunięcia fazowego φ określonych dla wszystkich temperatur i częstotliwości obciążenia.

W tym celu wykorzystano wykres Blacka (zależność kąta przesunięcia fazowego φ od modułu dynamicznego $|E^*|$) oraz wykres Cole-Cole (zależność urojonej części modułu zespolonego $E'' = \text{Im } E^*$ od rzeczywistej części modułu zespolonego $E' = \text{Re } E^*$). Funkcją wiążącą E' i E'' z modułem dynamicznym, jak podano w NCHRP Report 465 [N12], jest zależność (5.14), natomiast z kątem przesunięcia fazowego zależność (5.15).

$$|E^*| = \sqrt{(E')^2 + (E'')^2} \quad (5.14)$$

$$\varphi(f) = \arctan\left(\frac{E''}{E'}\right) = \arctan\left(\frac{\text{Im } E^*}{\text{Re } E^*}\right) \quad (5.15)$$

Część rzeczywistą i urojoną modułu zespolonego można wyznaczyć na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym z zależności (5.16) i (5.17) zawartych w raporcie NCHRP [N12].

$$E' = \operatorname{Re} E^* = |E^*| \times \cos(\varphi) \quad (5.16)$$

$$E'' = \operatorname{Im} E^* = |E^*| \times \sin(\varphi) \quad (5.17)$$

W modelu Hueta-Sayegha rzeczywista i urojona część modułu zespolonego są wyrażone za pomocą parametrów tego modelu [89, 118] i określone przez zależności odpowiednio (5.18) i (5.19),:

$$E' = \operatorname{Re} E^* = E_p + (E_p - E_a) \times \frac{X}{X^2 + Y^2} \quad (5.18)$$

$$E'' = \operatorname{Im} E^* = (E_p - E_a) \times \frac{Y}{X^2 + Y^2} \quad (5.19)$$

gdzie:

$$X = 1 + \delta \times \frac{\cos(0,5 \pi \times k_a)}{(2 \pi f \times \tau)^{k_a}} + \frac{\cos(0,5 \pi \times k_b)}{(2 \pi f \times \tau)^{k_b}} \quad (5.20)$$

$$Y = \delta \times \frac{\sin(0,5 \pi \times k_a)}{(2 \pi f \times \tau)^{k_a}} + \frac{\sin(0,5 \pi \times k_b)}{(2 \pi f \times \tau)^{k_b}} \quad (5.21)$$

Wartość τ oznacza pewną funkcję zależną od temperatury, daną wzorem (5.22):

$$\tau = \exp(A + BT + CT^2) \quad (5.22)$$

Ponadto zachodzi zależność (5.23) postaci:

$$\eta_a = \frac{\tau \times E_a}{\delta} = \frac{\eta_b}{\delta} \quad (5.23)$$

Wyznaczenie parametrów modelu Hueta-Sayegha sprowadza się do przyjęcia takich wartości parametrów E_p , E_a , k_a , k_b , δ , η_a i η_b , aby jednocześnie:

- wykres Cole-Cole dla E' i E'' wyznaczonych na podstawie tych parametrów ze wzorów (5.18)-(5.23), był jak najbardziej zbliżony do wykresu Cole-Cole dla E' i E'' wyznaczonych w oparciu o wyniki badania pod obciążeniem powtarzalnym ze wzorów (5.16) i (5.17) oraz
- wykres Blacka dla $|E^*|_{mod}$ i φ_{mod} , wyznaczonych na podstawie tych parametrów ze wzorów (5.14), (5.15), (5.18)-(5.23), był jak najbardziej zbliżony do wykresu Blacka dla $|E^*|_{lab}$ i φ_{lab} otrzymanych bezpośrednio w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym.

Podczas wyznaczania parametrów modelu Hueta-Sayegha rozpatruje się wszystkie temperatury łącznie. Do określenia parametrów modelu Hueta-Sayegha dla mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawioną metodą wykorzystano gotowy arkusz kalkulacyjny wchodzący w skład oprogramowania VEROAD.

Ocenę zgodności modelu Burgersa z wynikami badań pod obciążeniem powtarzalnym przeprowadzono w punkcie 5.3.3.3 tego rozdziału.

5.3.3.2. Parametry modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych

Parametry modelu Hueta-Sayegha można podzielić na niezależne od temperatury (E_p , E_a , k_a , k_b i δ) oraz zależne od temperatury (η_a , η_b). Współczynniki lepkości η_a i η_b są związane ze sobą współczynnikiem proporcjonalności δ według zależności (5.23) i zależą od funkcji temperatury $\tau(T)$ danej wzorem (5.22). W tabelicy 5.11 podano wartości niezależnych od temperatury parametrów modelu Hueta-Sayegha, wyznaczonych metodą opisaną w punkcie 5.3.3.1 oraz współczynniki funkcji $\tau(T)$ dla wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych.

Tablica 5.11. Niezależne od temperatury parametry modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych oraz współczynniki funkcji $\tau(T)$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametry modelu Hueta-Sayegha niezależne od temperatury					Współczynniki funkcji $\tau(T)$ - zależność (5.24)		
	E_p [MPa]	E_a [MPa]	k_a [-]	k_b [-]	δ [-]	A [-]	B [-]	C [-]
SMA 8 45/80-55	59	20 041	0,35	0,70	100	13,803	-0,389	0,002
AC 16W 35/50	70	33 930	0,33	0,70	100	14,861	-0,332	0,001
AC 22P 35/50 (PL1)	70	36 930	0,31	0,60	100	15,702	-0,228	-0,001
AC 22P 35/50 (PL2)	55	21 445	0,41	0,45	100	10,732	-0,239	0,000
AC 22P 35/50 (D)	77	21 023	0,41	0,45	100	19,416	-0,673	0,006
AC 22P 50/70 (PL2)	47	21 953	0,40	0,80	100	10,688	-0,247	0,000
AC 22P 50/70 (D)	58	33 942	0,41	0,41	100	8,309	-0,202	0,000
AC-WMS 16 20/30	45	33 955	0,30	0,70	100	17,412	-0,322	0,000
AC-WMS 16 MG	65	27 935	0,28	0,65	100	17,459	-0,336	0,000
AC-WMS 16 25/55-60	35	34 965	0,31	0,50	100	15,176	-0,313	-0,001

Współczynniki A , B i C funkcji τ są rezultatem wyznaczenia parametrów modelu Hueta-Sayegha na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym. W obliczeniach lepkosprężystych konstrukcji nawierzchni w programie VEROAD korzysta się jednak ze współczynników lepkości η_a i η_b , nie zaś z funkcji τ . Dlatego korzystając z (5.22) i (5.23), wyznaczono wartości η_a i η_b w przedziale temperatur od 0°C do 50°C dla wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych. Ponieważ η_a i η_b są względem siebie proporcjonalne ze współczynnikiem proporcjonalności δ , to wystarczające jest określenie δ oraz dowolnego ze współczynników lepkości η_a lub η_b . Wartości drugiego współczynnika można wówczas łatwo wyznaczyć z (5.23). W analizach przyjęto $\delta = 100$, ponieważ dla takiej wartości uzyskano najlepsze dopasowanie modelu do danych doświadczalnych.

Z wymienionych powodów, w tablicach 5.12-5.14 zestawiono wartości jedynie współczynników lepkości η_b , pomijając wartości η_a .

Tablica 5.12. Współczynniki lepkości η_b [MPa.s] dla mieszanek mineralno-asfaltowych do warstwy ścieralnej i wiążącej

Temperatura	SMA 8 45/80-55	AC 16W 35/50
0°C	19 791 837 737	96 523 743 125
10°C	494 241 812	3 856 611 780
20°C	18 412 410	188 207 354
30°C	1 023 292	11 218 277
40°C	84 841	816 723
50°C	10 494	72 624

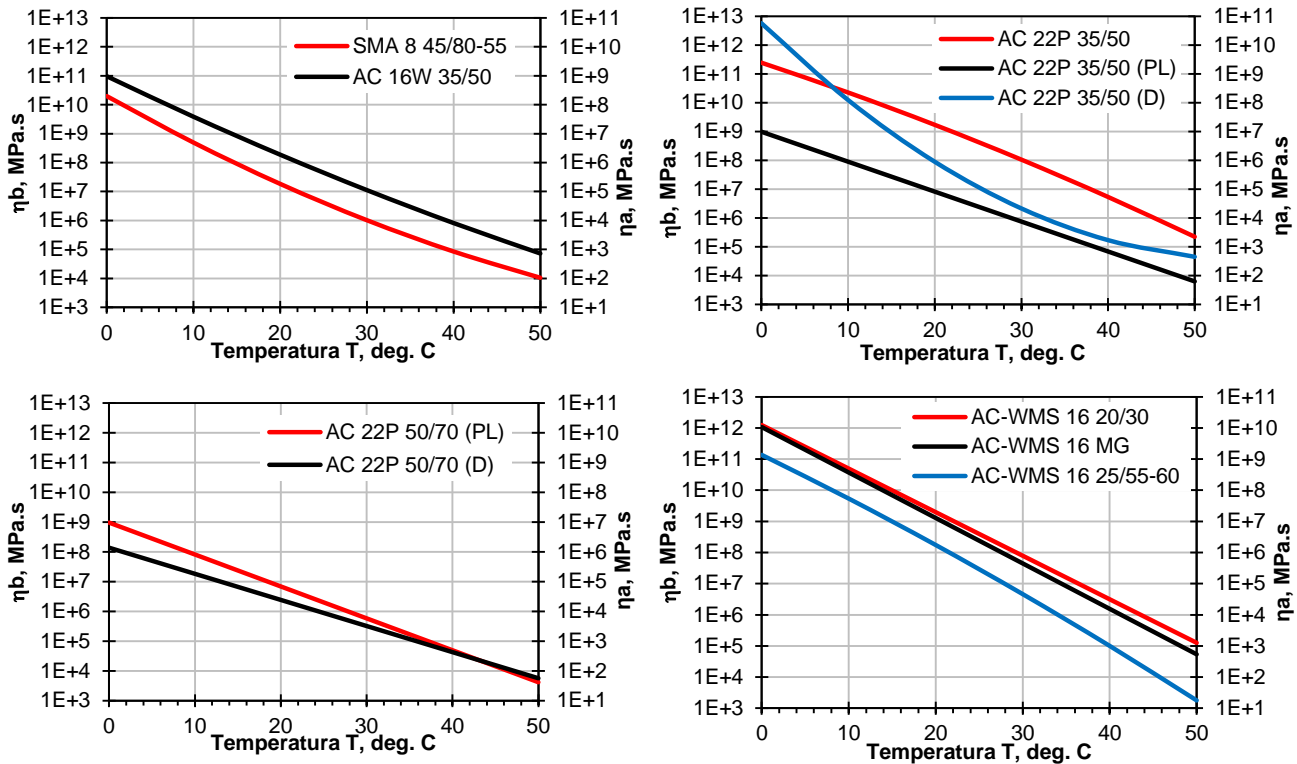
Tablica 5.13. Współczynniki lepkości η_b [MPa.s] dla konwencjonalnych betonów asfaltowych do podbudowy

Temperatura	AC 22P 35/50 (PL1)	AC 22P 35/50 (PL2)	AC 22P 35/50 (D)	AC 22P 50/70 (PL2)	AC 22P 50/70 (D)
0°C	243 596 622 525	982 142 332	5 687 957 607 697	962 128 989	137 813 029
10°C	22 545 008 094	89 993 391	12 380 300 234	81 381 545	18 281 652
20°C	1 708 325 534	8 246 066	89 466 280	6 883 646	2 425 161
30°C	105 981 966	755 584	2 146 550	582 252	321 711
40°C	5 383 124	69 234	170 992	49 250	42 677
50°C	223 861	6 344	45 224	4 166	5 661

Tablica 5.14. Współczynniki lepkości η_b [MPa.s] dla betonów asfaltowych o wysokim module sztywności

Temperatura	AC-WMS 16 20/30	AC-WMS 16 MG	AC-WMS 16 25/55-60
0°C	1 238 338 153 082	1 067 815 044 213	136 297 092 001
10°C	49 477 873 053	37 090 832 066	5 391 572 052
20°C	1 976 891 300	1 288 359 656	174 616 525
30°C	78 986 807	44 751 506	4 630 164
40°C	3 155 922	1 554 455	100 519
50°C	126 095	53 994	1 787

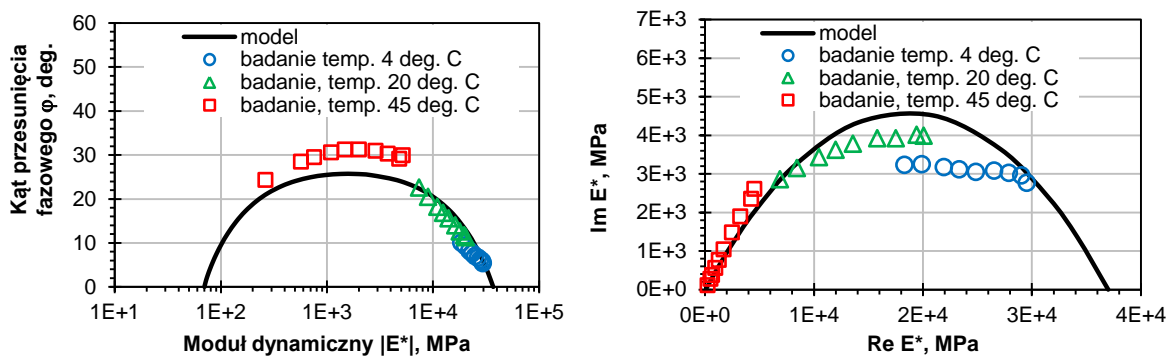
Na rysunku 5.22 pokazano zależności obu współczynników lepkości od temperatury, przy czym lewa oś pionowa układu współrzędnych odpowiada wartościom η_b , prawa zaś wartościom η_a .



Rysunek 5.22. Porównanie zależności współczynników lepkości η_a i η_b od temperatury dla analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych

5.3.3.3. Ocena wyznaczonych parametrów modelu Hueta-Sayegha mieszanek mineralno-asfaltowych

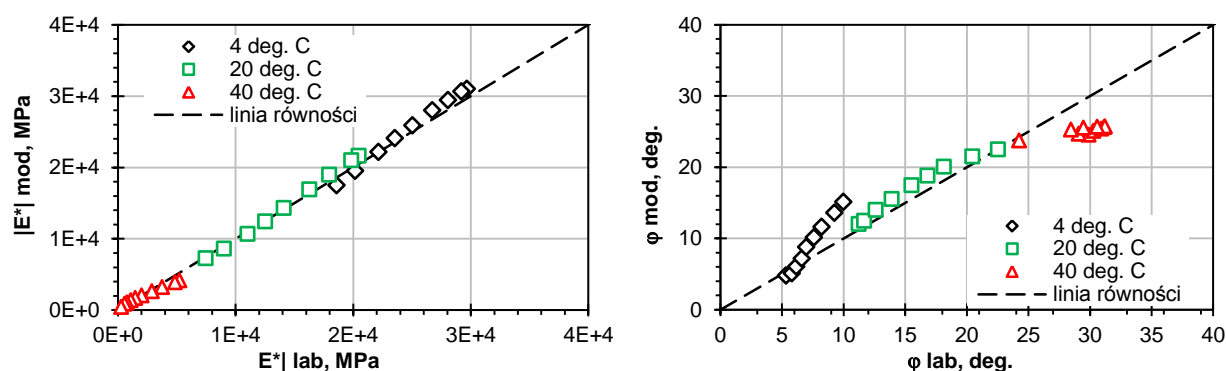
Na rysunku 5.23 pokazano dla przykładowej mieszanki mineralno-asfaltowej (AC 22P 35/50 (PL1)) wykres Blacka i wykres Cole-Cole, stanowiące podstawę wyznaczania parametrów modelu Hueta-Sayegha w oparciu o wyniki badania pod obciążeniem powtarzalnym. Punkty na wykresach oznaczają wartości otrzymane doświadczalnie dla wszystkich temperatur badania (4, 20 i 45°C) i częstotliwości obciążenia (od 0,01 Hz do 25 Hz). Linie prezentują zależności wyznaczone w oparciu o przyjęte parametry modelu Hueta-Sayegha.



Rysunek 5.23. Wykres Blacka (z lewej) i wykres Cole-Cole (z prawej) na podstawie modelu Hueta-Sayegha i wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym dla mieszanki AC 22P 35/50 (PL1)

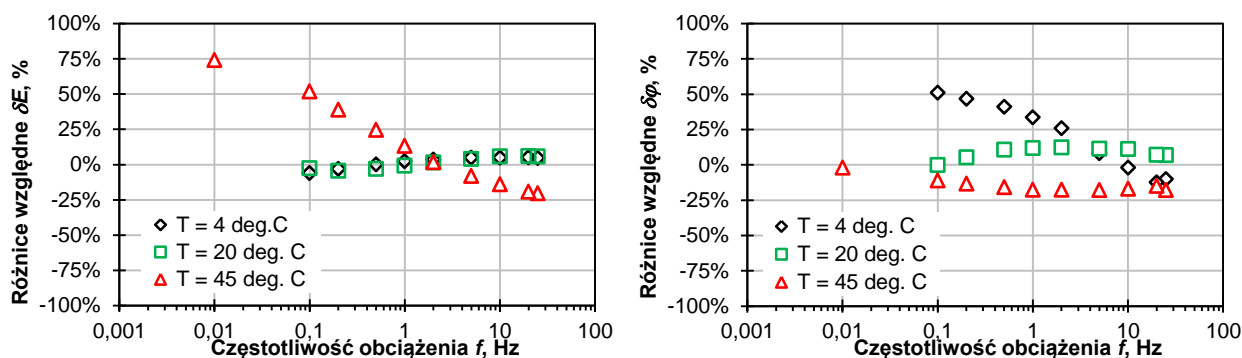
Wyznaczenie parametrów modelu Hueta-Sayegha według metody opisanej w [89] i [119], dla każdej z mieszanek mineralno-asfaltowych polegało na dopasowaniu ciągłej linii na wykresach Blacka i Cole-Cole, reprezentującej model lepkosprężysty do punktów doświadczalnych, uzyskanych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym. Najgorsze dopasowania uzyskano na wykresie Blacka dla najwyższych temperatur badania, natomiast na wykresie Cole-Cole dla najniższych temperatur badania.

Ocenę rozwiązania przeprowadzono, podobnie jak w przypadku modelu Burgersa, na podstawie porównania wartości $|E^*|_{lab}$ i φ_{lab} uzyskanych z badania pod obciążeniem powtarzalnym z wartościami $|E^*|_{mod}$ i φ_{mod} wyznaczonymi z przyjętych parametrów modelu Hueta-Sayegha na podstawie wzorów (5.14), (5.15) i (5.18)-(5.23). Na rysunku 5.24 przedstawiono w postaci graficznej przykładowe porównanie $|E^*|_{mod}$ i φ_{mod} z $|E^*|_{lab}$ i φ_{lab} dla AC 22P 35/50 dla wszystkich temperatur (4, 20 i 45°C) i częstotliwości (od 0,01 Hz do 25 Hz) w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym.



Rysunek 5.24. Porównanie wartości $|E^*|$ i φ dla AC 22P 35/50 (PL1) dla wszystkich częstotliwości obciążenia (model Hueta-Sayegha)

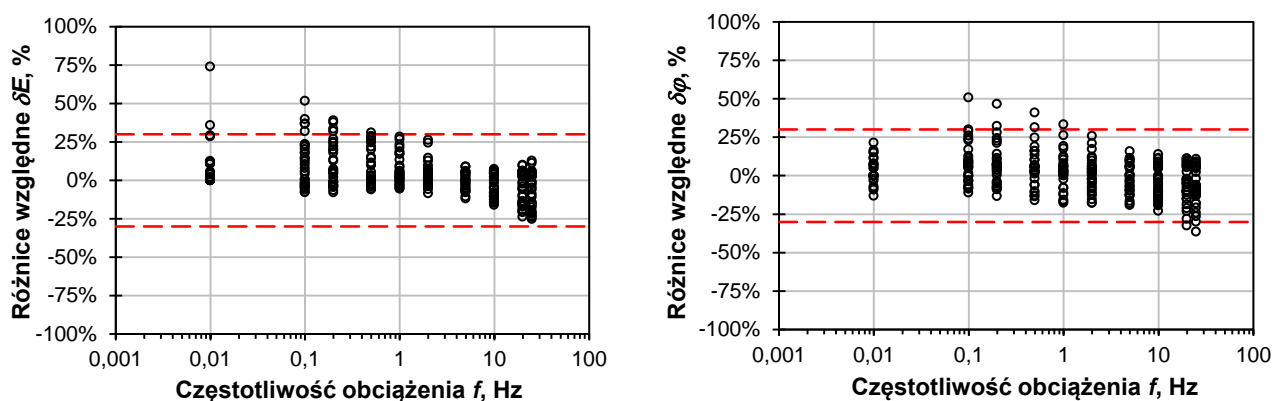
Na rysunku 5.25 pokazano dla przykładowej mieszanki AC 22P 35/50 (PL1) porównanie różnic względnych odpowiednio δ_E i δ_φ w funkcji częstotliwości, obliczonych ze wzorów (5.7) i (5.9). Spośród wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych dla tego materiału otrzymano najgorszą zgodność modelu Hueta-Sayegha z danymi doświadczalnymi. Analogiczne wykresy dla pozostałych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w Załączniku Z4 na rysunkach Z4.1-Z4.9.



Rysunek 5.25. Różnice względne δ_E i δ_φ w zależności od częstotliwości dla mieszanki AC 22P 35/50 (PL1), model Burgersa

Na podstawie analizy różnic względnych można stwierdzić, że najgorsze dopasowanie modelu Hueta-Sayegha do wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym uzyskano dla modułów dynamicznych w najwyższych temperaturach (40°C i 45°C) oraz dla kątów przesunięcia fazowego w najniższej temperaturze (4°C).

Większość (ponad 95%) różnic względnych, dotyczących zarówno modułów, jak i kątów przesunięcia fazowego, wyznaczonych dla różnych m_{ma} , zawiera się w przedziale od -30% do 30%, co wskazuje na dobrą zgodność modelu z rzeczywistym zachowaniem się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym. Szczególnie dobrze widoczne jest to na zbiorczych wykresach zależności różnic względnych od częstotliwości (rysunek 5.26) obejmujących wszystkie analizowane mieszanki mineralno-asfaltowe.

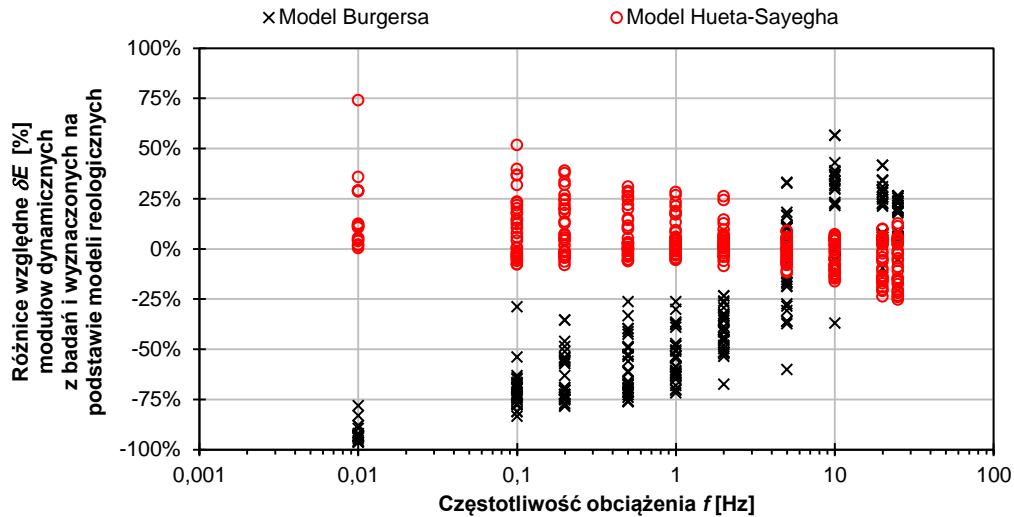


Rysunek 5.26. Zbiorcze wykresy różnic względnych w zależności od częstotliwości dla modelu Hueta-Sayegha wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych i temperatur

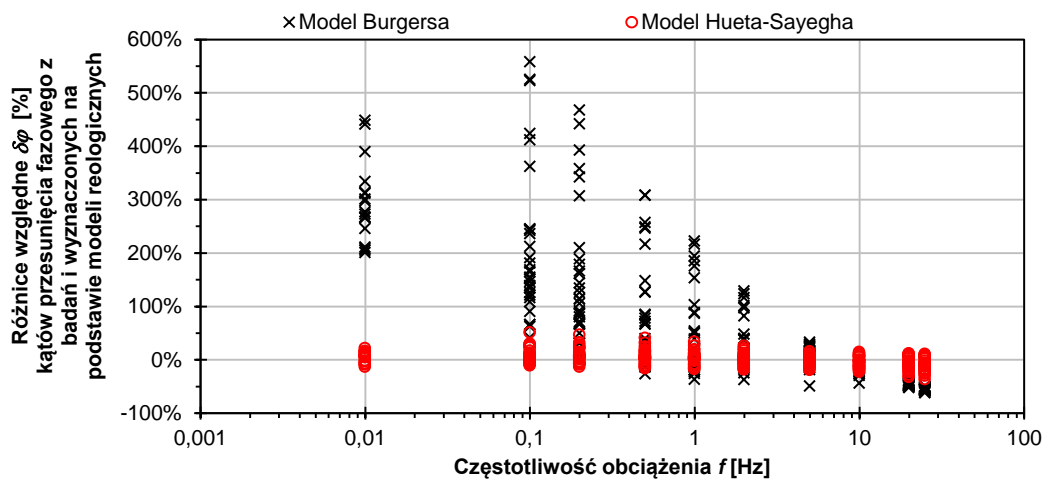
Generalnie można stwierdzić, że zastosowana metoda pozwoliła na określenie parametrów modelu Hueta-Sayegha, które w większości przypadków dobrze odpowiadają rzeczywistemu zachowaniu się zbadanych mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym, istotnie lepiej niż parametry modelu Burgersa.

5.3.4. Porównanie zgodności modeli Burgersa i Hueta-Sayegha z wynikami badania pod obciążeniem powtarzalnym

W punkcie tym porównano dobroć dopasowania do danych doświadczalnych modelu Burgersa i modelu Hueta-Sayegha, które przedstawiono odpowiednio w punktach 5.3.2.3 i 5.3.3.3 tego rozdziału. Na rysunkach 5.27 i 5.28 pokazano łącznie dla wszystkich analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych i temperatur zależność różnic względnych δ_E i δ_φ , odpowiednio modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ , wyznaczonych w oparciu o wyniki badania pod obciążeniem powtarzalnym i na podstawie przyjętych modeli reologicznych, w zależności od częstotliwości obciążenia f .



Rysunek 5.27. Różnice względne δE modułów dynamicznych $|E^*|$ określonych w badaniu laboratoryjnym i wyznaczonych na podstawie parametrów modeli reologicznych, w zależności od częstotliwości obciążenia f (wszystkie temperatury i mieszanki mineralno-asfaltowe)



Rysunek 5.28. Różnice względne $\delta \varphi$ kątów przesunięcia fazowego φ , określonych w badaniu laboratoryjnym i wyznaczonych na podstawie parametrów modeli reologicznych, w zależności od częstotliwości obciążenia f (wszystkie temperatury i mieszanki mineralno-asfaltowe)

Z przedstawianego porównania wynika, że:

- model Hueta-Sayegha dużo lepiej niż model Burgersa opisuje rzeczywiste zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym dla każdej z temperatur i dla każdej częstotliwości obciążenia;
- istnieje wpływ częstotliwości obciążenia na dopasowanie obu modeli do danych doświadczalnych – modele Burgersa i Hueta-Sayegha lepiej opisują rzeczywiste zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym dla większych częstotliwości niż dla mniejszych.

5.3.5. Podsumowanie

Na podstawie wyznaczenia parametrów reologicznych modeli lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegha oraz ich oceny można powiedzieć, że:

1. Wyznaczanie parametrów reologicznych modeli Burgersa i Hueta-Sayegha na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym nie zawsze daje zadowalające efekty. Zgodność przyjętego modelu z rzeczywistym zachowaniem się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym nie zawsze jest wystarczająca, mimo dążenia do jak najlepszego dopasowania parametrów do danych doświadczalnych. W szczególności dotyczy to zastosowanej metody wyznaczania parametrów modelu Burgersa.
2. W przypadku modelu Burgersa uzyskano znacząco lepszą zgodność parametrów $|E^*|_{mod}$ i $|E^*|_{lab}$ niż zgodność φ_{mod} i φ_{lab} . Dla modelu Hueta-Sayegha otrzymano porównywalne zgodności parametrów $|E^*|_{mod}$ i $|E^*|_{lab}$ oraz φ_{mod} i φ_{lab} .
3. W generalnej ocenie wyznaczone parametry modeli lepkosprężystych odpowiadają rzeczywistemu zachowaniu się analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym w mniejszym stopniu dla modelu Burgersa i w dużym stopniu dla modelu Hueta-Sayegha.
4. Jako, że oba modele lepkosprężyste są powszechnie stosowane na całym świecie w analizach konstrukcji nawierzchni, zdecydowano o wykorzystaniu obu modeli w dalszych pracach, pamiętając jednak, że choć parametry modelu Burgersa zostały wyznaczone możliwie najlepiej to nie odpowiadają one wynikom badania pod obciążeniem powtarzalnym w takim samym stopniu jak dla modelu Hueta-Sayegha.

6. WPŁYW WYBRANYCH CZYNNIKÓW NA LEPKOSPŁĘŻYSTE ZACHOWANIE SIĘ KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI

6.1. Wprowadzenie

Rozdział ten dotyczy analizy zachowania się konstrukcji nawierzchni podatnych, modelowanej jako układ lepkosprężystych i sprężystych warstw, obciążony poruszającym się kołem. W analizach sprawdzono wpływ na zachowanie się konstrukcji nawierzchni następujących czynników:

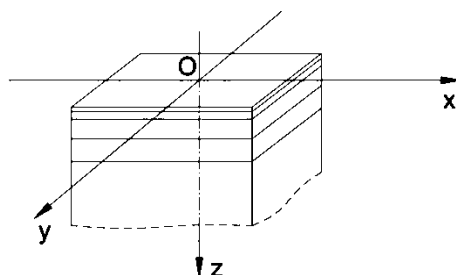
- temperatury warstw asfaltowych i prędkości poruszania się obciążenia,
- przyjętego modelu reologicznego warstw asfaltowych nawierzchni (sprężystego Hooke'a, lepkosprężystego Burgersa albo lepkosprężystego Hueta-Sayegha),
- zastosowania do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS w różnych konfiguracjach,
- pocienienia warstw wykonanych z AC-WMS w porównaniu z konstrukcją o niepocienionej podbudowie z konwencjonalnego betonu asfaltowego AC.

6.2. Założenia do analiz

Analizy zaprezentowane w tym rozdziale przeprowadzono w oparciu o obliczenia mechanistyczne konstrukcji nawierzchni wykonane przy użyciu programu komputerowego VEROAD [119], poprzedzone przyjęciem: modelu nawierzchni (p. 6.2.1), układu warstw konstrukcyjnych (p. 6.2.2), temperatur (p. 6.2.3), obciążenia (p. 6.2.4), parametrów warstw konstrukcyjnych (p. 6.2.5) i parametrów mechanicznych charakteryzujących zachowanie się nawierzchni (p. 6.2.6).

6.2.1. Model nawierzchni

Obliczenia zostały wykonane dla nawierzchni jako półprzestrzeni złożonej z 4 warstw konstrukcyjnych (warstwa ścieralna, warstwa wiążąca, górna warstwa podbudowy zasadniczej, dolna warstwa podbudowy zasadniczej) oraz ulepszanego podłoża nawierzchni. Warstwy konstrukcyjne traktowane były jako elementy przestrzenne o skończonej grubości i nieskończonych wymiarach poziomych, natomiast podłoże jako półprzestrzeń. W obliczeniach przyjęto kartezjański układ współrzędnych (x ; y ; z) zorientowany tak, że początek układu współrzędnych (punkt O) znajdował się na powierzchni jezdni, oś x stanowiła wymiar podłużny (wzdłuż którego poruszało się obciążenie), oś y stanowiła wymiar poprzeczny, a oś z wymiar pionowy (głębokość). W obliczeniach założono jednorodność i izotropowość poszczególnych warstw nawierzchni oraz pełną szczepność międzywarstwową (zgodność przemieszczeń poziomych i pionowych na granicach dwóch sąsiadujących ze sobą warstw). Model nawierzchni oraz przyjęty układ współrzędnych zaprezentowano na rysunku 6.1.



Rysunek 6.1. Model nawierzchni oraz orientacja osi układu współrzędnych

6.2.2. Konstrukcja nawierzchni

W celu ograniczenia liczby analiz i rozpatrywanych przypadków, wszystkie obliczenia wykonano dla jednej konstrukcji nawierzchni dla najcięższego ruchu kategorii KR7 o układzie warstw, zgodnym z polskim Katalogiem Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych 2014 [43], z 3 warstwami asfaltowymi, ułożonymi na podbudowie z kruszywa niezwiązanego i ulepszonym podłożu.

Warstwa ścieralna. Ponieważ warstwa ścieralna nie była przedmiotem analiz w niniejszej pracy, przyjęto we wszystkich rozpatrywanych przypadkach jej stałą grubość wynoszącą 4 cm oraz niezmienny materiał w postaci mastyksu grysowego SMA 8 45/80-55.

Warstwa wiążąca. Do analiz założono, że grubość warstwy wiążącej będzie stała (8 cm), a jej materiał, w zależności od analiz będzie wykonany z konwencjonalnego betonu asfaltowego AC 16W 35/50 albo z jednego z betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS 16 z asfaltem: drogowym zwykłym 20/30, wielorodzajowym 20/30 MG albo modyfikowanym 25/55-60.

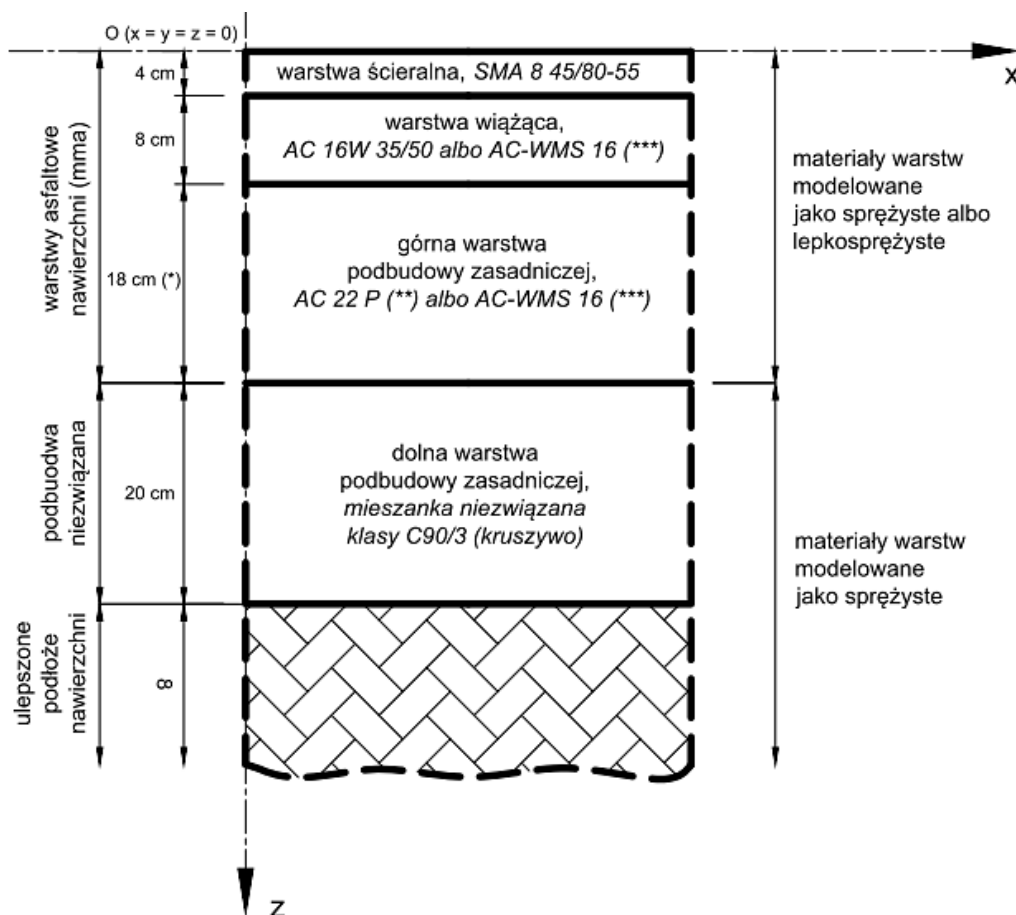
Górna warstwa podbudowy zasadniczej (asfaltowej). KTKN PiP [43] zakłada grubość podbudowy asfaltowej (dokł. górnej warstwy podbudowy zasadniczej) dla przyjętego ruchu wynoszącą 18 cm. W niektórych przypadkach (punkt 6.3.3.3) zmieniano jednak grubość podbudowy. Zostało to opisane w dalszej części pracy. Jako materiał podbudowy przyjmowano, również w zależności od analiz, albo konwencjonalne betony asfaltowe AC 22P, oznaczone jako 35/50 (PL1), 35/50 (PL2), 35/50 (D), 50/70 (PL2) 50/70 (D) albo betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS 16 z asfaltem: drogowym zwykłym 20/30, wielorodzajowym 20/30 MG albo modyfikowanym 25/55-60.

Dolna warstwa podbudowy zasadniczej. Przyjęto, że dolna warstwa podbudowy zasadniczej wykonana jest z mieszanki niezwiązanej klasy C90/3 (kruszywo), traktowanej jako materiał sprężysty. Jej grubość (20 cm) i parametry założono takie same dla wszystkich przeprowadzonych analiz.

Ulepszone podłoże nawierzchni. W analizach nie było istotnym z jakiego materiału wykonane są warstwy dolne nawierzchni, ulepszone podłoże gruntowe i grunt rodzimy. Założono, że wszystkie one zachowują się jak materiały sprężyste i spełniają one wymóg nośności dla ruchu kategorii KR7. Przyjęto również, że warstwy te będą traktowane jako

półprzestrzeń sprężysta o odpowiedniej nośności dla ruchu KR7. Półprzestrzeń reprezentującą warstwy dolne nawierzchni, ulepszone podłoże gruntowe i grunt rodzimy w pracy nazwano „ulepszonym podłożem nawierzchni”.

Warstwy asfaltowe, w zależności od analiz, modelowane były jako wykonane z materiału o właściwościach sprężystych (model Hooke’a) albo lepkosprężystych (model Burgersa albo Hueta-Sayegha). Jeśli do analiz przyjęto dany model reologiczny warstw asfaltowych, to został on zastosowany do wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni. Zastosowane modele reologiczne zostały opisane w rozdziale 3. Właściwości warstw asfaltowych uzależniono od temperatury, co opisano w podpunkcie 6.2.3. Właściwości warstw konstrukcyjnych modelowanych zawsze jako materiały sprężyste, czyli podbudowy z kruszywa i ulepszanego podłoża, niezależniono od temperatury, a ich właściwości przyjęto jako stałe we wszystkich analizowanych przypadkach. Przyjętą konstrukcję nawierzchni pokazano schematycznie na rysunku 6.2.



(*) Podano grubość według KTKN PiP 2014 [43]. W niektórych analizach przyjęto mniejszą grubość podbudowy asfaltowej.

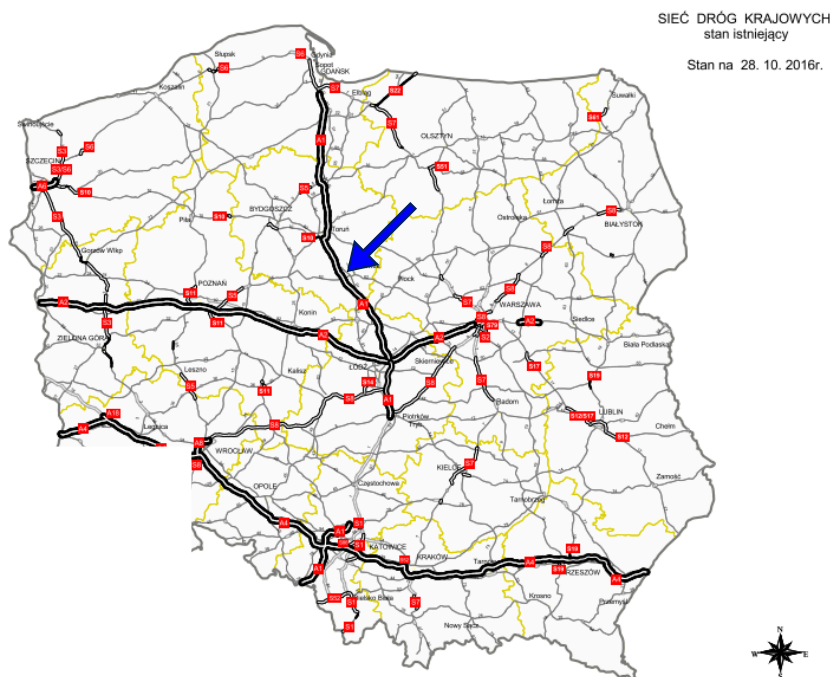
(**) Konwencjonalny beton asfaltowy AC 22P oznaczony jako: 35/50 (PL1), 35/50 (PL2), 35/50 (D), 50/70 (PL2) albo 50/70 (D)

(***) Beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC-WMS 16 z asfaltem: drogowym zwykłym 20/30, wielorodzajowym 20/30 MG albo modyfikowanym 25/55-60;

Rysunek 6.2. Konstrukcja nawierzchni przyjęta do analiz zgodnie z KTKN PiP 2014 [43].

6.2.3. Temperatura nawierzchni

W analizach, bez względu na zastosowany model reologiczny, parametry materiałowe wszystkich warstw asfaltowych uzależniono od ich temperatury. Uwzględniono rzeczywiste rozkłady temperatur w nawierzchni, odnotowane na stacji pomiarowej w miejscowości Probstowo na drodze krajowej DK91 (rysunek 6.3) w miesiącach letnich w ciągu trzech kolejnych lat – od 2011 do 2013 roku.



Rysunek 6.3. Lokalizacja stacji pomiarowej temperatury Probstowo na Drodze Krajowej DK 91; na podst. [40-42, 50]

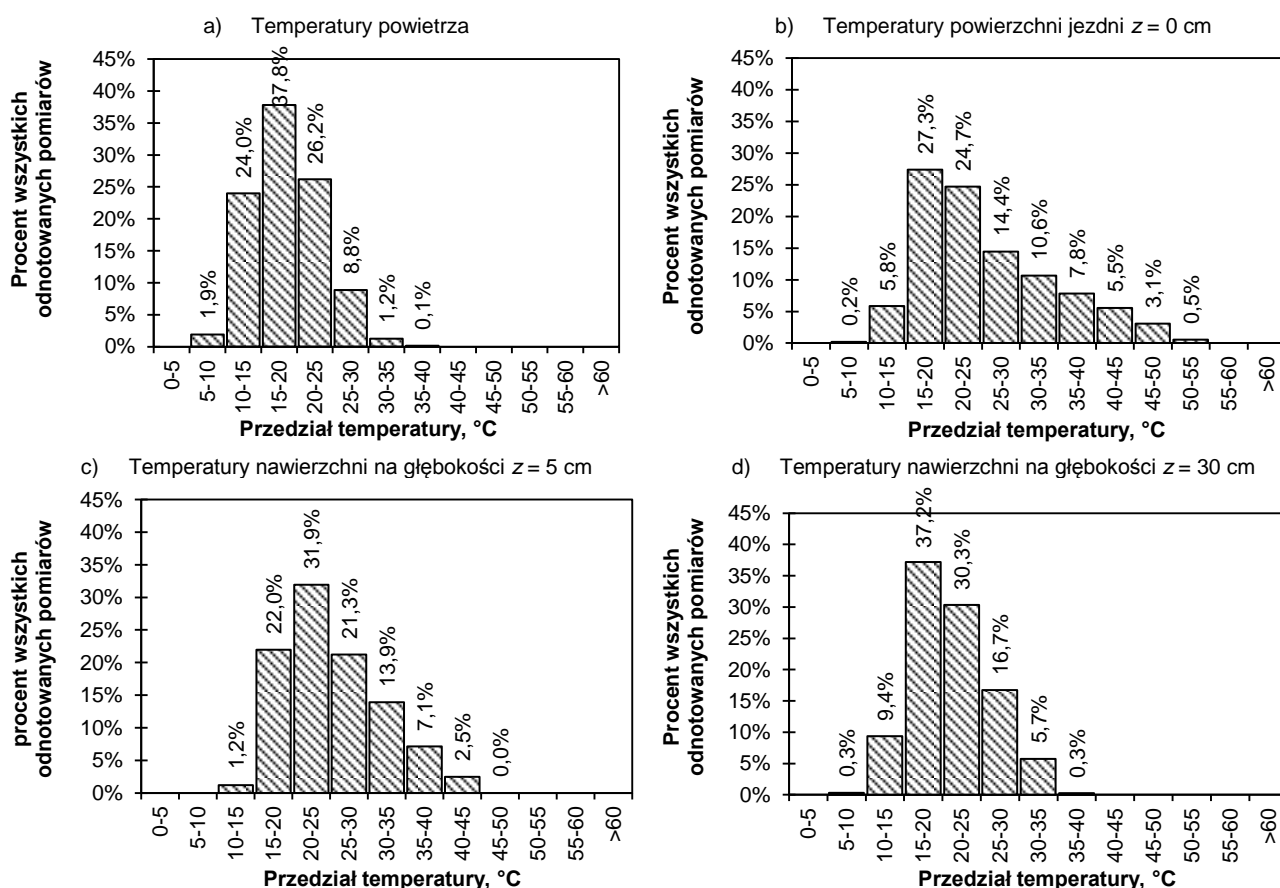
Wyboru stacji pomiaru temperatury dokonano spośród punktów pomiarowych zlokalizowanych na terenie całego kraju, na podstawie oceny kompletności pomiarów i długości okresu rejestrowania danych. Temperatury mierzone były co 10 minut, przez całą dobę, na wysokości 0,2 m nad powierzchnią terenu (temperatura powietrza), na powierzchni jezdni (głębokość $z = 0$) i w konstrukcji nawierzchni na głębokości $z = 5$ cm i $z = 30$ cm. Kompletność pomiarów w trakcie wymienionego okresu dla stacji pomiarowej Probstowo wyniosła 96%, co oznacza, że w 4% przypadków odnotowano braki w rejestrowanych danych (całkowity brak odczytu temperatur albo pojedyncze braki pomiaru temperatury na jednej z głębokości). Jeżeli stwierdzono choć częściowy brak danych w trakcie jednego pomiaru na dowolnej głębokości w nawierzchni, cały pomiar dla danej daty i godziny nie był brany pod uwagę w analizach. Do wyznaczenia rozkładów temperatury w nawierzchni wzięto pod uwagę jedynie letnie miesiące (od początku czerwca do końca sierpnia) każdego roku od 2011 do 2013. Przyjęto, że analizie poddane zostaną przypadki, gdy temperatura na powierzchni jezdni $T(z = 0)$ wynosiła 10, 20, 30, 40 i 50°C. Dla tak wyselekcjonowanych danych ze wszystkich odnotowanych pomiarów, dla każdej temperatury powierzchni jezdni $T(z = 0$ cm) sprawdzono zakres zmienności temperatur występujących na głębokości 5 cm (kol. 2. w tabelicy 6.1). Spośród tego zakresu przyjęto temperaturę najbliższą wartości średniej $T(z = 5$ cm) – kol. 4. w tabelicy 6.1. Następnie

sprawdzono zakres zmienności temperatur występujących na głębokości 30 cm (kol. 5. w tabelicy 6.1) dla każdej przyjętej temperatury średniej T ($z = 5$ cm) i odpowiadającej jej temperaturze T ($z = 0$ cm). Spośród tych zakresów wybrano temperatury najbliższe wartościom średnim – kol. 7. w tabelicy 6.1.

Tablica 6.1. Temperatury zmierzone na stacji pomiarowej Probostwo (DK 91) i temperatury przyjęte do analiz

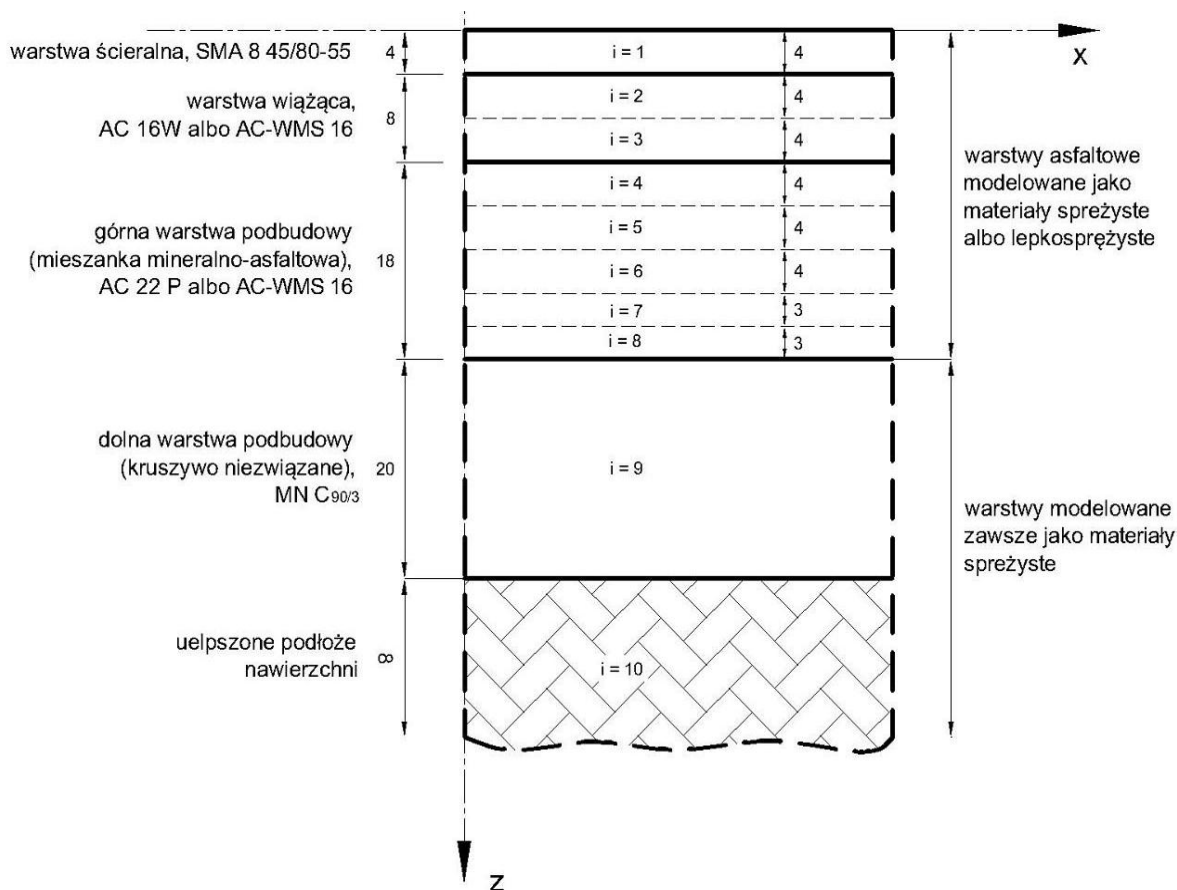
$T(z = 0 \text{ cm}),$ [°C]	$T(z = 5 \text{ cm}),$ [°C]			$T(z = 30 \text{ cm}),$ [°C]			Odpowiadająca data i godzina pomiaru
	zakres zmienności	średnio	przyjęto	zakres zmienności	średnio	przyjęto	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
10	12,0 - 12,7	12,4	12,7	11,4 - 11,8	11,6	11,5	2012-06-03 00:20
20	17,6 - 25,5	21,6	21,6	19,2 - 19,3	19,3	19,3	2011-07-11 04:40 2013-06-13 19:40
30	22,5 - 34,7	28,4	28,4	21,3 - 24,8	22,7	22,7	2012-08-05 08:30
40	30,7 - 40,2	34,6	34,5	28,7 - 27,9	28,3	28,3	2013-07-29 10:40
50	39,8 - 41,6	40,6	40,8	32,4 - 33,0	32,7	32,7	2013-06-19 12:30

Na rysunku 6.4 przedstawiono jaki procent wszystkich pomiarów stanowiły wartości odnotowanych temperatur powietrza i nawierzchni na głębokości 0, 5 i 30 cm.



Rysunek 6.4. Udział procentowy temperatur powietrza i nawierzchni w pomiarach w miesiącach letnich w latach 2011-2013 na stacji pomiarowej Probostwo (DK 91)

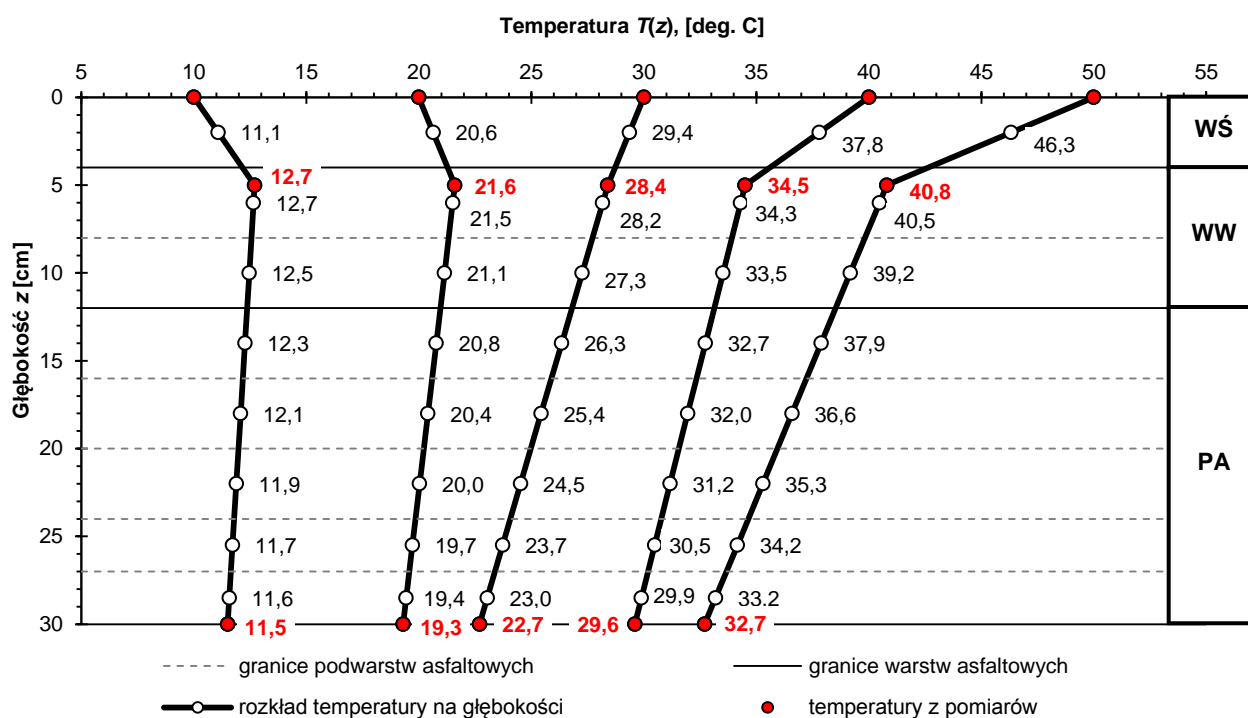
W rzeczywistej konstrukcji nawierzchni, nawet w obrębie jednej warstwy konstrukcyjnej (np. grubej podbudowy asfaltowej), w wyniku różnic temperatur, właściwości materiału na górze i na dole warstwy mogą się różnić. W celu dokładniejszego uwzględnienia rozkładu temperatury w nawierzchni oraz uwzględnienia zmiany właściwości reologicznych w poszczególnych warstwach asfaltowych, zostały one podzielone na podwarstwy o grubościach nie większych niż 4 cm, według rys. 6.5. Podział taki był wystarczająco szczegółowy, aby pozwolił na zwiększenie dokładności analiz przy podziale warstw na w miarę równe podwarstwy i jednocześnie nie zwiększając znacząco długotrwałości wykonywanych obliczeń.



Rysunek 6.5. Schemat przyjętej do analiz konstrukcji nawierzchni z podziałem na warstwy i podwarstwy. Wymiary podane w [cm]

Przyjęto, że temperaturą reprezentatywną T_i każdej i -tej podwarstwy jest temperatura występująca w środku jej grubości h_i . Przez temperaturę reprezentatywną podwarstwy asfaltowej uważano temperaturę, dla której właściwości materiału, z którego jest wykonana są reprezentatywne dla całej podwarstwy. Ponieważ dysponowano pomiarami rzeczywistej temperatury tylko na głębokościach $z = 0, 5$ i 30 cm, podjęto próby dopasowania do nich teoretycznych rozkładów temperatury na głębokości. Zagadnienia związane z temperaturą w nawierzchni było poruszane przez wielu naukowców, między innymi przez Nagórskiego i in. w [79], Graczyka, Rafę, Rafalskiego i Zofkę w [28], czy Mieczkowskiego [75-77]. Na potrzeby analiz w tej pracy, wyznaczenie rozkładu temperatury w nawierzchni w oparciu o dane pomiarowe próbowano wyznaczyć na początku przy wykorzystaniu różnych modeli, m.in. Viloijoena, modelu Fouriera przepływu

ciepła przez ośrodek jednowarstwowy i wielowarstwowy, przy różnych parametrach cieplnych warstw asfaltowych, zaczerpniętych zarówno z literatury, jak i traktowanych jako parametry dopasowania funkcji $T = T(z)$ do danych doświadczalnych. W żadnym z tych przypadków nie udało się jednak uzyskać zadowalającego dopasowania modelu do wartości zmierzonych. Z tego powodu zdecydowano o przyjęciu liniowych rozkładów temperatury na głębokości na podstawie pomiarów ze stacji Probstowo na DK 91 (rysunek 6.6). Na ich podstawie obliczono temperatury reprezentatywne T_i osobno dla każdej i -tej podwarstwy asfaltowej, czyli dla $i = \{1, 2, \dots, 8\}$.



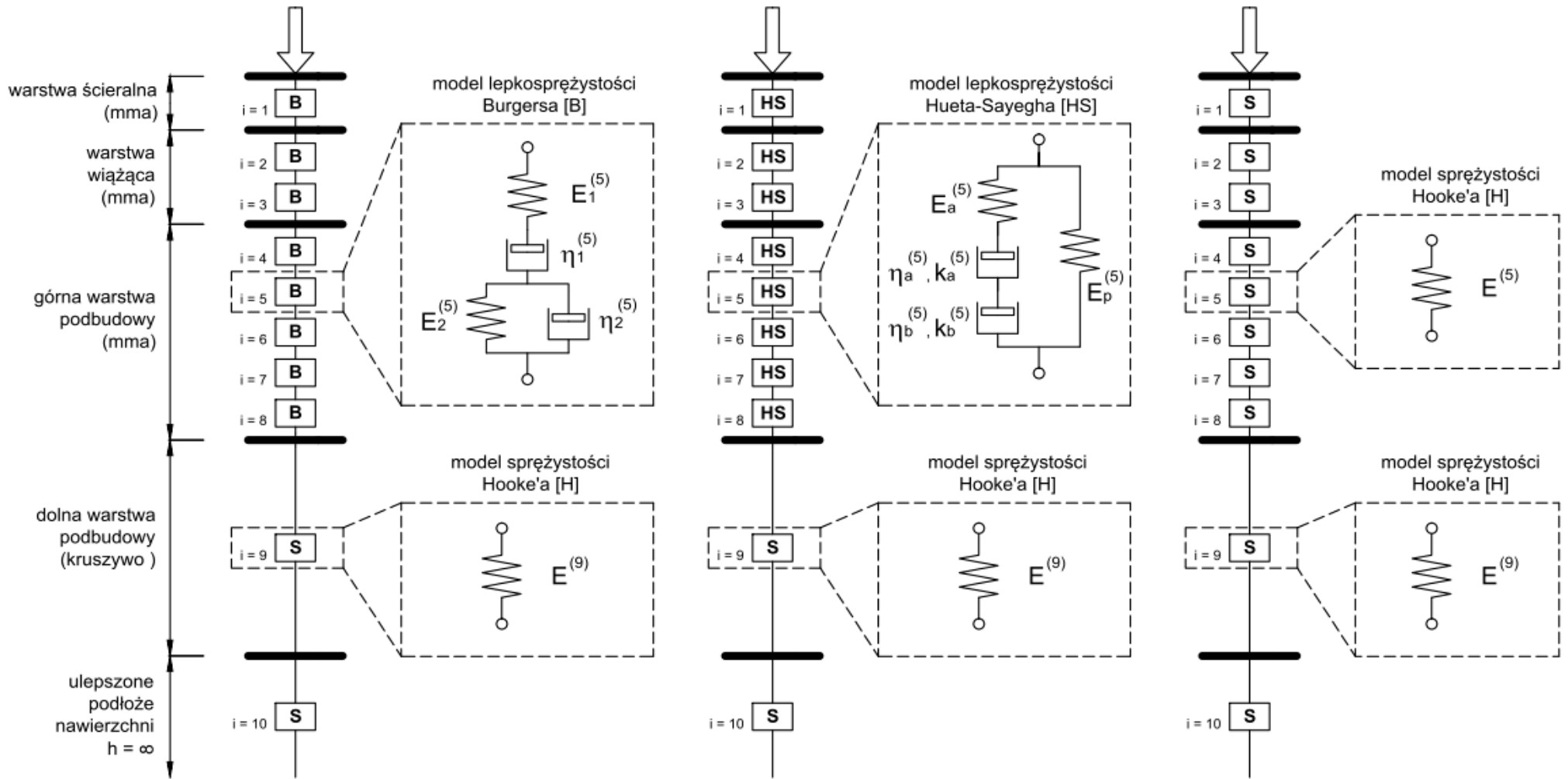
Rysunek 6.6. Rozkłady temperatury przyjęte do obliczeń i temperatury reprezentatywne T_i podwarstw asfaltowych. Oznaczenia: WŚ – warstwa ścieralna, WW – warstwa wiążąca, PA – podbudowa asfaltowa

6.2.4. Parametry materiałowe warstw konstrukcyjnych

Parametry materiałowe określone były osobno dla każdej podwarstwy w zależności od materiału, z którego jest ona wykonana. Właściwości materiałów występujących w konstrukcji nawierzchni, dla każdej i -tej podwarstwy, opisano współczynnikiem Poissona $\nu^{(i)}$ oraz następującymi parametrem(-ami) jednego z modeli materiałowych:

- sprężystego Hooke'a (moduły sprężystości $E^{(i)}$),
- lepkosprężystego Burgersa (parametry: $E_1^{(i)}$, $E_2^{(i)}$, $\eta_1^{(i)}$, $\eta_2^{(i)}$),
- lepkosprężystego Hueta-Sayegha (parametry: $E_a^{(i)}$, $E_p^{(i)}$, $\eta_a^{(i)}$, $\eta_b^{(i)}$, $k_a^{(i)}$, $h_b^{(i)}$).

Na rysunku 6.7. podano schematy modeli reologicznych konstrukcji nawierzchni. Parametry warstw zostały określone zgodnie z tabelicą 6.2 i rysunkiem 6.8.

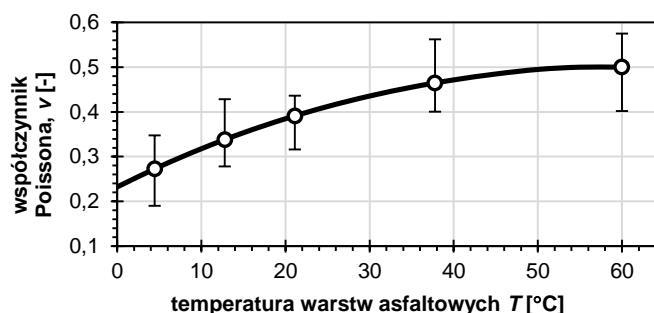


Rysunek 6.7. Modele reologiczne konstrukcji nawierzchni z zastosowaniem do warstw asfaltowych (od lewej): modelu Burgersa [B], modelu Hueta-Sayegha [HS] i modelu Hooke'a [H]

Tablica 6.2. Parametry warstw konstrukcyjnych nawierzchni

Warstwa konstrukcji nawierzchni	Model reologiczny warstwy	Parametry modelu reologicznego	Współczynnik Poissona
Warstwa ścieralna	sprężysty Hooke'a albo lepkosprężysty Burgersa albo lepkosprężysty Hueta-Sayegha	zależne od temperatury warstwy oraz od przyjętego modelu reologicznego (*)	zależny od temperatury warstwy, zgodnie z rysunkiem 6.9 (**)
Warstwa wiążąca			
Podbudowa asfaltowa			
Podbudowa z kruszywa	sprężysty Hooke'a	$E = const. = 400 \text{ MPa}$ (***)	$\nu = const. = 0,30$ (***)
Ulepszone podłoże nawierzchni		$E = const. = 120 \text{ MPa}$ (***)	$\nu = const. = 0,35$ (***)

(*) Na podstawie Rozdziału 5: dla modelu Hooke'a wg zależności (5.2) i (5.3) oraz tablic 5.2 i 5.3, dla modelu Burgersa wg tablic 5.9 i 5.10, dla modelu Hueta-Sayegha wg tablic 5.11-5.14; (**) Wg Witczaka [124]; (***) Wg KTKNPIP 2014 [43]

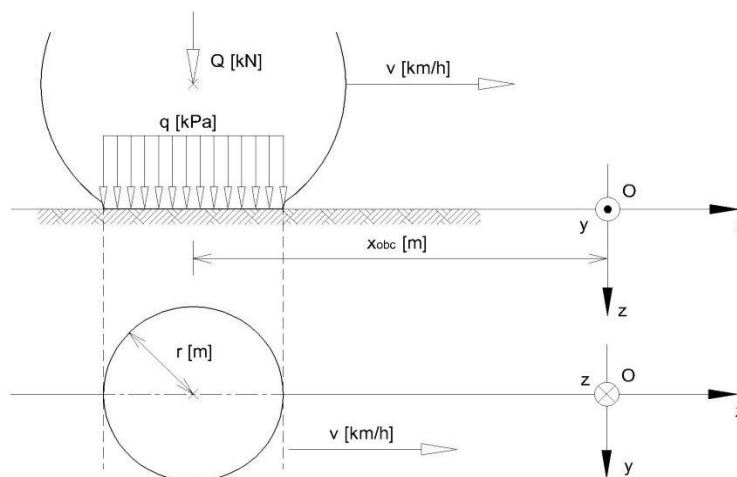


Rysunek 6.8. Zależność współczynnika Poissona mieszanek mineralno-asfaltowych od temperatury według Witczaka [124].

Parametry modeli reologicznych warstw asfaltowych nawierzchni dla przyjętych temperatur nawierzchni (rys. 6.7) przedstawiono w Załączniku Z5 dla modelu Burgersa i w Załączniku Z6 dla modelu Hueta-Sayegha.

6.2.5. Obciążenie nawierzchni

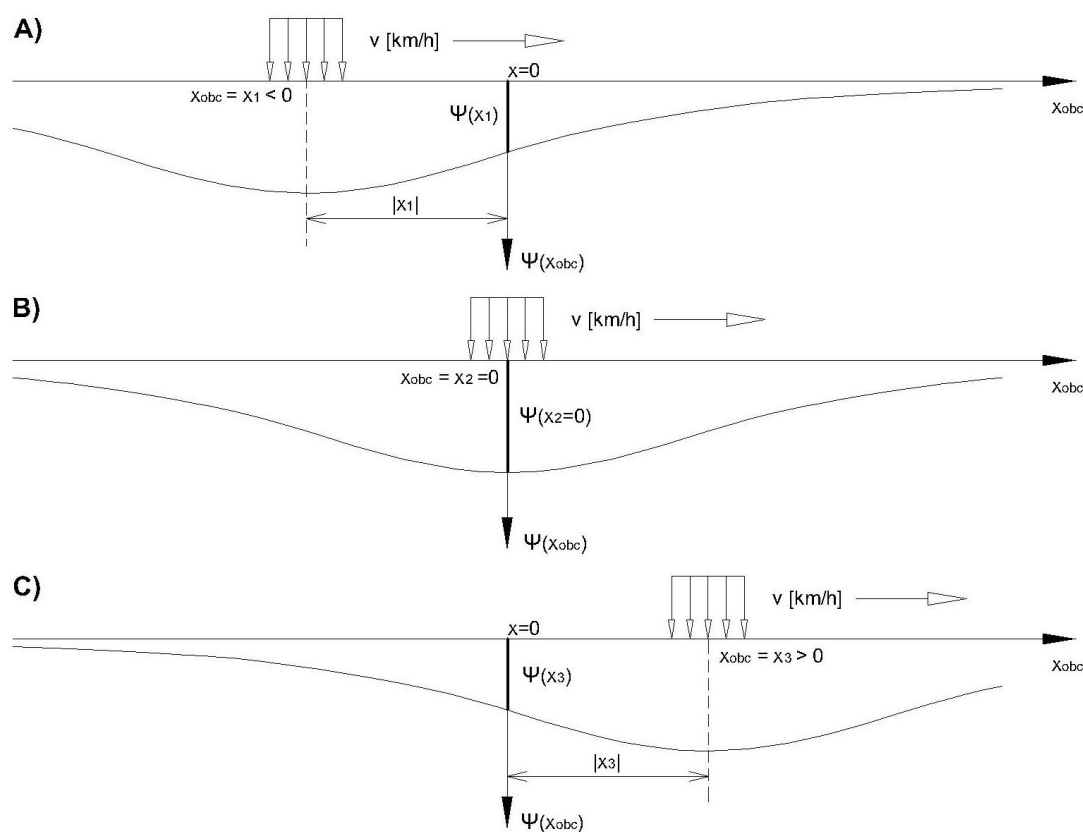
W wykorzystanym do obliczeń programie VEROAD poruszające się koło jest modelowane jako obciążenie pionowe q [kPa] działające na powierzchni kołowej o promieniu r [m] i przemieszczające się z prędkością v [km/h] wzdłuż osi x układu współrzędnych (rysunek 6.9). Ciśnienie q utożsamiane jest tu z pionowym naciskiem koła na nawierzchnię, wynikającym z jego ciężaru Q [kN], a powierzchnia kontaktowa jest rozumiana jako powierzchnia styku opony z nawierzchnią.



Rysunek 6.9. Schemat sposobu obciążenia nawierzchni

Przyjęto, że obciążenie wszystkich analizowanych konstrukcji nawierzchni będzie odpowiadało pojedynczemu kołu osi 115 kN, zgodnie z KTKN PiP 2014 [43], czyli, że $Q = 57,5$ kN. Dla takiego ciężaru koła, na podstawie pracy doktorskiej Rysia [99], ustalono ciśnienie kontaktowe wywierane na nawierzchnię o wielkości $q = 850$ kN. Dla wartości Q i q , wyznaczono niezbędny do wykonania obliczeń mechanicznych, promień powierzchni kontaktowej, równy $r = [Q / (q \times \pi)]^{0,5} = 0,147$ m. Wartości q i r były stałe we wszystkich obliczeniach. W celu ograniczenia liczby zmiennych w analizach, nie wprowadzono sił stycznych w płaszczyźnie obciążenia nawierzchni $z = 0$.

Wyjaśnienia wymaga sposób poruszania się obciążenia i jego charakter. W obliczeniach nie modelowano go jako toczące się po nawierzchni koło. Wykorzystana metoda obliczeniowa zakłada, że obciążenie porusza się wzdłuż osi x układu współrzędnych zgodnie z orientacją tej osi, tj. od wartości ujemnych do wartości dodatnich i jest to obciążenie *quasi*-statyczne. Oznacza to, że jego ruch nie odbywa się w sposób ciągły, lecz rozpatrując pewien parametr Ψ , będący naprężeniem, odkształceniem lub dowolnym przemieszczeniem, oblicza się jego wartość w pewnym punkcie w nawierzchni, w sytuacjach, gdy obciążenie znajduje się w różnych miejscach na osi x (rysunek 6.10). Analizowany punkt nawierzchni zawsze znajduje się w płaszczyźnie $x = 0$.



Rysunek 6.10. Wpływ położenia obciążenia quasi-statycznego na wartość badanego parametru Ψ

Wartość współrzędnej $x = x_{obc}$ określa odległość obciążenia od rozpatrywanego punktu nawierzchni. I tak $x_{obc} < 0$ oznacza te sytuacje, w których obciążenie znajduje się przed

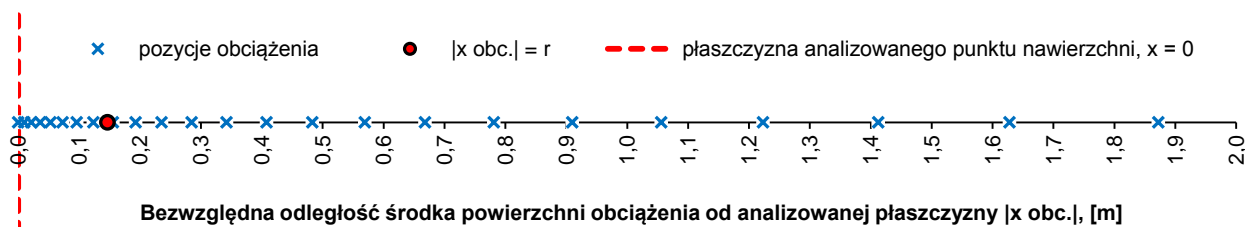
analizowanym punktem nawierzchni (sytuacje, w których koło zbliżałoby się do analizowanego miejsca – przypadek A z rysunku 6.10), $x_{obc} > 0$ zaś za analizowanym punktem (sytuacje, w których koło przejechałoby ponad analizowanym punktem i oddalało się od niego – przypadek C z rysunku 6.11). Inaczej mówiąc, jeżeli odległość od obciążenia do płaszczyzny poprzecznej $x = 0$ wynosi $x = x_{obc}$ (licząc zgodnie z kierunkiem osi x), to w pewnym punkcie tej płaszczyzny parametr Ψ przyjmuje wartość $\Psi(x = x_{obc})$. Funkcję $\Psi(x)$ można dlatego traktować jako linię wpływu położenia obciążenia x_{obc} na parametr Ψ .

W szczególności istotne dla analiz są wartości parametrów Ψ w bezpośrednim otoczeniu powierzchni kontaktu obciążenia z nawierzchnią (dla $-r \leq x_{obc} \leq +r$). Dlatego, zdecydowano, że wartości parametrów Ψ będą określone dla pozycji obciążenia wyznaczonych przez siatkę obliczeniową o zmiennych rozstawach węzłów, w ten sposób, że siatka będzie zagęszczona w obrębie płaszczyzny $x = 0$, a jej węzły będą rozmieszczone w zmiennych odległościach względem siebie, zwiększających się w kierunku $x = -\infty$ i $x = +\infty$. Założono, że i -ty węzeł siatki obliczeniowej znajduje się w odległości x_i od środka obciążenia, zgodnie z zależnością:

$$x_i = \Delta x_1 \times i \times p^{i-1} \quad (6.1)$$

gdzie i oznacza numer kolejny węzła, począwszy od węzła $i = 0$, położonego w płaszczyźnie analizowanego punktu nawierzchni $x = 0$; Δx jest odległością pierwszego węzła siatki od płaszczyzny $x = 0$; a p jest współczynnikiem zwiększającym rozstaw kolejnych węzłów siatki.

Przyjęto, że obliczenia będą wykonane dla obciążenia znajdującego się w odległościach $-2 \text{ m} < x < 2 \text{ m}$ przy $\Delta x_1 = 10 \text{ mm}$ i współczynniku $p = 1,1$. Współczynnik taki dobrano zgodnie z propozycją Hopmana [30], aby móc uzyskać dostateczną dokładność wyznaczanych parametrów, jednocześnie przy ograniczeniu punktów obliczeniowych (czasu obliczeń i ilości otrzymanych wyników). Na rysunku 6.11 pokazano te pozycje obciążenia wzdłuż osi x , dla których wyznaczano parametry w płaszczyźnie $x = 0$. Oś prezentuje bezwzględne wartości odległości. Wyróżniony punkt $|x_{obc}| = r = 0,147 \text{ m}$ jest dodatkowym punktem obliczeniowym siatki, który oznacza takie położenie obciążenia, że krawędź powierzchni jego styku z nawierzchnią znajduje się w płaszczyźnie $x = 0$.



Rysunek 6.11. Bezwzględne odległości od środka strefy obciążenia nawierzchni do analizowanej płaszczyzny

6.2.6. Wybór parametrów do analiz lepkosprężystych konstrukcji nawierzchni

Zastosowana metoda obliczeniowa umożliwiła określenie różnych parametrów: naprężeń, odkształceń i przemieszczeń, działających w różnych płaszczyznach i na różnych kierunkach w dowolnym punkcie nawierzchni w stosunku do pozycji obciążenia. Do analiz przyjęto 4 następujące parametry:

- *przemieszczenie pionowe* U_z [mm] na powierzchni jezdni ($z = 0$), jako parametr charakteryzujący zachowanie się całej konstrukcji nawierzchni;
- *łączne odkształcenie pionowe* $\varepsilon_{zz,asf}$ [10^{-6} mm/mm] warstw asfaltowych, jako parametr charakteryzujący deformacje warstw wykonanych z mieszanek mineralno-asfaltowych;
- *odkształcenie poziome podłużne* ε_{xx} [10^{-6} mm/mm] na spodzie warstw asfaltowych ($z = h_{asf}$), ponieważ jest to parametr wpływający na trwałość nawierzchni;
- *głębokość koleiny* h_{kol} [mm] na powierzchni jezdni ($z = 0$) po jednokrotnym przejeździe obciążenia, gdy znajduje się ono w odległości $x = x_{obc} = +\infty$, jako parametr będący miarą odporności nawierzchni na powstawanie trwałych deformacji w warstwach asfaltowych.

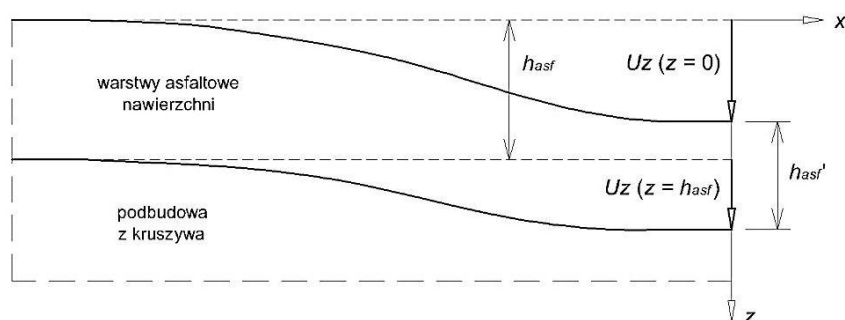
Opis wymienionych parametrów mechanicznych przedstawiono w punktach 6.2.6.1 - 6.2.6.4.

6.2.6.1. Przemieszczenia pionowe U_z na powierzchni jezdni.

Przemieszczenie pionowe na powierzchni jezdni ($z = 0$) zostało wybrane do analiz jako parametr reprezentujący pionową deformację całej konstrukcji nawierzchni. Przemieszczenie to zależy zarówno od sprężystego ugięcia warstw konstrukcyjnych nawierzchni i jej podłoża, jak i od deformacji wynikającej z właściwości lepkosprężystych warstw asfaltowych. Dodatkowo wartości U_z oznaczają przemieszczenia zgodnie z orientacją osi z układu współrzędnych.

6.2.6.2. Łączne odkształcenie pionowe warstw asfaltowych $\varepsilon_{zz,asf}$.

Odkształcenie pionowe warstw asfaltowych $\varepsilon_{zz,asf}$ zostało określone jako względną zmianę ich całkowitej grubości $h_{asf} \rightarrow h_{asf}'$ w wyniku działającego obciążenia. Analiza tego parametru pozwoliła na ocenę lepkosprężystego zachowania się wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni rozpatrywanych łącznie. Parametru tego, przy zastosowanej metodzie obliczeniowej, nie można wyznaczyć w sposób bezpośredni. W niniejszej pracy obliczono go na podstawie przemieszczeń pionowych U_z , określonych na powierzchni jezdni ($z = 0$) oraz na spodzie warstw asfaltowych nawierzchni ($z = h_{asf}$), zgodnie z rysunkiem 6.12, na podstawie zależności (6.2).



Rysunek 6.12. Zmiana grubości warstw asfaltowych nawierzchni

$$\varepsilon_{zz,asf} = -\frac{\Delta h_{asf}}{h_{asf}} = -\frac{h_{asf} - h_{asf}'}{h_{asf}} = -\frac{U_z(z=0) - U_z(z=h_{asf})}{h_{asf}} \quad (6.2)$$

We wzorze (6.2) minus przed wyrażeniem wprowadzono w celu ujednoczenia konwencji znaków, tj. aby $\varepsilon < 0$ oznaczało odkształcenie ściskające, a $\varepsilon > 0$ oznaczało rozciąganie. Przemieszczenie $U_z(z=0)$ jest miarą pionowej deformacji całego układu wielowarstwowego (lepkosprężystej deformacji warstw asfaltowych oraz sprężystej deformacji podbudowy z kruszywa i ulepszonego podłoża nawierzchni). Przemieszczenie $U_z(z=h_{asf})$ na spodzie warstw asfaltowych, zgodnie z założeniem zgodności przemieszczeń na granicy warstw konstrukcyjnych, jest równe przemieszczeniu na górnej powierzchni podbudowy z kruszywa i jest miarą sprężystego ugięcia warstw znajdujących się pod warstwami asfaltowymi. Różnica $\Delta h_{asf} = h_{asf} - h_{asf}'$ jest zatem lepkosprężystą deformacją tylko warstw asfaltowych nawierzchni, a wartość $\varepsilon_{zz,asf}$ jest pewną miarą odkształcalności całego pakietu warstw asfaltowych w wyniku działającego obciążenia. Analiza odkształcenia $\varepsilon_{zz,asf}$ pozwoliła ocenić, jaki wpływ na pracę całego układu lepkosprężystych warstw asfaltowych ma zastosowanie do warstwy wiążącej lub podbudowy różnych materiałów.

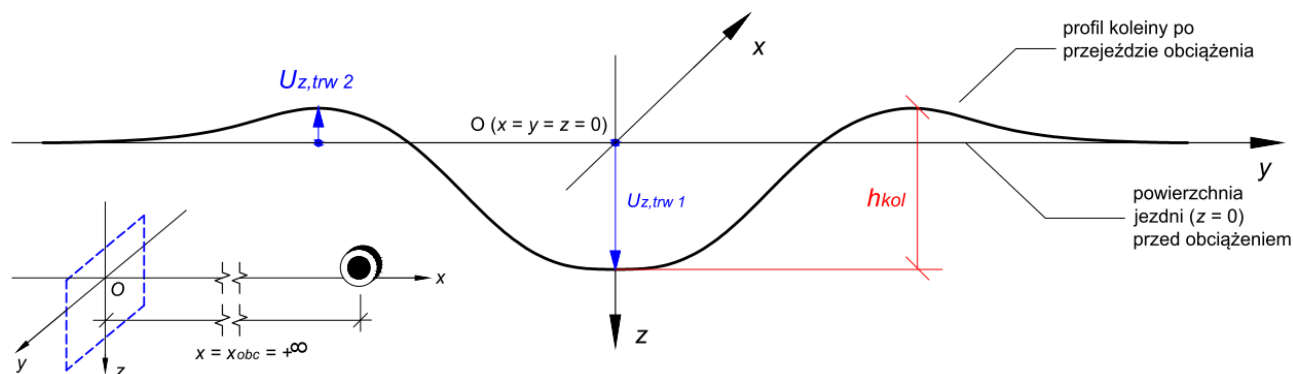
6.2.6.3. Odkształcenia poziome podłużne ε_{xx} na spodzie warstw asfaltowych.

Odkształcenie poziome podłużne (działające na kierunku zgodnym z osią x) zostało wybrane ze względu na to, że jest to parametr, który wpływa istotnie na trwałość zmęczeniową nawierzchni. Odkształcenie to silnie zależy z kolei od materiału podbudowy asfaltowej, która jest głównym przedmiotem analiz w tej pracy. Wartości $\varepsilon_{xx} > 0$ oznaczają rozciąganie, a $\varepsilon_{xx} < 0$ oznaczają ściskanie.

6.2.6.4. Głębokość koleiny h_{kol} na powierzchni jezdni.

Kwestia ograniczenia nadmiernego koleinowania się dróg w Polsce była głównym powodem wprowadzenia do stosowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS. Z tego powodu zdecydowano, że jednym z analizowanych parametrów mechanicznych charakteryzujących zachowanie się nawierzchni będzie głębokość powstałej koleiny. Głębokość koleiny h_{kol} obliczano na podstawie trwałych przemieszczeń pionowych $U_{z,trw}$ w przekroju poprzecznym, prostopadłym do kierunku ruchu obciążenia x , na powierzchni jezdni ($x=0, y, z=0$). Wartości $U_{z,trw}$ oznaczają te

przemieszczenia, które pozostają w nawierzchni po przejeździe obciążenia, gdy znajduje się ono w nieskończonej odległości od rozpatrywanego przekroju nawierzchni, czyli w odległości $x = x_{obc} = +\infty$ (rysunek 6.13). Reprezentują one nieodwracalną deformację układu warstw asfaltowych, powodowaną lepkimi właściwościami mieszanek mineralno-asfaltowych.



Rysunek 6.13. Głębokość koleiny h_{kol} i maksymalne przemieszczenia pionowe trwałe w nawierzchni $U_{z,trw}$

Głębokości koleiny h_{kol} zostały wyznaczone zgodnie z zależnością (6.3):

$$h_{kol} = U_{z,trw1} - U_{z,trw2} = U_{z,trw1} + |U_{z,trw2}| \quad (6.3)$$

gdzie: $U_{z,trw1}$ jest maksymalną wartością dodatnich trwałych przemieszczeń pionowych, zgodnych z orientacją osi z układu współrzędnych, a $|U_{z,trw2}|$ jest maksymalną wartością ujemnych przemieszczeń pionowych trwałych, skierowanych przeciwnie do osi z . Maksymalne dodatnie przemieszczenia trwałe występują w osi x ze względu na symetrię obciążenia oraz zerowe poprzeczne siły styczne w płaszczyźnie kontaktu obciążenia z nawierzchnią $z = 0$. Ujemne wartości przemieszczeń pionowych trwałych związane są z przemieszczeniem materiału ku górze, ponad płaszczyznę powierzchni jezdni $z = 0$.

Należy wyraźnie podkreślić, że głębokości kolein h_{kol} obliczone na podstawie przemieszczeń trwałych z programu VEROAD, odpowiadają sytuacji, gdy obciążenie przejeżdża jednokrotnie po niezdeformowanej nawierzchni. Zastosowana metoda obliczeniowa nie pozwala na określenie głębokości koleiny po wielu przejazdach obciążenia. Na tworzenie się trwałych deformacji nawierzchni (kolein) ma wpływ wiele czynników. Wśród nich można wymienić między innymi: nieliniowe sumowanie się skutków działania następujących po sobie obciążeń, zmienność temperatur nawierzchni, czy rozkład obciążeń w przekroju poprzecznym drogi, oznaczający, że koła kolejnych pojazdów nie poruszają się tylko wzdłuż jednego śladu. Głębokości kolein wyznaczone na podstawie obliczeń w programie VEROAD odnoszą się jedynie tylko do pierwszej fazy tworzenia się deformacji trwałych i są wynikiem lepkich właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych. Jest to uproszczenie w stosunku do rzeczywistości, w której oprócz efektów lepkich istnieją także efekty plastyczne. Uproszczenie to wynika z zastosowanego w programie lepkosprężystego modelu Burgersa.

6.3. Analiza wpływu wybranych czynników na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni

6.3.1. Analiza wpływu warunków czasowo-temperaturowych

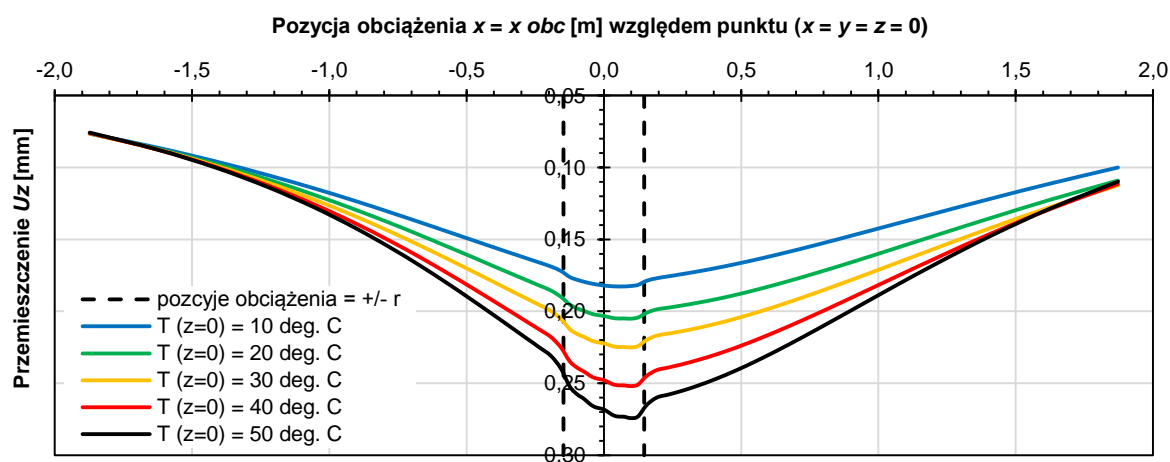
Przedstawiona analiza zachowania się konstrukcji nawierzchni z warstwami asfaltowymi modelowanymi jako materiały lepkosprężyste miała na celu: (1) podjęcie decyzji, dla jakiej pozycji obciążenia x_{obc} będą analizowane w dalszej części pracy parametry mechaniczne charakteryzujące pracę konstrukcji nawierzchni, wymienione w punkcie 6.1.6, oraz (2) ocenę wpływu prędkości przemieszczania się obciążenia i przyjętych rozkładów temperatury w warstwach asfaltowych na te parametry. Do obliczeń przyjęto założenia według tablicy 6.3.

Tablica 6.3. Założenia do analizy wpływu warunków czasowo-temperaturowych na zachowanie się nawierzchni

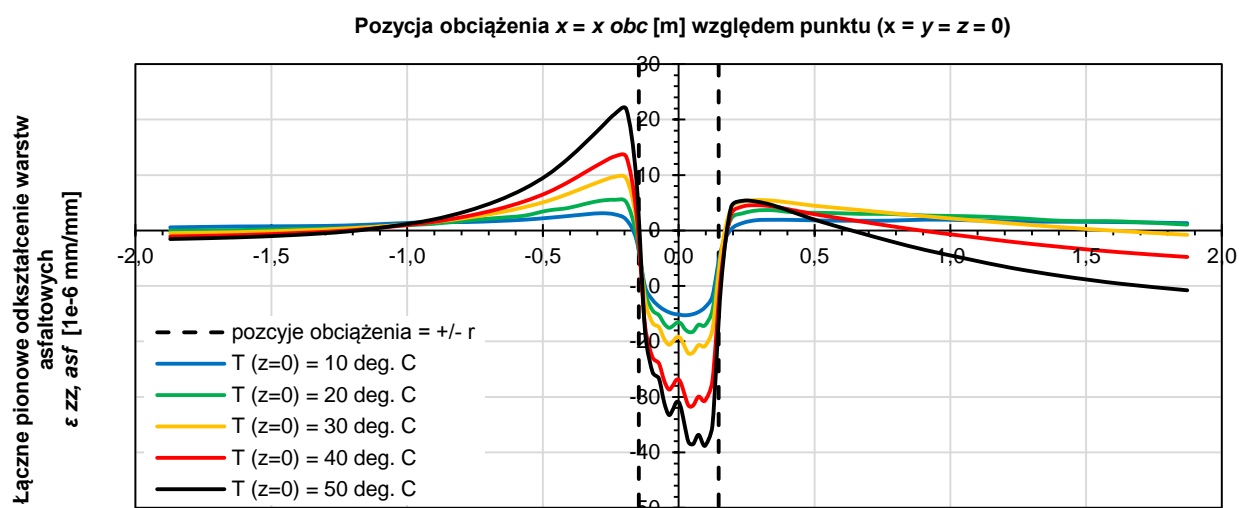
Materiały warstw asfaltowych	warstwa ścierna	SMA 8 45/80-55
	warstwa wiążąca	AC 16 W 35/50
	podbudowa asfaltowa	AC 22P 35/50 (PL1)
Modele reologiczne i parametry warstw nawierzchni	warstwy asfaltowe (*)	model lepkosprężysty Burgersa o parametrach wg tablic Z5.1-Z5.5 w Załączniku Z5
	pozostałe warstwy	model sprężysty Hooke'a o parametrach wg tab. 6.2 (p. 6.2.4, str. 143)
Rozkład temperatur w nawierzchni		dla temperatury powierzchniowej $T(z=0) = 10, 20, 30, 40$ i 50°C , wg rys. 6.6 (punkt 6.2.3, str. 141)
Prędkości przemieszczania się obciążenia		$v = 5, 15, 30, 60, 90$ i 120 km/h

(*) W analizach zastosowano ten sam model reologiczny do wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni

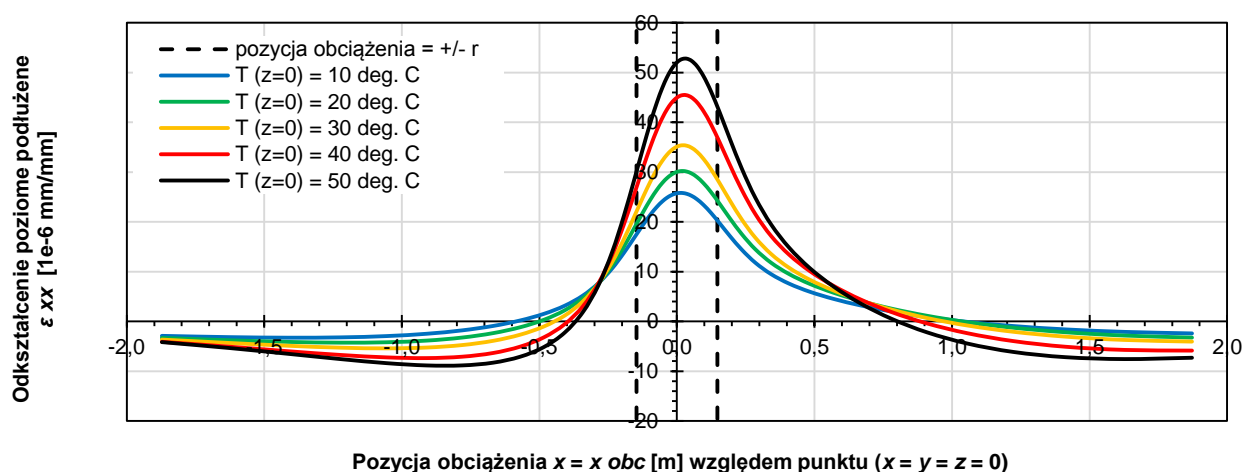
Na rysunkach 6.14-6.16 pokazano, dla prędkości $v = 60$ km/h i różnych temperatur w nawierzchni, linie wpływu pozycji obciążenia x_{obc} odpowiednio na: przemieszczenia na powierzchni jezdni U_z [mm] – rys. 6.14, łączne odkształcenie pionowe warstw asfaltowych $\varepsilon_{zz,asf}$ [10^{-6} mm/mm] – rys. 6.15 i odkształcenie poziome na spodzie warstw asfaltowych ε_{xx} [10^{-6} mm/mm] – rys. 6.16. Na rysunku 6.17 pokazano, dla tej samej prędkości (60 km/h), trwałe przemieszczenia pionowe na powierzchni jezdni $U_{z,trw}$ obliczone dla $x = y = z = 0$ i rozkładu temperatury dla $T(z=0) = 50^{\circ}\text{C}$.



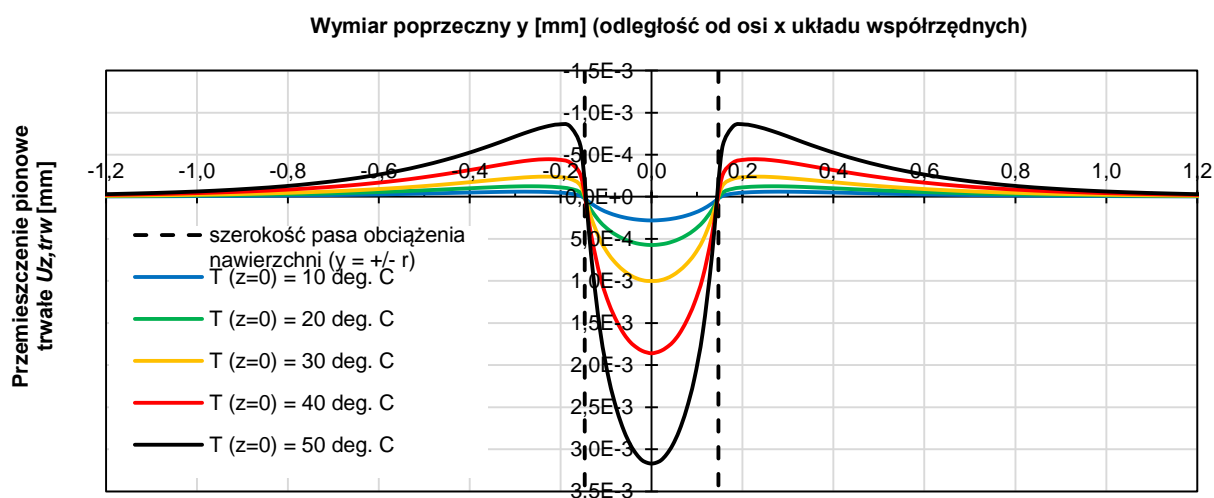
Rysunek 6.14. Linie wpływu pozycji obciążenia na przemieszczenia pionowe na powierzchni jezdni w punkcie ($x = y = z = 0$) dla prędkości $v = 60$ km/h



Rysunek 6.15. Linie wpływu pozycji obciążenia na łączne odkształcenie pionowe warstw asfaltowych nawierzchni w punkcie ($x = y = z = 0$) dla prędkości $v = 60$ km/h



Rysunek 6.16. Linie wpływu pozycji obciążenia na odkształcenie poziome podłużne na spodzie warstw asfaltowych w punkcie ($x = y = 0, z = 30$ cm) dla prędkości $v = 60$ km/h



Rysunek 6.17. Trwałe przemieszczenia pionowe na powierzchni jezdni w płaszczyźnie y dla prędkości $v = 60$ km/h

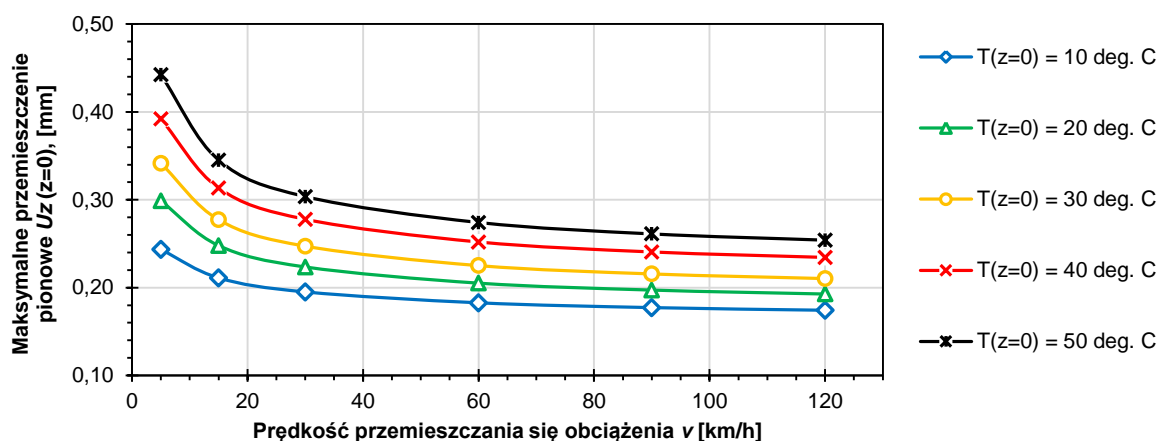
Ze względu na właściwości lepkosprężyste lepkie mieszanek mineralno-asfaltowych, reakcja nawierzchni przed i za poruszającym się obciążeniem jest nieco inna. Widoczne jest to w asymetrii linii wpływu analizowanych parametrów mechanicznych. Oznacza to, że maksymalne przemieszczenia pionowe U_z , ściskające odkształcenia pionowe warstw asfaltowych $\varepsilon_{zz,asf}$ i rozciągające odkształcenia poziome podłużne ε_{xx} , nie występują, jak w układzie sprężystym warstw, bezpośrednio pod środkiem obciążenia nawierzchni, ale są nieco opóźnione względem obciążenia – występują krótką chwilę po tym, jak środek obciążenia minie rozpatrywany przekrój nawierzchni $x = 0$.

Warstwy asfaltowe podczas przemieszczania się obciążenia są kolejno pionowo rozciągane, ściskane i znów rozciągane (rys. 6.15), przy czym w wysokich temperaturach, występuje także dodatkowe pionowe ściskanie (zob. rys. 6.15 dla $x > 1$ m przy $T < 40^\circ\text{C}$ i $T \geq 40^\circ\text{C}$). Maksymalne odkształcenie pionowe ściskające jest większe niż maksymalne pionowe rozciąganie warstw asfaltowych nawierzchni. Pionowe ściskanie występuje w czasie, gdy obciążenie znajduje się nad analizowanym przekrojem nawierzchni, czyli w pozycji od $x = x_{obc} = -r$ do $x = x_{obc} = +r$. Odpowiada to warunkom przeprowadzonych badań laboratoryjnych pod obciążeniem powtarzalnym, w którym mieszanki mineralno-asfaltowe poddano właśnie odkształceniom ściskającym. Naprzemienne odkształcenia ściskające i rozciągające, podczas przemieszczenia się obciążenia, występują również na spodzie warstw asfaltowych (rys. 6.16), z tą różnicą, że bezpośrednio pod strefą obciążenia nawierzchni materiał jest rozciągany.

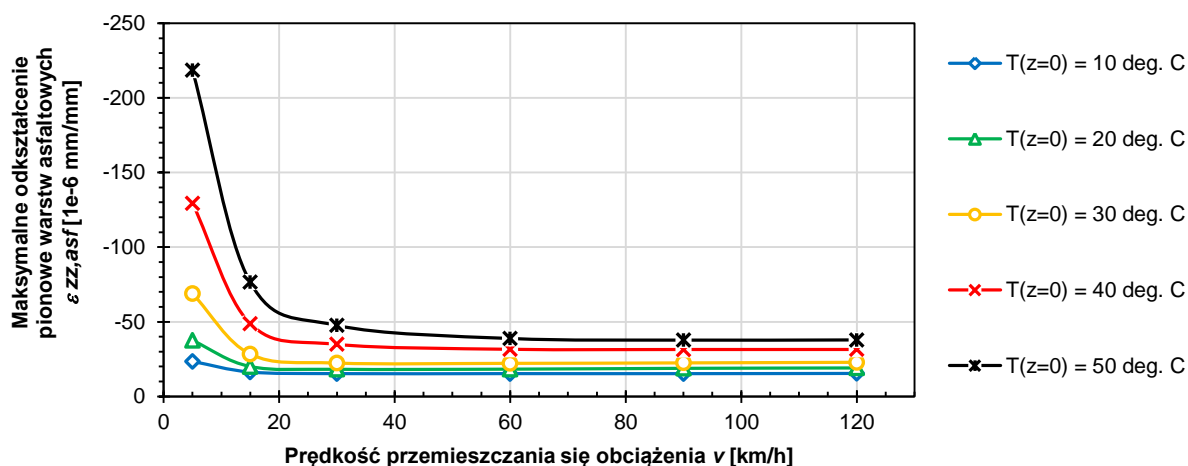
Z wymienionych powodów zdecydowano, że do dalszych obliczeń wykorzystane zostaną maksymalne wartości parametrów mechanicznych charakteryzujących reakcję nawierzchni na obciążenie, wyznaczone spośród wartości obliczonych dla pozycji obciążenia od $x = x_{obc} = -r$ do $x = x_{obc} = +r$.

Wyższa temperatura nawierzchni powoduje większe lepkosprężyste odkształcenia pionowe i poziome oraz większe lepkosprężyste i lepkie (trwałe) przemieszczenia pionowe na powierzchni jezdni. Oprócz temperatury istotnym czynnikiem jest również czas obciążenia nawierzchni, związany z prędkością przemieszczenia się tego obciążenia. Na rysunkach 6.18-6.21 pokazano wpływ różnych warunków czasowo-temperaturowych na:

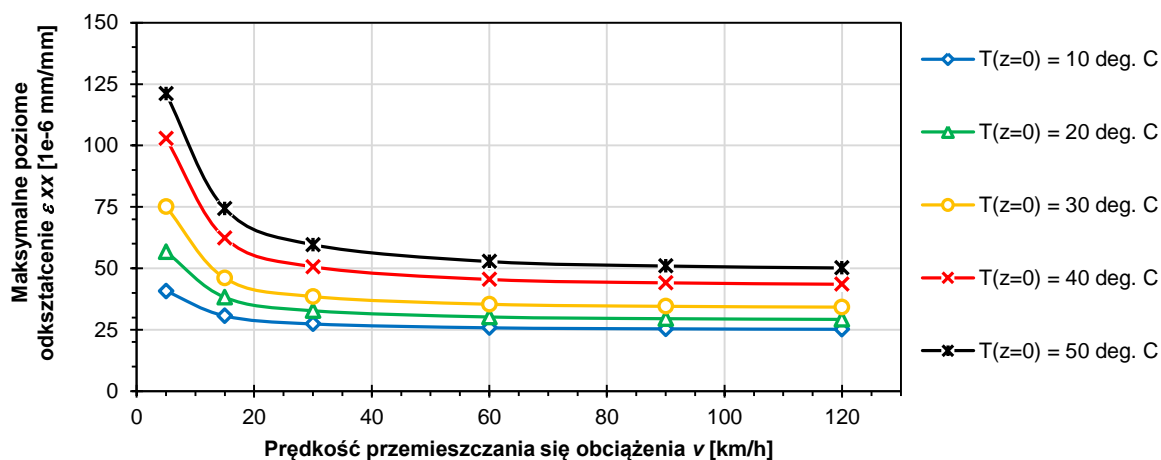
- maksymalne lepkosprężyste przemieszczenie pionowe U_z na powierzchni jezdni – rys. 6.18;
- maksymalne lepkosprężyste pionowe odkształcenie ściskające $\varepsilon_{zz,asf}$ dla wszystkich warstw asfaltowych łącznie – rys. 6.19;
- maksymalne lepkosprężyste odkształcenie poziome rozciągające ε_{xx} na spodzie warstw asfaltowych – rys. 6.20;
- głębokość koleiny h_{kol} w przekroju poprzecznym nawierzchni dla przypadku temperatury powierzchniowej $T = 50^\circ\text{C}$ i prędkości $v = 5$ km/h – rys. 6.21.



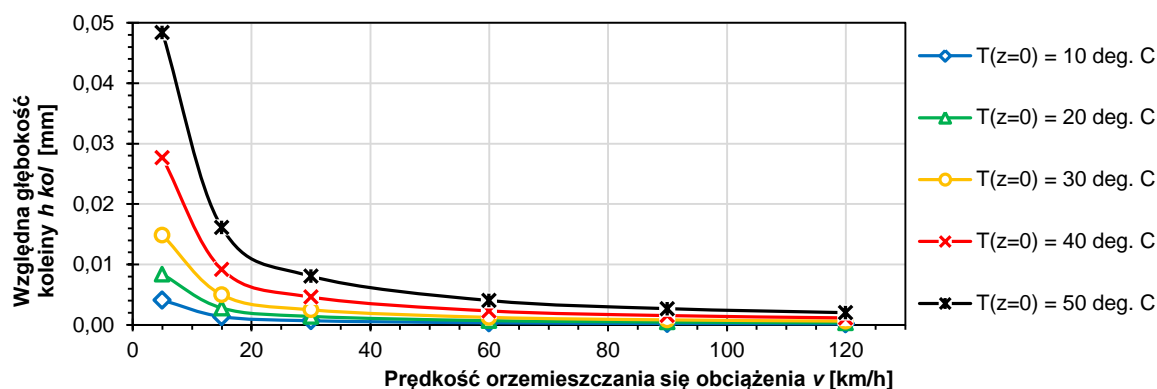
Rysunek 6.18. Zależności maksymalnych lepkosprężystych przemieszczeń pionowych U_z na powierzchni jezdni od prędkości dla różnych rozkładów temperatur



Rysunek 6.19. Zależności maksymalnych lepkosprężystych odkształceń pionowych ściskających warstw asfaltowych od prędkości dla różnych rozkładów temperatur



Rysunek 6.20. Zależności maksymalnych lepkosprężystych odkształceń poziomych rozciągających na spodzie warstw asfaltowych od prędkości dla różnych rozkładów temperatur

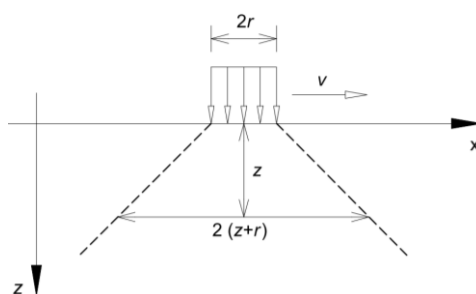


Rysunek 6.21. Zależności głębokości koleiny h_{kol} od prędkości dla różnych rozkładów temperatur

Mniejsza prędkość poruszania się obciążenia powoduje większe odkształcenia i przemieszczenia w nawierzchni, a także większą głębokość koleiny. Należy zauważyć, że rozpatrując dowolny rozkład temperatury w nawierzchni, różnice pomiędzy rozpatrywanymi parametrami dla $v > 30$ km/h nie są duże lub nawet od strony praktycznej pomijalnie małe, a dla ruchu powolnego z prędkościami $v < 30$ km/h są one istotnie większe. Ruch powolny jest zdefiniowany według najnowszych Wytucznych Technicznych WT-2 z roku 2014 [N8] i z 2016 [N9] jako ruch pojazdów z prędkościami $v < 40$ km/h.

Im głębiej położona jest warstwa asfaltowa, tym jej temperatura w trakcie upalnego lata jest niższa (warunki korzystniejsze), ale jednocześnie dłuższy jest czas trwania obciążenia (warunki mniej korzystne), przy czym jest on mniej istotny niż temperatura. Z tego powodu sprawdzono, jakimi parametrami lepkosprężystymi (modułami dynamicznymi $|E^*|$ i kątami przesunięcia fazowego ϕ) charakteryzowałyby się materiały warstw asfaltowych, gdyby przeprowadzić dla nich badania pod obciążeniem powtarzalnym dla częstotliwości obciążenia i temperatur występującym w poszczególnych warstwach asfaltowych.

W tym celu, wyznaczono temperatury $T(z)$ i częstotliwości $f(z)$ na głębokościach odpowiadającym środkom podwarstw asfaltowych, przyjętych wg rys. 6.5, oraz na głębokościach odpowiadającym górnym i dolnym powierzchniom warstw asfaltowych, czyli dla $z = 0, 4, 12$ i 30 cm. Temperatury określono na podstawie ich rozkładów (rysunek 6.7). Do oszacowania częstotliwości obciążenia wykorzystano wzór (6.4), zakładający równomierny rozkład obciążenia na głębokości według rys. 6.22.



Rysunek 6.22. Przyjęty rozkład obciążenia w nawierzchni

$$f(z) = \frac{v}{2 \times (z + r)} \quad (6.4)$$

gdzie: $f(z)$ – częstotliwość f [Hz] na głębokości z [m], v – prędkość [m/s], r – promień powierzchni kontaktu obciążenia z nawierzchnią ($r = 0,147$ m).

Dla każdego materiału warstw asfaltowych, na podstawie rysunku 5.12 (Rozdział 5, p. 5.2.2, str. 111), dla każdej kombinacji rozkładu temperatury i prędkości poruszania się obciążenia, sprawdzono czy zachodzi jeden z trzech następujących przypadków, opisanych w rozdziale 5:

1. $|E^*| > 2\ 000$ MPa i $\varphi < \varphi_{\max}$ – najbardziej sprężyste zachowanie, mała podatność na deformacje;
2. $|E^*| \in [1\ 000\ \text{MPa}; 2\ 000\ \text{MPa}]$ i $\varphi \approx \varphi_{\max}$ – przypadek graniczny między bardziej korzystnym (1) i najmniej korzystnym (2);
3. $|E^*| < 1\ 000$ MPa i $\varphi < \varphi_{\max}$ – duża podatność na deformacje, ryzyko powstawania deformacji trwałych.

Wyniki zaprezentowano w tabelicy 6.4.

Tablica 6.4. Parametry lepkosprężyste mma w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym w warunkach odpowiadających przyjętym w analizie konstrukcji nawierzchni

Warstwa konstrukcyjna i jej materiał	Rozkład temperatury dla $T(z=0) =$	Ocena parametrów lepkosprężystych $ E^* $ i φ materiałów warstw asfaltowych przy prędkości przemieszczania się obciążenia $v =$					
		5 km/h	15 km/h	30 km/h	60 km/h	90 km/h	120 km/h
Warstwa ścieralna SMA 8 45/80-55	10 ÷ 30 °C	(1)					
	40 °C	(2)	(1) – (2)	(1)			
	50 °C	(3)	(2) – (3)	(2)	(1) – (2)		
Warstwa wiążąca AC 16W 35/50	10 ÷ 30 °C	(1)					
	40 °C	(1)					
	50 °C	(1) – (2)	(1)				
Podbudowa asfaltowa AC 22P 35/50 (PL1)	10 ÷ 30 °C	(1)					
	40 °C	(1)					
	50 °C	(1)					

Oznaczenia:

(3)	Dla całej warstwy parametry lepkosprężyste jej materiału wynoszą: $ E^* < 1000$ MPa, $\varphi > \varphi_{\max}$.
(2) – (3)	Materiał warstwy o parametrach $ E^* $ i φ jak w przypadkach (2) i (3) w zależności od głębokości.
(2)	Dla całej warstwy parametry lepkosprężyste jej materiału wynoszą: $ E^* \approx 1000 \div 2000$ MPa, $\varphi \approx \varphi_{\max}$.
(1) – (2)	Materiał warstwy o parametrach $ E^* $ i φ jak w przypadkach (1) i (2) w zależności od głębokości.
(1)	Dla całej warstwy parametry lepkosprężyste jej materiału wynoszą: $ E^* > 2000$ MPa, $\varphi < \varphi_{\max}$.

Najmniej korzystnymi właściwościami lepkosprężystymi charakteryzuje się w analizowanym przykładzie materiał warstwy ścieralnej, zwłaszcza dla $T(z=0) = 50^\circ\text{C}$ i $v = 5$ km/h. W niżej położonych warstwach właściwości lepkosprężyste mieszanek mineralno-asfaltowych są bardziej korzystne. W analizowanym wariantcie konstrukcji nawierzchni do podbudowy przyjęto jednak najlepszy spośród badanych konwencjonalnych betonów asfaltowych, czyli AC 22P 35/50 (PL1). Można spodziewać się, że w przypadku innych, słabszych, materiałów tego typu, warunki występujące w

podbudowie asfaltowej mogą mieć większy negatywny wpływ. Ocenę tego przeprowadzono w dalszej części pracy, w punkcie 6.3.3.

Przedstawiony przykład pokazuje również, że szczególnie niekorzystne warunki odpowiadają przypadkom wysokich temperatur nawierzchni w połączeniu z długimi czasami obciążenia. Dlatego w analizach w dalszej części pracy skupiono się przede wszystkim właśnie na wysokich temperaturach oraz dwóch prędkościach przemieszczania się obciążenia: $v = 60$ km/h (typowej prędkości stosowanej w projektowaniu konstrukcji nawierzchni odpowiadającej typowemu ruchowi pojazdów ciężkich poza miastem) oraz $v = 5$ km/h (odpowiadającej długiemu czasowi obciążenia nawierzchni, np. przy dojeździe do skrzyżowań lub w miejscach zatrzymań pojazdów).

6.3.2. Analiza wpływu zastosowania różnych modeli reologicznych warstw asfaltowych nawierzchni

Zastosowanie różnych modeli materiałowych do warstw asfaltowych może mieć wpływ na otrzymywane wyniki obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni. Z tego powodu sprawdzono różnicę obliczonych parametrów mechanicznych U_z , $\varepsilon_{zz,asf}$ i ε_{xx} charakteryzujących pracę nawierzchni w przypadku stosowania do warstw asfaltowych lepkosprężystych modeli materiałowych Hueta-Sayegha i Burgersa; oraz wyznaczono temperatury i prędkości przemieszczania się obciążenia, przy których warto stosować w obliczeniach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni modele lepkosprężyste zamiast modelu sprężystego dla warstw asfaltowych.

W tym celu, rozważono wykorzystanie do warstw asfaltowych dwóch modeli lepkosprężystości (Burgersa i Hueta-Sayegha) oraz jednego modelu sprężystości Hooke'a. Nie analizowano trwałych deformacji warstw asfaltowych, ponieważ modele Hueta-Sayegha oraz Hooke'a nie umożliwiają ich wyznaczenia. W przypadku modelu sprężystego, założono, że moduł sprężystości E jest równy modułowi natychmiastowemu E_1 z modelu Burgersa. Do obliczeń przyjęto założenia według tablicy 6.5.

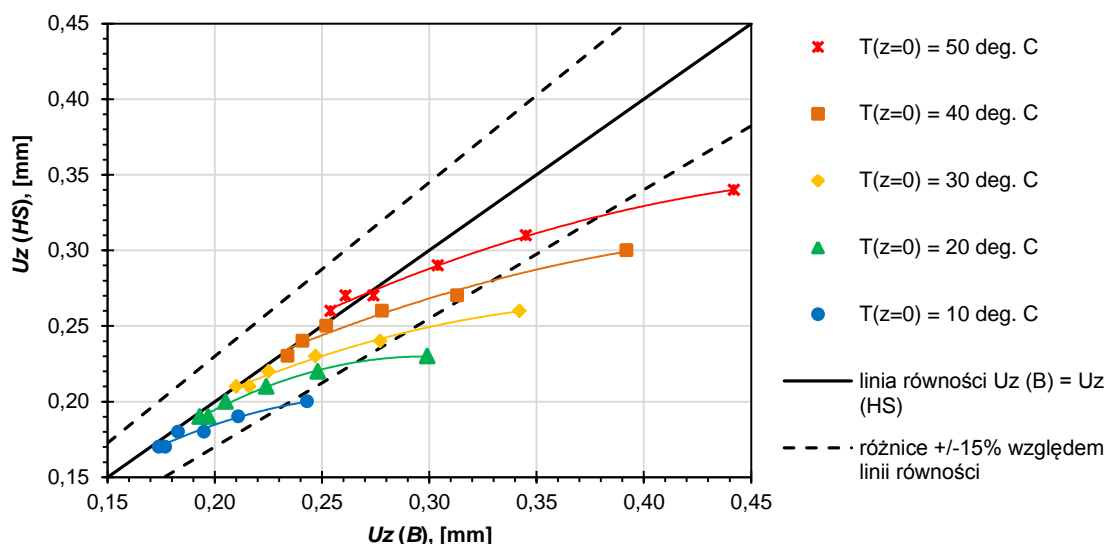
Tablica 6.5. Założenia do analizy wpływu zastosowania różnych modeli reologicznych warstw asfaltowych na zachowanie się konstrukcji nawierzchni

Materiały warstw asfaltowych	warstwa ścieralna	SMA 8 45/80-55
	warstwa wiążąca	AC 16 W 35/50
	podbudowa asfaltowa	AC 22P 35/50 (PL1)
Modele reologiczne i parametry warstw nawierzchni	warstwy asfaltowe (*)	modele lepkosprężyste Burgersa i Hueta-Sayegha oraz model sprężysty Hooke'a o parametrach wg tablic Z5.1-Z5.5 w Załączniku Z5 oraz tablic Z6.1-Z6.5 w Załączniku Z6
	pozostałe warstwy	model sprężysty Hooke'a o parametrach wg tablicy 6.2 (punkt 6.2.4, str. 143)
Rozkład temperatury w nawierzchni	dla temperatury powierzchniowej $T(z=0) = 10, 20, 30, 40$ i 50°C , wg rys. 6.6 (punkt 6.2.3, str. 141)	
Prędkości przemieszczania się obciążenia	$v = 5, 15, 30, 60, 90$ i 120 km/h	

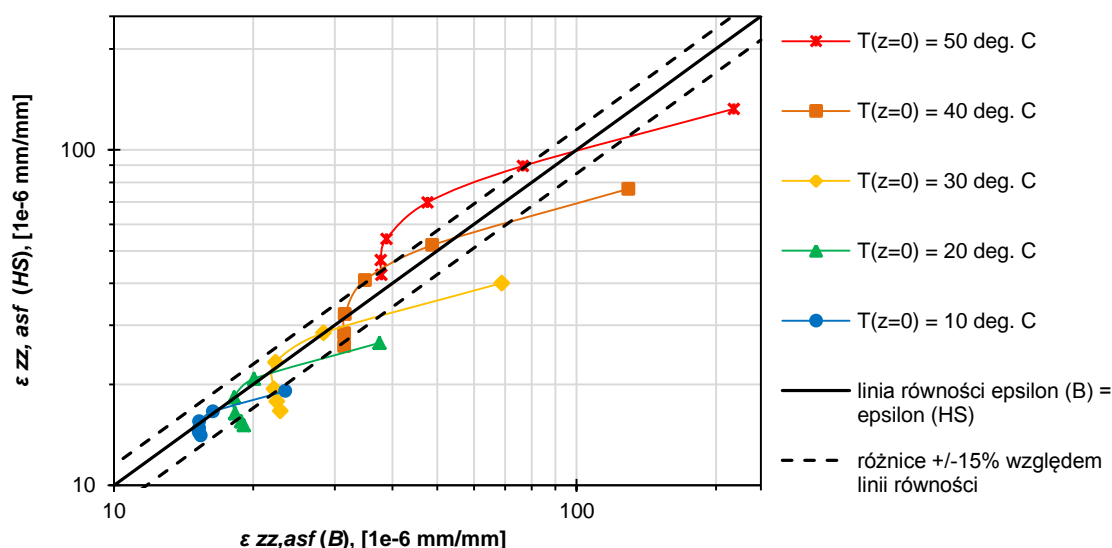
(*) W analizach zastosowano ten sam model reologiczny do wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni

W analizach przyjęto, że różnica rozpatrywanych parametrów mechanicznych, wyznaczonych dla różnych modeli reologicznych warstw asfaltowych, nie przekraczająca 15% jest pomijalnie mała z praktycznego punktu widzenia i oba modele dają bardzo podobne wyniki.

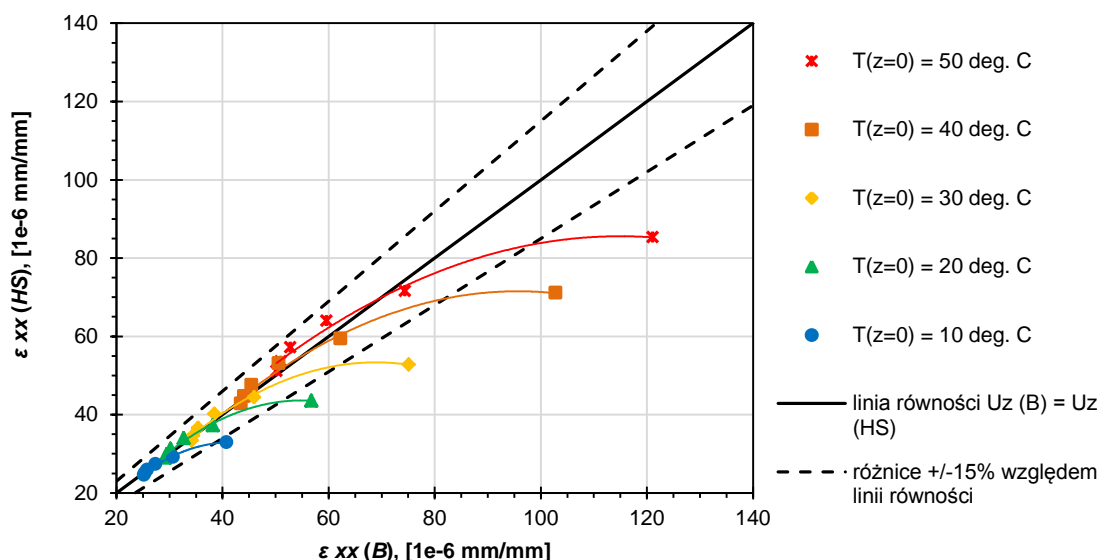
Parametry mechaniczne charakteryzujące zachowanie się przyjętej konstrukcji nawierzchni dla modeli lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegha pokazano na wykresach na rysunkach 6.23-6.25. Na rysunkach tych każda krzywa oznacza osobny przypadek rozkładu temperatury w nawierzchni. Punkty układające się na każdej krzywej od strony lewej do prawej prezentują wartości parametrów obliczanych kolejno dla malejących wartości prędkości $v = 120, 90, 60, 30, 15$ i 5 km/h.



Rysunek 6.23. Porównanie maksymalnych przemieszczeń pionowych na powierzchni jezdni ($x = y = z = 0$) dla modelu Burgersa $U_z(B)$ i modelu Hueta-Sayegha $U_z(HS)$



Rysunek 6.24. Porównanie maksymalnych odkształceń pionowych ściskających warstwy asfaltowej dla modelu Burgersa $\epsilon_{zz, asf}(B)$ i modelu Hueta-Sayegha $\epsilon_{zz, asf}(HS)$



Rysunek 6.25. Porównanie maksymalnych odkształceń poziomych rozciągających na spodzie warstw asfaltowych ($x = y = 0$, $z = 30 \text{ cm}$) dla modelu Burgersa $\epsilon_{xx}(B)$ i modelu Hueta-Sayegha $\epsilon_{xx}(HS)$

Na podstawie wyników obliczeń stwierdzono, że w rozważanym przypadku największe różnice pomiędzy analizowanymi parametrami występują dla temperatur nawierzchni odpowiadających temperaturze powierzchniowej $T(z=0) \geq 20^\circ\text{C}$ przy małej prędkości przemieszczania się obciążenia $v = 5 \text{ km/h}$. W warunkach takich zastosowanie modelu Hueta-Sayegha do warstw asfaltowych skutkowało, mniejszymi przemieszczeniami pionowymi i odkształceniami niż w przypadku zastosowania modelu Burgersa, przy czym różnice są tym większe, im wyższa była temperatura nawierzchni. Wychodząc z założenia, że model Hueta-Sayegha lepiej opisuje zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym, lepiej jest stosować ten model do analiz lepkosprężystych nawierzchni. Model ten nie jest natomiast przydatny do analiz trwałych deformacji.

W celu sprawdzenia w jakich warunkach czasowo-temperaturowych warto stosować jest w analizie konstrukcji nawierzchni modele lepkosprężyste zamiast sprężystych, wyznaczono wartości graniczne prędkości v_{gran} przemieszczania się obciążenia, poniżej których różnice względne analizowanych parametrów mechanicznych dla dwóch różnych modeli reologicznych warstw asfaltowych różnią się o więcej niż 15%. W tym celu, osobno dla każdego przyjętego rozkładu temperatury w nawierzchni, rozważono funkcje (6.5):

$$\Delta\psi_{B-H} = 100\% \times \left| \frac{\psi_B(v) - \psi_H}{\psi_H} \right| > 15\% \quad (6.5)$$

$$\Delta\psi_{HS-H} = 100\% \times \left| \frac{\psi_{HS}(v) - \psi_H}{\psi_H} \right| > 15\%$$

gdzie ψ oznacza dowolny z trzech rozpatrywanych parametrów mechanicznych

U_z , $\varepsilon_{zz,asf}$ lub ε_{xx} ; indeksy B , HS i H oznaczają modele reologiczne warstw asfaltowych, odpowiednio model Burgersa, Hueta-Sayegha i Hooke'a; a v jest prędkością przemieszczania się obciążenia.

Ponieważ reakcja materiału sprężystego Hooke'a nie zależy od czasu obciążenia, wartości $\psi_H = const$ dla każdego v . Funkcje $\psi_B(v)$ i $\psi_{HS}(v)$ przyjęto w postaci (6.6):

$$\psi(v) = A \times v^B \quad (6.6)$$

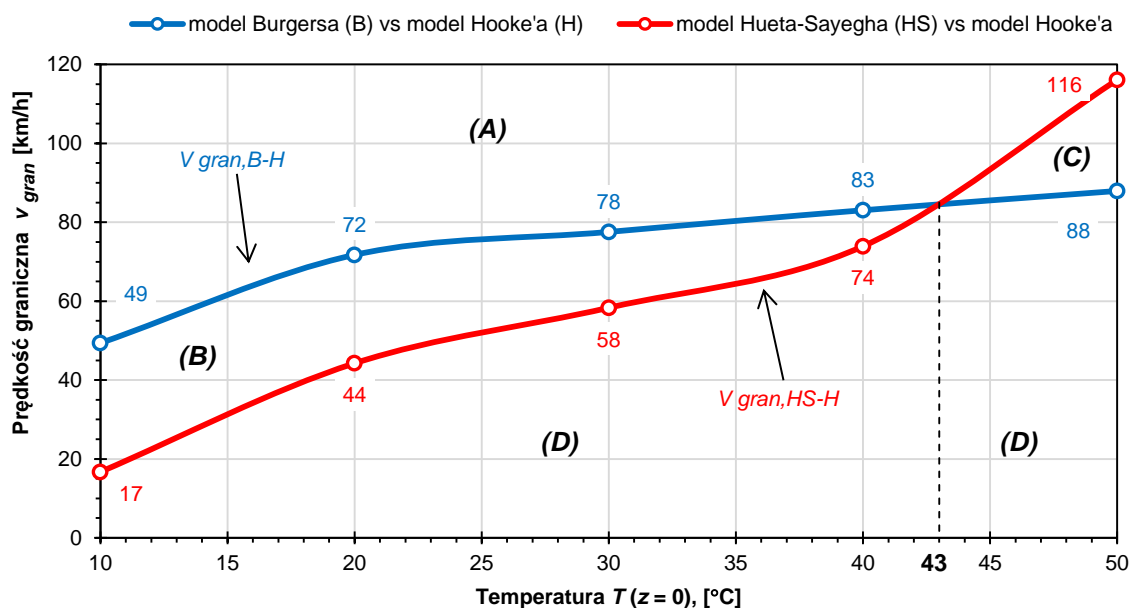
gdzie A i B są ich współczynnikami.

Do analiz wybrano funkcję potęgową, ponieważ możliwie najlepiej opisywała ona parametry ψ wyznaczone dla różnych prędkości. Wartości A i B określono dla najlepszego dopasowania funkcji (6.6) do wyników obliczeń. Dopasowanie oceniano na podstawie współczynników determinacji R^2 (tablica 6.6) jako średnie do dobrego dla odkształceń $\varepsilon_{zz,asf}$ dla modelu Burgersa i bardzo dobre dla pozostałych parametrów mechanicznych, niezależnie od modelu reologicznego.

Tablica 6.6. Przedziały współczynników R^2 dopasowania funkcji potęgowej do parametrów mechanicznych U_z , $\varepsilon_{zz,asf}$ i ε_{xx} obliczonych dla różnych prędkości

Parametr $\psi =$	Współczynniki R^2 dla modelu reologicznego warstw asfaltowych	
	<i>Burgersa</i>	<i>Hueta-Sayegha</i>
U_z	0,983 – 0,989	0,956 – 0,993
$\varepsilon_{zz,asf}$	0,644 – 0,890	0,978 – 1,000
ε_{xx}	0,898 – 0,927	0,994 – 1,000

Obliczenia przeprowadzono osobno dla każdego rozkładu temperatury odpowiadającego temperaturze powierzchniowej $T(z = 0) = 10, 20, 30, 40$ i 50°C dla każdego $\psi = U_z$, $\varepsilon_{zz,asf}$ i ε_{xx} . Ponieważ prędkości graniczne wyznaczone dla każdego z tych parametrów różniły się, wybrano spośród nich wartości najmniejsze. Podejście takie umożliwiło sprawdzenie poniżej jakiej prędkości, wszystkie parametry mechaniczne ψ jednocześnie będą różniły się o co najmniej 15%. Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 6.26



Oznaczenia:

(A) $\Delta\psi_{B-H} < 15\%$, $\Delta\psi_{HS-H} < 15\%$

(B) $\Delta\psi_{B-H} > 15\%$, $\Delta\psi_{HS-H} < 15\%$

(C) $\Delta\psi_{B-H} < 15\%$, $\Delta\psi_{HS-H} > 15\%$

(D) $\Delta\psi_{B-H} > 15\%$, $\Delta\psi_{HS-H} > 15\%$

Rysunek 6.26. Warunki czasowo-temperaturowe, dla których różnice przemieszczeń U_z oraz odkształceń $\varepsilon_{zz,asf}$ i ε_{xx} dla modeli lepkosprężystych i modelu sprężystego warstw asfaltowych są większe bądź mniejsze niż 15%

Interpretację stref (A), (B), (C) i (D) z rysunku 6.26 dla temperatur różnych temperatur powierzchniowych $T = T(z = 0)$ i prędkości v podano w tabelicy 6.7.

Tablica 6.7. Ocena zastosowania modeli lepkosprężystych oraz modelu sprężystego warstw asfaltowych w różnych warunkach pracy nawierzchni

Strefa z rysunku 6.21	Warunki pracy nawierzchni		Interpretacja
	temperatura $T(z=0)$	prędkość obciążenia v	
(A)	< 43°C	$v > v_{gran, B-H}$	Można stosować zamiennie model lepkosprężysty i model sprężysty – różnice parametrów ψ dla modelu lepkosprężystego i sprężystego są < 15%.
	> 43°C	$v > v_{gran, HS-H}$	
(B)	< 43°C	jednocześnie: $v > v_{gran, HS-H}$ $v < v_{gran, B-H}$	Interpretacja zależna od modelu lepkosprężystego. Model Hueta-Sayegha daje wyniki zbliżone do modelu sprężystego (różnice < 15%), a model Burgersa daje wyniki różniące się o więcej niż 15% w stosunku do modelu sprężystego.
(C)	> 43°C	jednocześnie: $v > v_{gran, B-H}$ $v < v_{gran, HS-H}$	Interpretacja zależna od modelu lepkosprężystego. Model Burgersa daje wyniki zbliżone do modelu sprężystego (różnice < 15%), a model Hueta-Sayegha daje wyniki różniące się o więcej niż 15% w stosunku do modelu sprężystego.
(D)	< 43°C	$v < v_{gran, HS-H}$	Rekomenduje się stosowanie jednego z modeli lepkosprężystych zamiast modelu sprężystego – różnice parametrów ψ dla modelu lepkosprężystego i sprężystego > 15%.
	> 43°C	$v < v_{gran, B-H}$	

Na podstawie powyższego, przy założeniu poziomu akceptowalnych różnic między wynikami dla modeli lepkosprężystych i dla modelu sprężystego wynoszących 15%, można stwierdzić, że:

- w przypadku temperatury powierzchniowej równej temperaturze ekwiwalentnej 13°C (według KTKNPIP [43]) oraz typowej prędkości $v = 60$ km/h, stosowanej w projektowaniu konstrukcji nawierzchni podatnych, można w analizowanym przypadku stosować zamiennie modele lepkosprężyste i model sprężysty;
- w przypadku ruchu powolnego pojazdów z prędkościami $v < 40$ km/h, niezależnie od temperatury nawierzchni, korzystniej jest stosować do warstw asfaltowych nawierzchni modele lepkosprężyste zamiast modelu sprężystego.

Przyjęcie innego poziomu akceptowalnych różnic, większego lub mniejszego niż 15% skutkuje odpowiednio mniejszymi lub większymi wartościami prędkości granicznych V_{gran} niż pokazane na rysunku 6.26. Należy wyraźnie podkreślić, że powyższa analiza została wykonana dla konkretnych założeń dotyczących konstrukcji nawierzchni, materiałów, obciążenia i temperatur. W innych przypadkach, otrzymane rezultaty mogą się różnić od przedstawionych w tym punkcie.

6.3.3. Analiza wpływu zastosowania betonu asfaltowego konwencjonalnego AC i o wysokim module sztywności AC-WMS na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni

6.3.3.1. Zachowanie się konstrukcji nawierzchni z podbudową asfaltową wykonaną z AC lub AC-WMS

Celem przeprowadzonych analiz było sprawdzenie jaka jest różnica zachowania się konstrukcji nawierzchni w przypadku zastosowania do podbudowy asfaltowej różnych betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS. Do obliczeń przyjęto założenia według tablicy 6.8.

Tablica 6.8. Założenia do obliczeń konstrukcji nawierzchni z podbudową wykonaną z AC lub AC-WMS

Materiały warstw asfaltowych	warstwa ścierna	SMA 8 45/80-55
	warstwa wiążąca	AC 16 W 35/50
	podbudowa asfaltowa	AC 22P 35/50 (PL1), AC 22P 35/50 (PL2), AC 22P 35/50 (D), AC 22P 50/70 (PL2), AC 22P 50/70 (D), AC-WMS 16 20/30, AC-WMS 16 20/30 MG, AC-WMS 16 25/55-60
Modele reologiczne i parametry warstw nawierzchni	warstwy asfaltowe (*)	modele lepkosprężyste Burgersa i Hueta-Sayegha o parametrach wg tablic Z5.1, Z5.3 i Z5.5 w Załączniku Z5 oraz tablic Z6.1, Z6.3 i Z6.5 w Załączniku Z6
	pozostałe warstwy	model sprężysty Hooke'a o parametrach wg tablicy 6.2 (punkt 6.2.4, str. 143)
Rozkład temperatury w nawierzchni		dla temperatury powierzchniowej $T(z = 0) = 10, 30$ i 50°C , wg rys. 6.6 (punkt 6.2.3, str. 141)
Prędkości przemieszczania się obciążenia		$v = 5$ i 60 km/h

(*) W analizach zastosowano ten sam model reologiczny do wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni

Wyniki obliczeń przedstawiono w tabelicy 6.9. Podano wartości parametrów mechanicznych U_z , $\varepsilon_{zz,asf}$, ε_{xx} i h_{kol} konstrukcji nawierzchni różniących się jedynie materiałem podbudowy. Pokazano wyniki dla różnych kombinacji zastosowanych modeli warstw asfaltowych (Burgersa i Hueta-Sayegha), prędkości przemieszczania się obciążenia (5 i 60 km/h) oraz temperatur powierzchniowych (10, 30 i 50°C). Wartości parametrów mechanicznych dla różnych wariantów konstrukcji zostały porównane w sposób graficzny przy pomocy słupków osobno dla:

- modelu Burgersa i prędkości przemieszczania się obciążenia $v = 5$ km/h (słupki niebieskie)
- modelu Burgersa i prędkości przemieszczania się obciążenia $v = 60$ km/h (słupki czerwone)
- modelu Hueta-Sayegha i prędkości przemieszczania się obciążenia $v = 5$ km/h (słupki niebieskie)
- modelu Hueta-Sayegha i prędkości przemieszczania się obciążenia $v = 60$ km/h (słupki czerwone).

Warianty konstrukcji nawierzchni uszeregowano na podstawie generalnej (całościowej) oceny wszystkich obliczonych parametrów mechanicznych dla wszystkich analizowanych modeli reologicznych warstw asfaltowych, ich temperatur oraz prędkości przemieszczania się obciążenia. W ocenie tej za lepszą konstrukcję nawierzchni uznawano tą, dla której parametry mechaniczne U_z , $\varepsilon_{zz,asf}$, ε_{xx} lub $h_{kol,wzg}$ były mniejsze.

Tablica 6.9. Wyniki obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni podatnej z podbudową wykonaną z betonów asfaltowych konwencjonalnych AC lub o wysokim module sztywności AC-WMS

Materiał podbudowy asfaltowej	Model Burgersa (B)						Model Hueta-Sayegha (HS)					
	Prędkość v = 5 km/h			Prędkość v = 60 km/h			Prędkość v = 5 km/h			Prędkość v = 60 km/h		
	T(z=0)=10°C	T(z=0)=30°C	T(z=0)=50°C	T(z=0)=10°C	T(z=0)=30°C	T(z=0)=50°C	T(z=0)=10°C	T(z=0)=30°C	T(z=0)=50°C	T(z=0)=10°C	T(z=0)=30°C	T(z=0)=50°C
Maksymalne przemieszczenia pionowe U_z (z = 0 cm), [mm]												
AC 22P 35/50 (PL1)	0,24	0,34	0,44	0,18	0,23	0,27	0,20	0,26	0,34	0,18	0,22	0,27
AC-WMS 16 20/30	0,25	0,34	0,44	0,18	0,23	0,27	0,20	0,27	0,35	0,18	0,22	0,29
AC-WMS 16 20/30 MG	0,27	0,35	0,46	0,20	0,24	0,29	0,21	0,29	0,38	0,19	0,24	0,31
AC-WMS 16 25/55-60	0,26	0,37	0,49	0,19	0,24	0,29	0,21	0,29	0,41	0,19	0,24	0,33
AC 22P 35/50 (D)	N/A	N/A	0,51	N/A	N/A	0,30	N/A	N/A	0,41	N/A	N/A	0,32
AC 22P 35/50 (PL2)	N/A	N/A	0,51	N/A	N/A	0,31	N/A	N/A	0,44	N/A	N/A	0,33
AC 22P 50/70 (D)	N/A	N/A	0,57	N/A	N/A	0,32	N/A	N/A	0,44	N/A	N/A	0,33
AC 22P 50/70 (PL2)	N/A	N/A	0,58	N/A	N/A	0,32	N/A	N/A	0,45	N/A	N/A	0,34
Maksymalne pionowe odkształcenia ściskające $\epsilon_{zz,asf}$ [1e-6 mm/mm] (*)												
AC 22P 35/50 (PL1)	23	69	219	15	22	39	19	40	133	15	19	54
AC-WMS 16 20/30	25	71	209	16	23	38	20	44	146	15	22	61
AC-WMS 16 20/30 MG	40	85	241	20	30	48	27	59	175	20	32	79
AC-WMS 16 25/55-60	34	103	288	18	30	53	29	66	217	20	33	97
AC 22P 35/50 (D)	N/A	N/A	324	N/A	N/A	60	N/A	N/A	215	N/A	N/A	87
AC 22P 35/50 (PL2)	N/A	N/A	339	N/A	N/A	63	N/A	N/A	254	N/A	N/A	105
AC 22P 50/70 (D)	N/A	N/A	426	N/A	N/A	76	N/A	N/A	251	N/A	N/A	103
AC 22P 50/70 (PL2)	N/A	N/A	450	N/A	N/A	80	N/A	N/A	272	N/A	N/A	115
Maksymalne odkształcenia poziome rozciągające ϵ_{xx} (z = 30 cm), [1e-6 mm/mm]												
AC 22P 35/50 (PL1)	41	75	121	26	35	53	33	53	85	26	37	57
AC-WMS 16 20/30	42	77	116	27	37	53	34	58	98	27	40	66
AC-WMS 16 20/30 MG	56	91	133	32	46	56	42	74	122	33	52	86
AC-WMS 16 25/55-60	51	102	154	29	44	67	45	78	143	33	51	98
AC 22P 35/50 (D)	N/A	N/A	197	N/A	N/A	74	N/A	N/A	139	N/A	N/A	87
AC 22P 35/50 (PL2)	N/A	N/A	173	N/A	N/A	75	N/A	N/A	159	N/A	N/A	101
AC 22P 50/70 (D)	N/A	N/A	198	N/A	N/A	86	N/A	N/A	158	N/A	N/A	100
AC 22P 50/70 (PL2)	N/A	N/A	202	N/A	N/A	86	N/A	N/A	167	N/A	N/A	105
Głębokość koleiny h_{kol} [mm]												
AC 22P 35/50 (PL1)	0,0041	0,0149	0,0484	0,0003	0,0012	0,0040						
AC-WMS 16 20/30	0,0045	0,0157	0,0496	0,0004	0,0013	0,0041						
AC-WMS 16 20/30 MG	0,0058	0,0192	0,0596	0,0005	0,0016	0,0050						
AC-WMS 16 25/55-60	0,0054	0,0200	0,0640	0,0004	0,0017	0,0053						
AC 22P 35/50 (D)	N/A	N/A	0,0742	N/A	N/A	0,0062						
AC 22P 35/50 (PL2)	N/A	N/A	0,0669	N/A	N/A	0,0057						
AC 22P 50/70 (D)	N/A	N/A	0,0883	N/A	N/A	0,0074						
AC 22P 50/70 (PL2)	N/A	N/A	0,0875	N/A	N/A	0,0073						

N/A - nie analizowano ze względu na temperatury nawierzchni niższe niż najmniejsza temperatura badania mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym, czyli 30 deg. C

N/D - nie dotyczy ze względu na brak możliwości wyznaczenia deformacji trwałych w modelu Hueta-Sayegha

(*) - podano bezwzględne wartości odkształceń (ściskanie)

Wśród konstrukcji nawierzchni z konwencjonalnymi podbudowami, w przypadku wariantu z betonem asfaltowym AC 22P 35/50 (PL1) otrzymano najmniejsze lepkosprężyste odkształcenia w nawierzchni oraz najmniejsze lepkosprężyste i lepkie (trwałe) przemieszczenia pionowe. Różnica w porównaniu z innymi konwencjonalnymi materiałami do podbudowy jest znacząca. Dostrzegalny jest również pozytywny wpływ stosowania do konwencjonalnych podbudów asfaltu 35/50 zamiast 50/70. Wśród konstrukcji nawierzchni z podbudowami wykonanymi z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności najslabiej wypadł wariant z podbudową z AC-WMS 16 25/55-60, a najlepiej wariant z AC-WMS 16 20/30.

Konstrukcje nawierzchni z podbudowami wykonanymi z konwencjonalnego AC 22P 35/50 (PL1) i z AC-WMS 16 20/30, pod względem rozpatrywanych parametrów mechanicznych, zachowują się bardzo podobnie. W niektórych przypadkach nawierzchnia z konwencjonalną podbudową wypadła nawet lepiej. Porównanie zachowania się konstrukcji nawierzchni z AC-WMS z konstrukcjami o podbudowach wykonanych z konwencjonalnych betonów asfaltowych oznaczonych jako (PL2) i (D) wypada natomiast na korzyść mieszanek AC-WMS.

Sprawdzono dodatkowo, jakimi właściwościami lepkosprężystymi (parametrami $|E^*|$ i φ) charakteryzowałyby się rozważane betony asfaltowe w badaniu laboratoryjnym pod obciążeniem powtarzalnym, w warunkach takich, jakie założono do analizy konstrukcji nawierzchni. Odpowiedzi udzielono na podstawie porównania wartości wyznaczonych temperatur i częstotliwości zmiany obciążenia w podbudowie z wartościami z tabeli Z3.1 w załączniku Z3. Metodę rozwiązania postawionego problemu opisano szerzej w punkcie 6.3.1 na str. 153-154. Wyniki przedstawiono w tabeli 6.10.

Tablica 6.10. Parametry lepkosprężyste $|E^*|$ i φ dla temperatur i częstotliwości obciążenia założonych do analizy konstrukcji nawierzchni o różnych materiałach podbudowy

Temperatura T [°C] (*)	Częstotliwości obciążenia f [Hz] (*) dla prędkości v =		Materiał podbudowy asfaltowej	Ocena $ E^* $ i φ dla prędkości v =	
	5 km/h	60 km/h		5 km/h	60 km/h
32,7 – 38,5	1,6 – 2,6	18,6 – 31,2	AC-WMS 16 20/30	(1)	(1)
			AC-WMS 16 20/30 MG		
			AC-WMS 16 25/55-60	(1)	(1)
			AC 22P 35/50 (PL1)		
			AC 22P 35/50 (PL2)		
			AC 22P 35/50 (D)	(2) – (1)	(1)
			AC 22P 50/70 (PL2)	(3) – (2)	(1)
AC 22P 50/70 (D)	(2)	(1)			

Oznaczenia:

(*) Wartości odpowiadają temperaturom / częstotliwościom na głębokościach z = 12 cm i z = 30 cm.

(3)	$ E^* < 1\ 000\ \text{MPa}$, $\varphi < \varphi_{max}$
(3) – (2)	na głęb. z = 12 cm jak w przyp. (3), a dla 12 cm < z ≤ 30 cm jak w przyp. (2)
(2)	$ E^* = 1\ 000 \div 2\ 000\ \text{Ma}$, $\varphi \approx \varphi_{max}$
(2) – (1)	na głęb. z = 12 cm jak w przyp. (2), a dla 12 cm < z ≤ 30 cm jak w przyp. (1)
(1)	$ E^* > 1\ 000\ \text{MPa}$, $\varphi < \varphi_{max}$

Przy częstotliwości obciążenia, odpowiadającej typowej prędkości $v = 60$ km/h pojazdów ciężkich na drodze poza miastem, każdy z analizowanych materiałów podbudowy w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym charakteryzowałby się parametrami $|E^*| > 2\ 000$ MPa i $\varphi < \varphi_{max}$. W warunkach odpowiadających ruchowi powolnemu pojazdów z $v = 5$ km/h, np. przed dojazdem do skrzyżowania, wszystkie AC-WMS 16, a także konwencjonalna podbudowa AC 22P z asfaltem 35/50 wypadają zauważalnie lepiej niż konwencjonalne podbudowy z asfaltem bardziej miękkim 50/70. W przypadku podbudów AC 22P 35/50 (D) i AC 22P 50/70 (PL2) właściwości lepkosprężyste na powierzchni tych warstw mogą być bardziej niekorzystne niż w samej warstwie. Ponieważ zachodzi to jednak tylko powierzchniowo, to z punktu widzenia zachowania się całej warstwy, wyniki obliczeń konstrukcji nawierzchni dla tych materiałów są zbliżone do wyników otrzymanych odpowiednio dla AC 22P 35/50 (PL2) i AC 22P 50/70 (D) – tablica 6.10.

Mieszanki mineralno-asfaltowe do podbudowy uszeregowano ze względu na wartości obliczonych przemieszczeń, odkształceń i głębokości koleiny w nawierzchni (od najmniejszych do największych) w następujący sposób:

1. AC 22P 35/50 (PL1) i AC-WMS 16 20/30
2. AC-WMS 16 20/30 MG
3. AC-WMS 16 25/55-60
4. AC 22P 35/50 (D) i AC 22P 35/50 (PL2)
5. AC 22P 50/70 (D) i AC 22P 50/70 (PL2).

Wyniki przeprowadzonych obliczeń i ich analiza wskazują, że wymagania zawarte w Wytycznych Technicznych WT-2:2010 [N7] umożliwiają zaprojektowanie betonów asfaltowych, które pod względem lepkosprężystego zachowania się w konstrukcji nawierzchni, mogą istotnie się różnić. Dotyczy to zarówno betonów asfaltowych konwencjonalnych, jak i o wysokim module sztywności. Warto jednak zwrócić uwagę, że analizy nie wskazują na nieprzydatność do stosowania mieszanek, które wypadły najłabiej. Pokazują one jedynie, że mogą one zachowywać się mniej sprężyste i być nieco bardziej podatne na deformacje niż pozostałe mieszanki. Wykorzystanie materiałów, które wypadły w porównaniu najlepiej może korzystnie wpłynąć jednak na zachowanie się konstrukcji nawierzchni w wysokich temperaturach. Z tego powodu, stosowanie bardzo dobrych materiałów pod względem właściwości lepkosprężystych może być szczególnie wskazane w przypadku przewidywanych długich czasów obciążenia (powolnego ruchu pojazdów), co może mieć istotny wpływ zwłaszcza w trakcie upalnego lata.

Analizy pokazały także, że możliwe jest zaprojektowanie bardzo dobrego konwencjonalnego betonu asfaltowego do podbudowy, który pod względem lepkosprężystej pracy konstrukcji nawierzchni, może wypadać równie dobrze, jak niektóre mieszanki AC-WMS. Wynika stąd też wniosek praktyczny, że rozważając wybór mieszanki mineralno-asfaltowej do podbudowy spośród konkretnych betonów asfaltowych AC i AC-WMS, korzystnie jest za każdym razem ocenić właściwości lepkosprężyste obu materiałów w badaniach laboratoryjnych oraz przeprowadzić analizę lepkosprężystą zachowania się konstrukcji nawierzchni.

6.3.3.2. Zachowanie się konstrukcji nawierzchni w zależności od położenia warstwy wykonanej z AC-WMS

Celem analiz było określenie różnic w zachowaniu się konstrukcji nawierzchni w przypadku stosowania betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS w różnych konfiguracjach do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej.

Pewne wnioski dotyczące tego zagadnienia można wysnuć już na podstawie punktu (6.3.31). Stosując bardzo dobre, pod względem lepkosprężystych właściwości, betony asfaltowe AC lub AC-WMS można istotnie polepszyć zachowanie się konstrukcji nawierzchni w wysokiej temperaturze. Z tego powodu analizy przeprowadzono jedynie dla konstrukcji nawierzchni, do których zastosowano najlepsze i najgorsze spośród betonów asfaltowych AC i AC-WMS. Analizie poddano następujące przypadki: z warstwą wiążącą i podbudową wykonaną z konwencjonalnych AC, z warstwą wiążącą z konwencjonalnego AC i podbudową z AC-WMS, z warstwą wiążącą z AC-WMS i podbudową z konwencjonalnych AC oraz z warstwą wiążącą i podbudową wykonanymi z AC-WMS.

Pozostałe założenia do obliczeń podano w tab. 6.11, a ich wyniki przedstawiono w tab. 6.12.

Tablica 6.11. Założenia do obliczeń konstrukcji nawierzchni z warstwą wiążącą i podbudową asfaltową wykonanymi z AC lub AC-WMS

Materiały warstw asfaltowych	warstwa ścieralna	SMA 8 45/80-55
	warstwa wiążąca	<ul style="list-style-type: none"> konwencjonalny AC 16 W 35/50, AC-WMS 16 20/30 – jako najlepszy spośród AC-WMS AC-WMS 16 25/55-60 – jako najgorszy spośród AC-WMS
	podbudowa asfaltowa	<ul style="list-style-type: none"> AC 22P 35/50 (PL1) – jako najlepszy spośród konwencjonalnych AC AC 22P 50/70 (PL2) – jako najgorszy spośród konwencjonalnych AC AC-WMS 16 20/30 – jako najlepszy spośród AC-WMS AC-WMS 16 25/55-60 – jako najgorszy spośród AC-WMS
Modele reologiczne i parametry warstw nawierzchni	warstwy asfaltowe (*)	modele lepkosprężyste Burgersa i Hueta-Sayegha o parametrach wg tablicy Z5.5 w Załączniku Z5 oraz tablicy Z6.5 w Załączniku Z6
	pozostałe warstwy	model sprężysty Hooke'a o parametrach wg tablicy 6.2 (punkt 6.2.4, str. 143)
Rozkłady temperatur		dla temp. powierzchniowej $T(z=0) = 50^{\circ}\text{C}$, wg rys. 6.6 (punkt 6.2.3, str. 141)
Prędkości przemieszczania się obciążenia		$v = 5$ i 60 km/h

(*) Analizy przeprowadzono osobno dla każdego modelu reologicznego. Wybrany model był stosowany do wszystkich warstw asfaltowych łącznie.

Wyniki obliczeń przedstawiono w tablicy 6.12. Podano w niej parametry mechaniczne dla konstrukcji nawierzchni z różnymi materiałami warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej dla różnych modeli warstw asfaltowych i prędkości przemieszczania się obciążenia. Wartości parametrów zostały porównane w sposób graficzny przy pomocy słupków, osobno dla każdego przypadku, tj. modelu reologicznego i prędkości. Słupki niebieskie odpowiadają wynikom dla $v = 5$ km/h, a czerwone dla $v = 60$ km/h. Warianty uszeregowano osobno dla każdej konstrukcji z tym samym materiałem podbudowy, na podstawie generalnej (całościowej) oceny wszystkich obliczonych parametrów mechanicznych, rozpatrywanych łącznie dla obu modeli reologicznych warstw asfaltowych oraz prędkości przemieszczania się obciążenia. Za lepszą konstrukcję nawierzchni uznawano tą, dla której parametry mechaniczne U_z , $\varepsilon_{zz,asf}$, ε_{xx} lub $h_{kol,wzg}$ były mniejsze.

Tablica 6.12. Wyniki obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni podatnej z warstwą wiążącą i podbudową asfaltową wykonaną z różnych betonów asfaltowych konwencjonalnych AC lub o wysokim module sztywności AC-WMS

Lp.	Materiał warstwy		Prędkość $v = 5$ km/h				Prędkość $v = 60$ km/h			
	wiążącej	podbudowy asfaltowej	$U_z(z=0)$ [mm]	$\epsilon_{zz,asf}$ [1e-6 mm/mm]	$\epsilon_{xx} (^*)$ [1e-6 mm/mm]	h_{kol} [mm]	$U_z(z=0)$ [mm]	$\epsilon_{zz,asf}$ [1e-6 mm/mm]	$\epsilon_{xx} (^*)$ [1e-6 mm/mm]	h_{kol} [mm]
Model Burgersa (B) warstw asfaltowych										
1	AC-WMS 16 20/30	AC 22P 35/50 (PL1)	0,415	158	119	0,0357	0,261	34	51	0,0030
2	AC 16 W 35/50		0,442	219	121	0,0484	0,274	39	53	0,0040
3	AC-WMS 16 25/55-60		0,448	230	122	0,0511	0,276	40	53	0,0043
4	AC-WMS 16 20/30	AC-WMS 16 20/30	0,407	150	114	0,0365	0,260	33	51	0,0031
5	AC 16 W 35/50		0,435	209	116	0,0496	0,272	38	53	0,0041
6	AC-WMS 16 25/55-60		0,441	220	118	0,0524	0,274	39	53	0,0044
7	AC-WMS 16 20/30	AC-WMS 16 25/55-60	0,458	218	152	0,0462	0,281	49	65	0,0038
8	AC 16 W 35/50		0,487	288	154	0,0640	0,294	53	67	0,0053
9	AC-WMS 16 25/55-60		0,493	301	156	0,0646	0,295	54	68	0,0054
10	AC-WMS 16 20/30	AC 22P 50/70 (PL2)	0,543	337	196	0,0669	0,312	75	85	0,0056
11	AC 16 W 35/50		0,580	450	202	0,0875	0,324	80	86	0,0073
12	AC-WMS 16 25/55-60		0,587	474	203	0,0916	0,326	82	87	0,0076
Model Hueta-Sayegha (HS) warstw asfaltowych										
1	AC-WMS 16 20/30	AC 22P 35/50 (PL1)	0,330	119	84		0,269	51	57	
2	AC 16 W 35/50		0,340	133	85	N/D	0,270	54	57	N/D
3	AC-WMS 16 25/55-60		0,370	196	89		0,296	82	61	
4	AC-WMS 16 20/30	AC-WMS 16 20/30	0,343	133	97		0,280	58	65	
5	AC 16 W 35/50		0,352	146	98	N/D	0,286	61	66	N/D
6	AC-WMS 16 25/55-60		0,385	211	101		0,308	89	70	
7	AC-WMS 16 20/30	AC-WMS 16 25/55-60	0,400	199	142		0,321	93	97	
8	AC 16 W 35/50		0,410	217	143	N/D	0,326	97	98	N/D
9	AC-WMS 16 25/55-60		0,445	297	147		0,349	129	102	
10	AC-WMS 16 20/30	AC 22P 50/70 (PL2)	0,437	249	165		0,337	110	108	
11	AC 16 W 35/50		0,448	272	167	N/D	0,342	115	105	N/D
12	AC-WMS 16 25/55-60		0,485	365	171		0,365	148	113	

N/D - nie dotyczy ze względu na brak możliwości wyznaczenia deformacji trwałych dla modelu Hueta-Syagha warstw asfaltowych

(*) Podano wartość bezwzględną odkształceń oznaczających rozciąganie

Do porównania przyjęto, że z praktycznego punktu widzenia, rozpatrywany wariant jest: istotnie gorszy, gdy różnice parametrów mechanicznych są $\geq 15\%$ albo istotnie lepszy, gdy różnice parametrów mechanicznych są $\leq -15\%$. W przypadku, gdy różnice zawierały się w przedziale od -15% do $+15\%$ oceniano, że brak jest istotnej różnicy między porównywanymi wariantami. Rozważono kolejno trzy następujące zagadnienia:

- zagadnienie 1 – określenie wpływu zastosowania betonu asfaltowego konwencjonalnego AC i o wysokim module sztywności AC-WMS do warstwy wiążącej,
- zagadnienie 2 – określenie wpływu zastosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC-WMS do warstwy wiążącej albo do podbudowy asfaltowej,
- zagadnienie 3 – określenie wpływu zastosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności jednocześnie do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej lub tylko do jednej z tych warstw.

ZAGADNIENIE 1. Określenie wpływu zastosowania betonu asfaltowego konwencjonalnego AC i betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC-WMS do warstwy wiążącej.

Rezultat porównania wariantów konstrukcji nawierzchni o różnym materiale warstwy wiążącej (tablica 6.13) zależy zarówno od zastosowanego modelu reologicznego warstw asfaltowych, jak i rozpatrywanego parametru charakteryzującego zachowanie się nawierzchni.

Tablica 6.13. Porównanie zastosowania do warstwy wiążącej różnych materiałów (na podstawie tablicy 6.12)

Lp. przypadków z tablicy 6.9	Porównywane materiały warstwy wiążącej	U_z		ϵ_{xx}		$\epsilon_{zz,asf}$		h_{kol}
		(B)	(HS)	(B)	(HS)	(B)	(HS)	(B)
1, 4, 7, 10	AC-WMS 16 20/30	brak istotnych różnic				mniejsze	mniejsze	mniejsze
3, 6, 9, 12	AC-WMS 16 25/55-60	brak istotnych różnic				większe	większe	większe
1, 4, 7, 10	AC-WMS 16 20/30	brak istotnych różnic				mniejsze	brak istotnych różnic	mniejsze
2, 5, 8, 11	AC 16W 35/50	brak istotnych różnic				większe	większe	większe
3, 6, 9, 12	AC-WMS 16 25/55-60	brak istotnych różnic				brak istotnych różnic	mniejsze	brak istotnych różnic
2, 5, 8, 11	AC 16W 35/50	brak istotnych różnic				większe	większe	większe

Oznaczenia: (B) – model Burgersa warstw asfaltowych, (HS) – model Hueta-Sayegha warstw asfaltowych

W przypadku przemieszczeń pionowych na powierzchni jezdni U_z oraz odkształceń na spodzie warstw asfaltowych materiał warstwy wiążącej ma znikomy wpływ na wartość tych parametrów. Zależą one w dużej mierze od podbudowy asfaltowej, ponieważ jest to najgrubsza z warstw asfaltowych (60% grubości wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni) – por. wpływ materiału warstwy wiążącej, a wpływ podbudowy w tablicy 6.12.

Najmniejsze odkształcenia pionowe warstw asfaltowych i głębokości koleiny uzyskano w przypadku zastosowania AC-WMS 16 20/30 do warstwy wiążącej. Wskazanie lepszego materiału spośród AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60 jest trudne, ponieważ istotne

różnice otrzymano tylko w przypadku odkształceń pionowych ściskających warstwy asfaltowe, tylko dla jednego z modeli reologicznych. Oba materiały zachowują się tak naprawdę bardzo podobnie. Ze względu jednak na istotne różnice odkształceń $\varepsilon_{zz,asf}$ dla modelu Hueta-Sayegha, który lepiej opisuje rzeczywiste zachowanie się materiałów niż model Burgersa, oceniono, że AC 16W 35/50 jest jednak nieco lepszy niż AC-WMS 16 25/55-60.

Dodatkowo sprawdzono jakimi właściwościami lepkosprężystymi (parametrami $|E^*|$ i φ) charakteryzowałyby się rozważane betony asfaltowe w badaniu laboratoryjnym pod obciążeniem powtarzalnym, w warunkach takich, jakie założono do analizy konstrukcji nawierzchni. Ocenę przeprowadzono na podstawie porównania wartości wyznaczonych temperatur i częstotliwości zmiany obciążenia w warstwie wiążącej z wartościami z tablicy Z3.1 w Załączniku Z3. Metodę rozwiązania postawionego problemu opisano szerzej w punkcie 6.3.1 na str. 153-154. Wyniki zestawiono w tablicy 6.14.

Tablica 6.14. Ocena parametrów lepkosprężystych $|E^*|$ i φ dla temperatur i częstotliwości obciążenia założonych do analizy konstrukcji nawierzchni

Temperatura T [°C] (*)	Częstotliwości obciążenia f [Hz] (*) dla prędkości v =		Materiał warstwy	Ocena $ E^* $ i φ dla prędkości v =	
	5 km/h	60 km/h		5 km/h	60 km/h
38,5 – 42,6	2,6 – 3,7	31,2 – 44,6	AC-WMS 16 20/30	(1)	(1)
			AC 16W 35/50	(2) – (1)	
			AC-WMS 16 25/55-60	(2) – (1)	

Oznaczenia:

(*) Wartości odpowiadają temperaturom / częstotliwościom na głębokościach odpowiadającym górnej i dolnej powierzchni warstwy asfaltowej.

(2)	$ E^* = 1\ 000 \div 2\ 000\ \text{Ma}$, $\varphi \approx \varphi_{max}$
(2) – (1)	górną część warstwy jak dla (2), dolną część warstwy jak dla (1)
(1)	$ E^* > 1\ 000\ \text{MPa}$, $\varphi < \varphi_{max}$

Dla warunków czasowo-temperaturowych w warstwie wiążącej, odpowiadającym ruchowi pojazdów z typową prędkością 60 km/h poza miastem w trakcie upalnego lata, wszystkie rozpatrywane materiały charakteryzują się korzystnymi właściwościami lepkosprężystymi. Pewne różnice występują w przypadku warunków odpowiadających powolnemu ruchowi pojazdów z prędkością 5 km/h, które przemawiają na korzyść AC-WMS 16 20/30. Niekorzystny wpływ na właściwości pozostałych materiałów ma przede wszystkim wysoka temperatura w górnej części warstwy wiążącej.

Mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy wiążącej uszeregowano ze względu na wartości obliczonych przemieszczeń, odkształceń i głębokości koleiny w nawierzchni (od najmniejszych do największych) oraz ocenę właściwości lepkosprężystych w następujący sposób:

1. AC-WMS 16 20/30,
2. AC 16W 35/50,
3. AC-WMS 16 25/55-60.

ZAGADNIENIE 2. Określenie wpływu zastosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC-WMS do warstwy wiążącej albo do podbudowy asfaltowej.

Postawione zagadnienie dotyczy przypadku, gdy beton asfaltowy o wysokim module sztywności ma być zastosowany tylko do jednej z warstw asfaltowych – albo do warstwy wiążącej, albo do podbudowy asfaltowej. Rozważono przypadek, gdy alternatywą dla konwencjonalnych materiałów jest najlepszy z analizowanych betonów asfaltowych o wysokim module sztywności, czyli AC-WMS 16 20/30. Porównanie różnych wariantów konstrukcji przedstawiono w tabelicy 6.15.

Tablica 6.15. Porównanie zachowania się konstrukcji nawierzchni, w których jedna z warstw jest wykonana z AC-WMS 16 20/30 (na podstawie tablicy 6.12)

Lp. wariantu z tablicy 6.9	Porównywane konstrukcje	U_z		$\varepsilon_{zz,asf}$		ε_{xx}		$h_{kol,wzgl}$
		(B)	(HS)	(B)	(HS)	(B)	(HS)	(B)
1 5	WMS + AC 1 AC + WMS	brak istotnych różnic		mniejsze większe		brak istotnych różnic		mniejsze większe
10 5	WMS + AC 2 AC + WMS	większe mniejsze		większe mniejsze		większe mniejsze		większe mniejsze

Oznaczenia:

(B) – model Burgersa warstw asfaltowych, (HS) – model Hueta-Sayegha warstw asfaltowych

AC – AC 16W 35/50, AC 1 – AC 22P 35/50 (PL1), AC 2 – AC 22P 50/70 (PL2), WMS – AC-WMS 16 20/30

Z porównania wynika, że zastosowanie do podbudowy AC-WMS 16 20/30 o bardzo dobrych właściwościach lepkosprężystych może być lepszym rozwiązaniem niż zastosowanie AC 22P 50/70 (PL2). Będzie to bardziej korzystne niż wykorzystanie AC-WMS zamiast konwencjonalnej warstwy wiążącej z AC 16W 35/50. Jeżeli natomiast, materiałem podbudowy asfaltowej byłby konwencjonalny AC 22P 35/50 (PL1) o właściwościach lepkosprężystych porównywalnych do AC-WMS 16 20/30, to korzystniej byłoby zastosować AC-WMS do warstwy wiążącej, zamiast nieco gorszego AC 16W 35/50. Rozwiązanie to może nie wpłynąć istotnie na przemieszczenia pionowe na powierzchni jezdni, czy na odkształcenia poziome na spodzie warstw asfaltowych, ale może ograniczyć pionowe odkształcenia warstw asfaltowych i trwałe deformacje nawierzchni. Wariant nr 1 jest zatem najlepszym rozwiązaniem spośród wszystkich analizowanych konstrukcji konwencjonalnych i konstrukcji z jedną warstwą wykonaną w technologii AC-WMS.

ZAGADNIENIE 3. Określenie wpływu zastosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności jednocześnie do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej lub tylko do jednej z tych warstw

Rozważono przypadek zastosowania najlepszego z analizowanych betonów asfaltowych o wysokim module sztywności, czyli AC-WMS 16 20/30. W tabelicy 6.16 przedstawiono porównanie konstrukcji:

- z warstwą wiążącą i podbudową wykonaną z konwencjonalnych AC
- z warstwą wiążącą z konwencjonalnego AC i podbudową z AC-WMS
- z warstwą wiążącą z AC-WMS i podbudową z konwencjonalnych AC
- z warstwą wiążącą i podbudową wykonanymi z AC-WMS.

Tablica 6.16. Porównanie konstrukcji nawierzchni konwencjonalnych z konstrukcjami, w których jedna z warstw jest wykonana z AC-WMS 16 20/30 (na podstawie tablicy 6.12)

Lp. wariantu z tablicy 6.9	Porównywane konstrukcje	U_z		$\varepsilon_{zz,asf}$		ε_{xx}		$h_{kol,wzgl}$
		(B)	(HS)	(B)	(HS)	(B)	(HS)	(B)
2 4	AC + AC 1 WMS + WMS	brak istotnych różnic		większe mniejsze	brak istotnych różnic	brak istotnych różnic		większe mniejsze
11 4	AC + AC 2 WMS + WMS	większe mniejsze		większe mniejsze		większe mniejsze		większe mniejsze
1 4	WMS + AC 1 WMS + WMS	brak istotnych różnic		brak istotnych różnic		brak istotnych różnic	lepsz większe	brak istotnych różnic
10 4	WMS + AC 2 WMS + WMS	większe mniejsze		większe mniejsze		większe mniejsze		większe mniejsze
5 4	AC + WMS WMS + WMS	brak istotnych różnic		większe mniejsze	brak istotnych różnic	brak istotnych różnic		większe mniejsze

Oznaczenia:

(B) – model Burgersa warstw asfaltowych, (HS) – model Hueta-Sayegha warstw asfaltowych

AC – AC 16W 35/50, AC 1 – AC 22P 35/50 (PL1), AC 2 – AC 22P 50/70 (PL2), WMS – AC-WMS 16 20/30

Zastosowanie betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC-WMS 16 20/30 jednocześnie do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej w stosunku do konstrukcji z konwencjonalną warstwą wiążącą AC i podbudową asfaltową wykonaną w z tego samego AC-WMS może być porównywalnym lub niewiele lepszym rozwiązaniem.

Porównując zastosowanie AC-WMS 16 20/30 jednocześnie do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej w stosunku do konstrukcji tylko z warstwą wiążącą wykonaną w technologii AC-WMS zależy w dużej mierze także od materiału podbudowy. Rozwiązanie to może:

- być lepsze jeżeli podbudowa asfaltowa byłaby wykonana ze słabszego betonu asfaltowego konwencjonalnego, np. AC 22P 50/70 (PL2), o istotnie gorszych właściwościach lepkosprężystych niż AC-WMS 16 20/30;
- nie przynieść wymiernych korzyści jeżeli podbudowa miałaby być wykonana z betonu asfaltowego konwencjonalnego, np. z AC 22P 35/50 (PL1), o porównywalnych właściwościach lepkosprężystych do AC-WMS 16 20/30.

Podsumowując analizy przeprowadzone w tym punkcie, można stwierdzić, że w warunkach wysokich temperatur oraz w szczególności powolnego ruchu pojazdów, betony asfaltowe o wysokim module sztywności mogą być dobrym rozwiązaniem w stosunku do materiałów konwencjonalnych, zarówno do zastosowania w warstwie wiążącej, jak podbudowie asfaltowej, pod warunkiem, że ich właściwości lepkosprężyste są istotnie lepsze niż rozważanych alternatywnych materiałów konwencjonalnych.

Dowiedziano, że konwencjonalne mieszanki mogą spisywać się jako materiały warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej porównywalnie do betonów asfaltowych AC-WMS. Możliwości uzyskiwania istotnie różnych właściwości lepkosprężystych betonów asfaltowych powinny skłonić do każdorazowej ich oceny oraz przeprowadzania analiz mechanicznych konstrukcji nawierzchni w każdym przypadku, w którym rozważa się zastosowanie jednego z tych materiałów.

6.3.3.3. Zachowanie się konstrukcji nawierzchni z podbudową wykonaną z AC-WMS o różnej grubości

W punktach 6.3.3.2 i 6.3.3.1 analizowano konstrukcje nawierzchni o podbudowie z AC-WMS o grubości 18 cm, takiej samej jak grubość podbudów konwencjonalnych. W rzeczywistych konstrukcjach grubość podbudowy wykonanej z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności jest jednak często zmniejszana, nawet do 25%, ze względu na zwiększoną trwałość zmęczeniową tych podbudów. W punkcie tym sprawdzono jaki wpływ na parametry charakteryzujące zachowanie się nawierzchni ma przyjęcie cieńszej podbudowy z AC-WMS niż 18 cm. Do analiz przyjęto 4 konstrukcje – bez pocienienia oraz z pocienieniem podbudowy o 3, 6 i 10 cm (rys. 6.27). Pozostałe przyjęte założenia przedstawiono w tabelicy 6.17, a wyniki obliczeń na rysunkach 6.28 i 6.29.

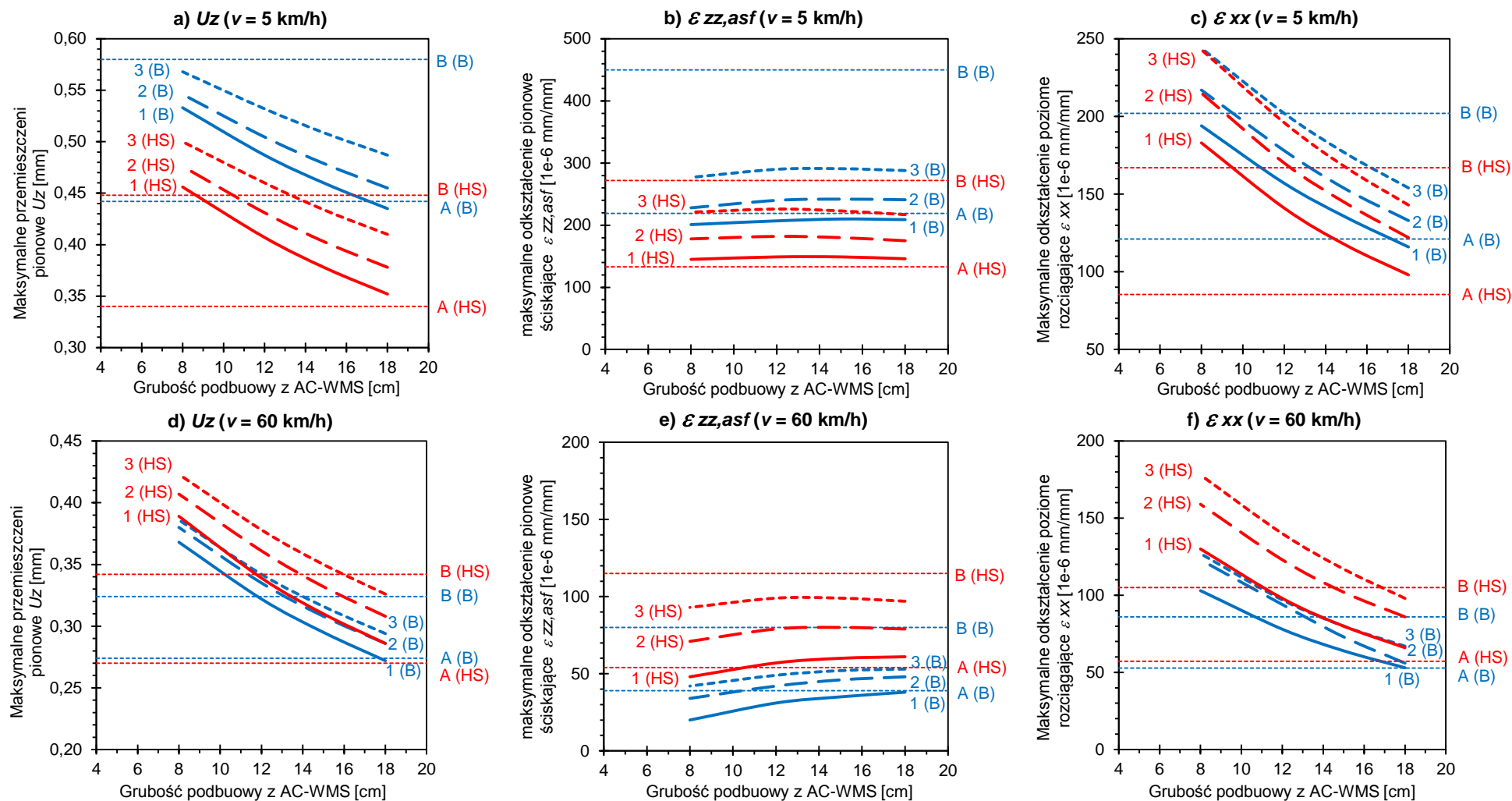
Warstwa ścierna (SMA 8)	4 cm	4 cm	4 cm	4 cm
Warstwa wiążąca (AC 16W)	4 cm	4 cm	4 cm	4 cm
	4 cm	4 cm	4 cm	4 cm
Podbudowa asfaltowa (AC-WMS)	4 cm	4 cm	4 cm	4 cm
	4 cm	4 cm	4 cm	4 cm
	4 cm	4 cm	4 cm	4 cm
	3 cm	3 cm		
	3 cm			
Grubość podbudowy:	18 cm	15 cm	12 cm	8 cm
Pocienienie podbudowy:	0 cm	3 cm	6 cm	10 cm

Rysunek 6.27. Grubości podbudowy z AC-WMS przyjęte do analiz i podział konstrukcji na podwarstwy

Tablica 6.17. Założenia do obliczeń konstrukcji nawierzchni z warstwą wiążącą i podbudową asfaltową wykonanymi z AC lub AC-WMS

Materiały warstw asfaltowych	warstwa ścierna	SMA 8 45/80-55
	warstwa wiążąca	• konwencjonalny AC 16 W 35/50
	podbudowa asfaltowa	• AC-WMS 16 20/30 • AC-WMS 16 20/30 MG • AC-WMS 16 25/55-60
Modele reologiczne i parametry warstw nawierzchni	warstwy asfaltowe (*)	modele lepkosprężyste Burgersa i Hueta-Sayegha o parametrach wg tablicy Z5.5 w Załączniku Z5 oraz tablicy Z6.5 w Załączniku Z6
	pozostałe warstwy	model sprężysty Hooke'a o parametrach wg tablicy 6.2 (punkt 6.2.4, str. 143)
Rozkłady temperatur	dla temperatury powierzchniowej $T(z=0) = 50^{\circ}\text{C}$, wg rys. 6.6 (punkt 6.2.3, str. 141)	
Prędkości przemieszczania się obciążenia	$v = 5$ i 60 km/h	

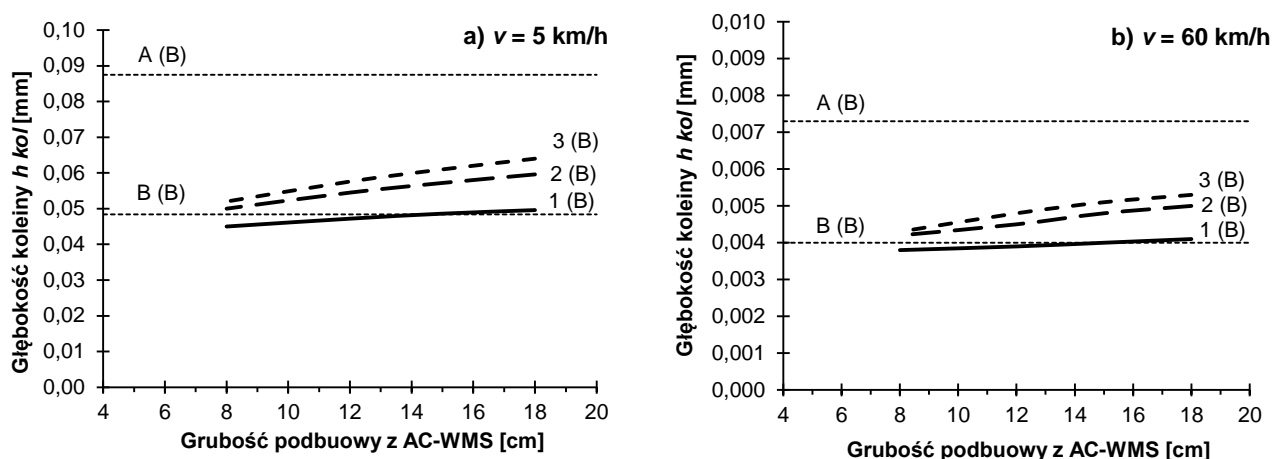
(*) Analizy przeprowadzono osobno dla każdego modelu reologicznego. Wybrany model był stosowany do wszystkich warstw asfaltowych łącznie.



OZNACZENIA: (B) – model Burgersa warstw asfaltowych, (HS) – model Hueta-Sayegha warstw asfaltowych, 1 – AC-WMS 16 20/30, 2 – AC-WMS 16 20/30 MG, 3 – AC-WMS 16 25/55-60, A – wartość parametru dla najlepszej konwencjonalnej podbudowy z AC 22P 35/50 (PL1) o grubości 18 cm, B – wartość parametru dla najgorszej konwencjonalnej podbudowy z AC 22P 50/70 (PL2) o grubości 18 cm

Rysunek 6.28. Zależności parametrów lepkosprężystych charakteryzujących zachowanie nawierzchni od grubości podbudowy z AC-WMS 16





OZNACZENIA: (B) – model Burgersa, 1 – AC-WMS 16 20/30, 2 – AC-WMS 16 20/30 MG, 3 – AC-WMS 16 25/55-60, A – głębokość koleiny dla najlepszej konwencjonalnej podbudowy z AC 22P 35/50 (PL1) o grubości 18 cm, B – głębokość koleiny dla najslabszej konwencjonalnej podbudowy z AC 22P 50/70 (PL2) o grubości 18 cm

Rysunek 6.29. Zależność głębokości koleiny h_{kol} od grubości podbudowy z AC-WMS 16 ($v = 5 \text{ km/h}$ i $v = 60 \text{ km/h}$)

Komentarza wymaga zależność $\varepsilon_{zz,asf}$ i h_{kol} od grubości podbudowy na rysunkach odpowiednio 6.28 b) i e) oraz 6.29, które sugerować mogą, że cieńsza podbudowa ma pozytywny wpływ na zachowanie się konstrukcji nawierzchni. Wynika to z faktu, że cieńsze warstwy asfaltowe oznaczają mniej lepkosprężystego materiału, który może deformować się na skutek przemieszczającego się obciążenia, także w sposób trwały. Cieńsze warstwy asfaltowe oznaczają jednak też mniejszą nośność nawierzchni i mniejszą trwałość zmęczeniową – zob. przemieszczenia pionowe na rys. 6.28 a) i d) oraz odkształcenia poziome na spodzie warstw asfaltowych na rys. 6.28 c) i f). Znaczne pocienienie podbudowy może zatem wpływać niekorzystnie na trwałość zmęczeniową.

Na podstawie rysunku 6.29 oceniono do jakiej minimalnej grubości można byłoby pocienić podbudowę asfaltową wykonaną z najlepszego AC-WMS 16 20/30, aby konstrukcja nawierzchni, pod względem analizowanych parametrów mechanicznych w wysokiej temperaturze nie była gorsza niż konstrukcje z najlepszą i najslabszą konwencjonalną podbudową, odpowiednio z AC 22P 35/50 (PL1) i AC 22P 50/70 (PL2). Pod uwagę wzięto jednocześnie dwie prędkości przemieszczania się obciążenia 5 i 60 km/h. Grubości minimalne podbudowy z AC-WMS 16 20/30 wynoszą: 11 cm (model Burgersa) i 12 cm (model Hueta-Sayegha) w stosunku do AC 22P 50/70 (PL2). Natomiast dla każdej grubości podbudowy z AC-WMS mniejszej niż 18 cm konstrukcja nawierzchni jest gorsza niż konstrukcja z najlepszym konwencjonalnym betonem asfaltowym AC 22P 35/50 (PL1), bez względu na model reologiczny warstw asfaltowych.

W ramach prac przeprowadzonych na Politechnice Gdańskiej związanych z opracowaniem Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych 2013 [43] i przedstawionych w [38], wykonano między innymi obliczenia trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni z górną warstwą podbudowy z AC-WMS o zmiennej grubości i dolną warstwą podbudowy z mieszanki niezwiązanej C90/3 o grubości 20 cm, stosując model sprężysty. Założeniem do obliczeń były moduły sztywności, badane w

schemacie belki 4-punktowo zginanej, wynoszące dla podbudowy konwencjonalnej $S \approx 8\,500\text{ MPa}$ i $S \approx 10\,500\text{ MPa}$ dla podbudowy z AC-WMS. Obliczenia te pokazały, że aby trwałość zmęczeniowa nawierzchni nie była mniejsza niż 52 miliony standardowych osi porównawczych 100 kN w okresie projektowym (ruch kategorii KR-7), sumaryczna grubość wszystkich warstw asfaltowych nawierzchni nie powinna być mniejsza niż 25 cm. Przy łącznej grubości warstwy ścieralnej i wiążącej równej $4 + 8 = 12\text{ cm}$ daje to minimalną grubość podbudowy z AC-WMS wynoszącą 13 cm, co jest wartością bliską w stosunku do grubości minimalnych wyznaczonych w analizie lepkosprężystej w niniejszej pracy.

Podsumowując, zastosowanie do podbudowy mieszanki AC-WMS 16 20/30 mogłoby być lepszym rozwiązaniem niż mieszanki AC 22P 50/70, w przypadku gdy grubość tej warstwy wykonanej z AC-WMS nie byłaby mniejsza niż 14 cm. W takich przypadkach można oczekiwać, że w stosunku do konwencjonalnej konstrukcji nawierzchni, większa będzie jej trwałość zmęczeniowa, większa odporność na deformacje trwałe i lepsze lepkosprężyste zachowanie się w trakcie przejazdu obciążenia po nawierzchni (mniejsze przemieszczenia i odkształcenia lepkosprężyste). Jeżeli natomiast beton asfaltowy o wysokim module sztywności jest porównywalny z konwencjonalną mieszanką mineralno-asfaltową do podbudowy, to zmniejszenie grubości podbudowy z AC-WMS pogorszy lepkosprężyste zachowanie się jej w wysokich temperaturach w stosunku do rozwiązania konwencjonalnego.

6.4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i analiz sformułowano następujące wnioski:

1. Maksymalna prędkość przemieszczania się obciążenia, dla której warto stosować modele lepkosprężyste zamiast modelu sprężystego warstw asfaltowych, jest tym większa, im wyższa jest temperatura nawierzchni. Dla prędkości mniejszych niż 40 km/h, odpowiadających ruchowi powolnemu pojazdów zaleca się zawsze, bez względu na temperaturę nawierzchni, stosować w analizie konstrukcji nawierzchni modele lepkosprężyste zamiast modelu sprężystego.
2. W niewysokich dodatnich temperaturach i przy krótkich czasach obciążenia zastosowanie modelu Burgersa lub Hueta-Sayegha może dawać zbliżone wyniki obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni. Różnice pomiędzy zastosowaniem tych modeli są tym większe, im wyższa jest temperatura i mniejsza prędkość przemieszczania się obciążenia. Dlatego w przypadku analiz dla wysokich temperatur i małych prędkości korzystniej jest do obliczeń stosować model Hueta-Sayegha, który lepiej opisuje zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych pod obciążeniem powtarzalnym. Model Hueta-Sayegha, w odróżnieniu od modelu Burgersa, nie umożliwia jednak wyznaczenia deformacji trwałych. Ocenę deformacji trwałych (głębokości koleiny) w zastosowanej metodzie obliczeniowej można przeprowadzić stosując model Burgersa warstw asfaltowych. Podejście to jest jednak

ograniczone do przypadku pojedynczego, pierwszego przejazdu obciążenia po niezdeformowanej nawierzchni.

3. W rozdziale wykazano, że możliwe jest zaprojektowanie konwencjonalnego betonu asfaltowego AC o bardzo dobrych właściwościach lepkosprężystych, który w dodatnich temperaturach może dorównywać w nawierzchni niektórym betonom asfaltowym o wysokim module sztywności AC-WMS. Z tego powodu nie można udzielić jednoznacznej odpowiedzi na postawione na początku rozdziału zagadnienie. Porównanie różnych materiałów obu typów może wypadać na korzyść albo betonów asfaltowych konwencjonalnych albo betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w zależności od ich właściwości lepkosprężystych. Właściwości te zależą bardziej od składu i kompozycji betonów asfaltowych niż od ich typu.
4. Wszystkie analizowane mieszanki mineralno-asfaltowe spełniły wymagania stawiane im w Wytycznych Technicznych WT-2:2010 [N7], co wskazuje na ich przydatność do stosowania. Przeprowadzone analizy pokazały, że lepkosprężyste zachowanie się tych materiałów w konstrukcji nawierzchni może się w pewnym stopniu różnić.
5. Stosowanie bardzo dobrych materiałów pod względem właściwości lepkosprężystych (betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS lub konwencjonalnych AC) jest szczególnie zalecane ze względu na wysokie temperatury w trakcie upalnego lata w przypadkach długich czasów obciążenia nawierzchni (powolnego ruchu pojazdów), np. na dojazdach do skrzyżowań, w miejscach zatrzymań pojazdów, czy na pasach ruchu powolnego.
6. Zastosowanie lepszego materiału tylko do warstwy wiążącej może pozytywnie wpłynąć na odporności nawierzchni na deformacje trwałe, a w przypadku zastosowania go do podbudowy asfaltowej także i na zmniejszenie odkształceń rozciągających na spodzie warstw asfaltowych, co będzie miało pozytywny wpływ na trwałość zmęczeniową nawierzchni.
7. Zmniejszenie grubości podbudowy asfaltowej wykonanej z AC-WMS może istotnie wpłynąć na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni. Redukcja grubości podbudowy asfaltowej wykonanej z AC-WMS nie powinna prowadzić do nadmiernego zwiększenia przemieszczeń i odkształceń w nawierzchni. W szczególności dotyczy to odkształceń na spodzie warstw asfaltowych, wpływających na trwałość zmęczeniową nawierzchni. Zbyt duże zmniejszenie grubości podbudowy z AC-WMS może znacząco ograniczyć korzyści wynikające z zastosowania tego materiału w stosunku do rozwiązania konwencjonalnego.

7. WNIOSKI

W przedstawionej pracy, na podstawie teorii lepkosprężystości oceniono właściwości lepkosprężyste betonów asfaltowych, określonych przy powtarzalnych obciążeniach, służących modelowaniu i analizie konstrukcji nawierzchni asfaltowych w wysokich temperaturach oraz określano wpływ zastosowania asfaltowych podbudów drogowych konwencjonalnych i o wysokim module sztywności na lepkosprężyste zachowanie się konstrukcji nawierzchni, w tym na powstawanie trwałych deformacji warstw asfaltowych. Przeprowadzone prace laboratoryjne i analityczne pozwoliły na sformułowanie wniosków o charakterze naukowym i praktycznym, przedstawionych odpowiednio w tym rozdziale w punktach 7.1 i 7.2.

7.1. Wnioski o charakterze naukowym

1. Spośród analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych do podbudowy największymi wartościami modułów dynamicznych w badaniach pod obciążeniem powtarzalnym w wysokich temperaturach (najmniejszą podatnością na odkształcenia) charakteryzowały się betony asfaltowe: AC-WMS 16 20/30 MG i AC-WMS 16 20/30 przy małych częstotliwościach obciążenia oraz AC-WMS 16 20/30 i konwencjonalny AC 22P 35/50 (PL1) przy dużych częstotliwościach obciążenia. W każdym z dwóch wymienionych przypadków częstotliwości, różnice pomiędzy materiałami były jednak niewielkie. Pozostałe betony asfaltowe charakteryzowały się istotnie niższymi modułami dynamicznymi. Niezależnie od częstotliwości badania najmniejsze wartości modułów dynamicznych otrzymano dla konwencjonalnych podbudów z najbardziej miękkim asfaltem 50/70. Stwierdzono również, że beton asfaltowy AC-WMS 16 25/55-60 i konwencjonalny AC 16W 35/50 charakteryzowały się taką samą podatnością na odkształcenia.
2. Najbardziej sprężystym zachowaniem, ocenionym na podstawie kątów przesunięcia fazowego, spośród analizowanych mieszanek odznaczały się betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS 16 z asfaltem wielorodzajowym 20/30 MG i drogowym 20/30. Pozostałe betony asfaltowe zachowywały się zauważalnie mniej sprężysto. Stwierdzono również, że spośród analizowanych konwencjonalnych betonów asfaltowych najbardziej sprężysto zachowywała się mieszanka AC 22P 35/50 (PL1), a najmniej sprężysto podbudowy z asfaltem drogowym 50/70. Mieszanki AC-WMS 16 25/55-60 i AC 16W 35/50 odznaczały się bardzo zbliżonym zachowaniem lepkosprężystym pod obciążeniem powtarzalnym.
3. Kąt przesunięcia fazowego φ dla badanych mieszanek mineralno-asfaltowych osiągał wartość maksymalną w warunkach czasowo-temperaturowych, w których moduł dynamiczny zawsze był rzędu $1\ 000 \div 2\ 000$ MPa.
4. Największą odpornością na deformacje trwałe, określoną na podstawie parametru $|E^*| / \sin(\varphi)$, charakteryzowały się betony asfaltowe: AC-WMS 16 20/30 MG i AC-WMS 16 20/30 przy małych częstotliwościach obciążenia oraz AC-WMS 16 20/30 i konwencjonalny AC 22P 35/50 (PL1) przy dużych częstotliwościach obciążenia.

Parametr odporności na deformacje trwałe $|E^*| / \sin(\varphi)$ dla pozostałych betonów asfaltowych był zauważalnie mniejszy.

5. Zauważalny jest wpływ zastosowania asfaltów o różnych twardościach na lepkosprężyste zachowanie się betonów asfaltowych. Mieszanki, w których wykorzystano twardsze asfalty zachowywały się bardziej sprężysto oraz odznaczały się mniejszą podatnością na odkształcenia i większą odpornością na deformacje trwałe. Wpływ zastosowania w mieszankach różnych krzywych uziarnienia, projektowanych według wytycznych polskich i niemieckich, na zachowanie się konwencjonalnych podbudów jest trudny do określenia. Ponieważ krzywe uziarnienia (PL2) i (D) były dość zbliżone do siebie ich zastosowanie wpłynęło w mniejszym stopniu na zróżnicowanie lepkosprężystego zachowania się konwencjonalnych podbudów niż zastosowanie asfaltów o różnych twardościach.
6. Korelację parametrów lepkosprężystych określonych na podstawie badania pod obciążeniem powtarzalnym z wynikami badania koleinowania oceniono jako średnią. Wynika to z różnego charakteru obu badań. Badania modułu dynamicznego i kąta przesunięcia fazowego nie są ściśle dedykowane ocenie odporności na deformacje trwałe. Na ich podstawie można jedynie przypuszczać, o większej lub mniejszej odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na tego typu deformacje. Z wynikami badania koleinowania najlepiej korelował maksymalny kąt przesunięcia fazowego φ_{max} . Niezależnie od badania (odporność na koleinowanie, badanie pod obciążeniem powtarzalnym) największą odpornością na deformacje trwałe charakteryzowały się mieszanki AC-WMS z asfaltami 20/30 i 20/30 MG, a najmniejszą konwencjonalne AC 22P z asfaltem 50/70. Dużą odpornością odznaczał się również konwencjonalny beton asfaltowy AC 22P 35/50 (PL1).
7. Parametry lepkosprężystego modelu Hueta-Sayegha wyznaczone dla analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych zauważalnie lepiej oddawały ich rzeczywiste zachowanie się w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym niż parametry modelu Burgersa. W pracy porównano także parametry lepkosprężyste (osobno moduły dynamiczne i kąty przesunięcia fazowego), określone w dwojaki sposób – na podstawie badania pod obciążeniem powtarzalnym i określone na podstawie przyjętych parametrów modeli reologicznych, dla różnych częstotliwości. Stwierdzono, że w przypadku obciążeń krótkotrwałych przyjęte modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych lepiej oddawały rzeczywiste ich zachowanie się w badaniu pod obciążeniem powtarzalnym niż w przypadku obciążeń długotrwałych.
8. Zastosowanie w analizach do warstw asfaltowych nawierzchni modeli lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegha oraz modelu sprężystego Hooke'a w niewysokich dodatnich temperaturach przy typowych i dużych prędkościach ruchu pojazdów może dawać zbliżone parametry mechaniczne charakteryzujące pracę nawierzchni. Maksymalna prędkość przemieszczania się obciążenia, dla której warto stosować modele lepkosprężyste zamiast modelu sprężystego warstw asfaltowych, jest tym większa, im wyższa jest temperatura nawierzchni.
9. Badania pod ściskającym obciążeniem powtarzalnym sinusoidalnie zmiennym odpowiadają sytuacji, w której koło przejeżdża przez analizowany przekrój

nawierzchni. Ponieważ w trakcie przejazdu koła występuje naprzemienne rozciąganie, ściskanie i rozciąganie pionowe, korzystnie byłoby zastosować badanie właściwości lepkosprężystych materiałów w trakcie powtarzalnego ich ściskania-rozciągania.

10. Na podstawie przeprowadzonych analiz wyników obliczeń mechanistycznych konstrukcji nawierzchni dla ruchu KR7 w wysokiej temperaturze stwierdzono, że najmniejsze przemieszczenia pionowe na powierzchni jezdni, łączne odkształcenia pionowe warstw asfaltowych, odkształcenia poziome na spodzie warstw asfaltowych oraz głębokości powstałej kleiny są najmniejsze w przypadku zastosowania do podbudowy betonu asfaltowego konwencjonalnego AC 22P 35/50 (PL1) lub betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC-WMS 16 20/30. Nieco większe wartości uzyskano dla AC-WMS z asfaltem wielorodzajowym 20/30 MG i modyfikowanym 25/55-60, czy dla innych konwencjonalnych podbudów AC 22P 35/50. Zastosowanie do konwencjonalnego betonu asfaltowego asfaltu 50/70 skutkowało największymi wartościami przemieszczeń, odkształceń i głębokości koleiny spośród wszystkich analizowanych wariantów.

Wymienione szczegółowe wnioski pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków ogólnych o charakterze naukowym:

1. Metodologię badań właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych, którą wykorzystano w tej pracy, opracowano w Stanach Zjednoczonych. Jest ona na etapie wprowadzana do stosowania dla mieszanek mineralno-asfaltowych. Określenie właściwości lepkosprężystych tych materiałów przy użyciu dedykowanego do tego celu sprzętu badawczego w wysokich temperaturach zostało przeprowadzone w takim zakresie w Polsce po raz pierwszy, co stanowi nowatorski aspekt tej rozprawy. Przeprowadzone badania i analizy według tej metodologii pozwoliły na lepszą ocenę właściwości betonów asfaltowych do podbudowy AC i AC-WMS i ich zachowania się w konstrukcji nawierzchni.
2. Korzystne właściwości lepkosprężyste betonów asfaltowych zależą w większej mierze od rodzaju zastosowanego asfaltu, uziarnienia i proporcji objętościowych w mieszance mineralno-asfaltowej, nie zaś od samego typu mieszanki. Możliwe jest zaprojektowanie mieszanek, zarówno AC, jak i A-WMS, które pod względem właściwości lepkosprężystych mogą istotnie się różnić.

7.2. Wnioski o charakterze praktycznym

1. Stosowanie do konwencjonalnego betonu asfaltowego do podbudowy asfaltu 50/70 może powodować, że materiał ten w warunkach wysokich temperatur i przy długotrwałych obciążeniach nawierzchni, będzie zachowywał się istotnie mniej sprężysto i będzie charakteryzował się większą podatnością na odkształcenia niż w przypadku wykorzystania asfaltu 35/50. Zwiększa to ryzyko powstawania trwałych deformacji podbudowy, zwłaszcza jej górnej części, gdzie temperatura w trakcie upalnego lata w Polsce może osiągać nawet 40°C.

2. Betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS mogą spisywać się w podbudowie asfaltowej szczególnie dobrze, w porównaniu z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi, w trakcie upalnego lata w przypadku powolnego ruchu pojazdów z małymi prędkościami, czyli np. na dojazdach do skrzyżowań, w miejscach zatrzymań pojazdów, czy na pasach ruchu powolnego.
3. Bardzo dobre właściwości lepkosprężyste betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS pozwalają na zaprojektowanie cieńszych konstrukcji nawierzchni o porównywalnym lepkosprężystym zachowaniu się i trwałości jak konstrukcje z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi AC.
4. Stosując wymagania zawarte w Wytycznych Technicznych WT-2:2010 [N7] możliwe jest zaprojektowanie podbudów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS, które w wysokich temperaturach przy dużych częstotliwościach obciążenia mogą charakteryzować się podobnymi właściwościami lepkosprężystymi i zachowaniem się w konstrukcji nawierzchni. Badania i analizy pokazały jednak, że w przypadku małych częstotliwości obciążenia, betony asfaltowe o wysokim module sztywności mogą być jednak lepszą alternatywą dla mieszanek konwencjonalnych.
5. W analizach mechanistycznych konstrukcji nawierzchni w niewysokich dodatnich temperaturach przy typowych i dużych prędkościach ruchu pojazdów model sprężysty Hooke'a warstw asfaltowych i modele lepkosprężyste Burgersa i Hueta-Sayegha, mogą być stosowane zamiennie. Dla prędkości mniejszych niż 40 km/h, odpowiadających ruchowi powolnemu pojazdów zaleca się, bez względu na temperaturę nawierzchni, stosować w analizie konstrukcji nawierzchni modele lepkosprężyste zamiast modelu sprężystego.

Wymienione szczegółowe wnioski pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków ogólnych o charakterze praktycznym:

1. Betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS są bardzo dobrymi materiałami o dobrych właściwościach lepkosprężystych. Materiały te, w porównaniu z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi AC, mogą spisywać się szczególnie dobrze w przypadku obciążeń długotrwałych i ruchu powolnego pojazdów, np. na dojazdach do skrzyżowań, w miejscach zatrzymań pojazdów, czy na pasach ruchu powolnego w warunkach wysokich temperatur. Wykazano, że w przypadku ruchu pojazdów w typowych warunkach, czyli z dużymi prędkościami w wysokich temperaturach, równie dobrze co AC-WMS mogą spisywać się w podbudowie asfaltowej także konwencjonalne betony asfaltowe AC.
2. Dzięki korzystnym właściwościom betonów asfaltowych o wysokim module sztywności AC-WMS można zaprojektować cieńsze konstrukcje nawierzchni, które będą zachowywały się porównywalnie do konstrukcji z konwencjonalnymi betonami asfaltowymi AC.

3. Lepkosprężyste modele reologiczne mieszanek mineralno-asfaltowych powinny być szerzej stosowane w praktyce zamiast modelu sprężystego zwłaszcza w przypadkach wysokich temperatur i długich czasów obciążenia nawierzchni.

7.3. Podsumowanie

W niniejszej pracy doktorskiej zrealizowano wszystkie, postawione w punkcie 1.4, cele po przez:

- określenie i analizę właściwości lepkosprężystych oraz odporności na powstawanie deformacji trwałych betonów asfaltowych AC i AC-WMS;
- wyznaczenie i ocenę parametrów lepkosprężystych modeli reologicznych Burgersa i Hueta-Sayegha betonów asfaltowych na podstawie wyników badania pod obciążeniem powtarzalnym;
- wykorzystanie w analizach konstrukcji nawierzchni modeli lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegha warstw asfaltowych;
- ocenę zachowania się konstrukcji nawierzchni w zależności od takich czynników jak: temperatura warstw asfaltowych, prędkość poruszania się obciążenia, rodzaj zastosowanego modelu materiałowego warstw asfaltowych nawierzchni (sprężystego Hooke'a i lepkosprężystych Burgersa i Hueta-Sayegha), zastosowanie betonów asfaltowych AC i AC-WMS w różnych konfiguracjach do warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej, czy grubość podbudowy asfaltowej wykonanej z AC-WMS.

W oparciu o przeprowadzone badania i analizy oraz sformułowane na ich podstawie wnioski, stwierdzono, że odpowiedź na tezę z punktu 1.3 pracy, nie jest jednoznaczna i zależy od rozpatrywanej częstotliwości (czasu) obciążenia. Betony asfaltowe o wysokim module sztywności AC-WMS są materiałami o bardzo dobrych właściwościach lepkosprężystych i dużej odporności na deformacje trwałe. Mogą one przewyższać konwencjonalne betony asfaltowe AC zwłaszcza w przypadkach obciążeń długotrwałych lub być porównywalne z odpowiednio zaprojektowanymi konwencjonalnymi podbudowami w przypadku dużych częstotliwości (krótkich czasów obciążenia). Odpowiedź ta stanowi rekomendację do praktycznego zastosowania tych materiałów w konstrukcjach nawierzchni w wysokich temperaturach.

Badania i analizy przeprowadzone według nowatorskiej w Polsce metodologii, pozwoliły na porównanie właściwości lepkosprężystych różnych betonów asfaltowych oraz ich lepkosprężystego zachowania w konstrukcji nawierzchni podatnej w warunkach wysokich temperatur z uwzględnieniem deformacji trwałych. Tematyka podjęta w przedstawionej rozprawie doktorskiej jest ważna z praktycznego i naukowego punktu widzenia, dotyczącego zachowania się betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w porównaniu z betonami asfaltowymi konwencjonalnymi. Pokazuje ona, że teoria lepkosprężysta może być z powodzeniem stosowana w praktyce w analizach właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych i ich zachowania się w konstrukcjach nawierzchni.

Zastosowana metodologia oceny właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych oraz ich lepkosprężystego zachowania się w konstrukcjach nawierzchni jest wprowadzana w badaniach i analizach prowadzonych na potrzeby administracji drogowej (Program RID) oraz producentów asfaltów (LOTOS Asfalt, ORLEN Asfalt). Dzięki tej metodzie w lepszy sposób ocenia się asfalty oraz mieszanki mineralno-asfaltowe z tymi asfaltami.

7.4. Kierunki dalszych prac

Przeprowadzone badania i analizy nie wyczerpały całości podjętego tematu. W trakcie prowadzonych prac stwierdzono, że poruszane zagadnienia wymagają szerszych analiz i badań. W związku z tym wytyczono następujące kierunki dalszych prac:

1. Zastosowanie w badaniach laboratoryjnych właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych powtarzalnego ściskania-rozciągania i skrępowania bocznego.
2. Badania i analizy innych mieszanek mineralno-asfaltowych, mające na celu określenie warunków, w których kąt przesunięcia fazowego osiąga wartość maksymalną oraz ustalenie jego wpływu na właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych i zachowanie się warstw asfaltowych w konstrukcji nawierzchni.
3. Badania i analizy, mające na celu ustalenie związku (korelacji) pomiędzy parametrami lepkosprężystymi z badania pod obciążeniem powtarzalnym (modułów dynamicznych $|E^*|$, kątów przesunięcia fazowego φ i parametru $|E^*|/\sin(\varphi)$) oraz odpornością na deformacje trwałe uzyskaną z badania koleinowania.
4. Uwzględnienie efektów plastycznych w analizach powstawania i odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe.
5. Wykorzystanie w analizach lepkosprężystych i lepko-sprężysto-plastycznych metody elementów skończonych (MES).

8. LITERATURA

- [1] Bańkowski W., Gajewski M., Badania przyspieszone w skali rzeczywistej innowacyjnych nawierzchni drogowych, Drogi i Mosty nr 2, 2002, s. 89 - 121
- [2] Bańkowski W., Laboratory and field implementation of high modulus asphalt concrete, SPENS Final seminar, Ljubljana, Slovenija, 27-28 August 2009
- [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 Commission DG Research, Sixth Framework Programme, SPENS (dostępny na stronie internetowej : <http://spens.fehrl.org>)
- [4] Bhasin A. et al., Evaluation of Simple Performance Tests on HMA Mixtures from the South Central United States, Project Number 9-558-1 „Superpave Performance Testing”, Texas Transportation Institute, Texas 2003
- [5] Bielewicz E., Budkowska B., O zastosowaniu metody elementów skończonych do osiowo-symetrycznego problemu warstwowej półprzestrzeni lepkosprężystej, Konferencja Naukowa „Reologia konstrukcji jezdni i materiałów drogowych”, Gdańsk 10-11 czerwca 1974, Instytut Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1974, mat. konferencyjne
- [6] Blanc J., Gabet T., Horny P., Jean-Michel Piau, Hervé Di Benedetto (2015) Cyclic triaxial tests on bituminous mixtures, Road Materials and Pavement Design, 16:1, 46-69, DOI: 10.1080/14680629.2014.964293
- [7] Błażejowski K., Nilsson R., Hopman P. C., Sybilski D., Visco-elastic analysis of typical Polish flexible Pavements Using VEROAD, Proceedings of 2nd International Conference Durable and Safe Road Pavements, Kielce 1996, Poland
- [8] Błażejowski K., Styk S., Technologia warstw asfaltowych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2004, ISBN 83-206-1540-2
- [9] Borkowski H., Judycki J., Odporność betonu asfaltowego na spękania w obniżonej temperaturze, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Nr 268, Gdańsk 1984
- [10] Borkowski H., Analiza mechanicznych właściwości konstrukcji jezdni drogowych oparta na teorii lepkosprężystości półprzestrzeni warstwowej, Konferencja Naukowa „Reologia konstrukcji jezdni i materiałów drogowych”, Gdańsk 10-11 czerwca 1974, Instytut Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1974, mat. konferencyjne
- [11] Borkowski H., Judycki J., Reologia betonu asfaltowego i konstrukcji nawierzchni, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Nr 406, Gdańsk 1987
- [12] Bouldin M.G., Rowe G.M. Sousa J.B. Sharrock M.J.: “Mix Rheology – a Tool for Prediction the High Temperature Performance of Hot Mix Asphalt”, Proceedings the Association Asphalt Pavement Technology vol. 63, 1994
- [13] Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves, Edition 1998, SETRA, LCPC
- [14] Chabot A., Chupin O., Deloffre L., Duhamel D. (2010): ViscoRoute 2.0 A, Road Materials and Pavement Design, 11:2, 227-250
- [15] Chen E. Y. G., Pan E., Norfolk T. S., Wang Q., Surface Loading of a Multilayered Viscoelastic Pavement, Road Materials and Pavement Design, 12:4, 849-874, DOI: 10.1080/14680629.2011.9713897
- [16] Christensen R. M., Theory of Viscoelasticity, 2nd Edition, Dover Publications Inc., ISBN: 0-486-42880-X, Mineola, New York 2003
- [17] 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

- [18] 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
- [19] Dembicki E., Zagadnienie rozkładu naprężeń pod kołem pojazdu, Konferencja Naukowa „Reologia konstrukcji jezdni i materiałów drogowych”, Gdańsk 10-11 czerwca 1974, Instytut Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1974, mat. konferencyjne
- [20] Derski W., Ziemia S., Analiza modeli reologicznych, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1968
- [21] Di Benedetto H. et al., Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes, Road Materials and Pavement Design, 2011
- [22] Di Benedetto H., Olard F., Suazéad C., Delaporte B., Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes, Road Materials and Pavement Design, Volume 5, 2004
- [23] Di Benedetto H., Sauzeat C., Bilodeau K., Buannic M., Mangiafico S., Nguyen Q. T., Pouget S., Tapsoba N., Van Rompu J., General Overview of the Time-temperature Superposition Principle Validity for Materials Containing Bituminous Binder, International Journal of Roads and Airports, no. 1, vol. 1 (2011), p. 35-52
- [24] Dołżycki B., Analiza deformacji trwałych nawierzchni asfaltowych na podstawie badań terenowych i laboratoryjnych. Praca doktorska zrealizowana na Politechnice Gdańskiej pod kier. prof. J. Judyckiego, Gdańsk 2003
- [25] Evangelista Junior F., Parente Junior E., Soares J. B., Viscoelastic and elastic structural analysis of flexible pavements, CILAMCE 2005 – ABMEC & AMC, Guarapari, Espírito Santo, Brazil, 19th – 21st October 2005
- [26] Ferry J. D., Lepkosprężystość polimerów, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 1965, tłum. z ang.
- [27] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, 2013
- [28] Graczyk M., Rafa J., Rafalski L., Zofka A., New analytical solution of flow and heat refraction problem in multilayer pavement, Road and Bridges – Drogi i Mosty 13 (2014), str. 33-48
- [29] Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Final Report, Part 3 – Design and Analysis, NCHRP, TRB, NRC, March 2004
- [30] Hopman P. C., Nilsson R. N., Pronk A. C., Theory, Validation and Application of the Visco-elastic Multilayer Program VEROAD, 8th Int. Conference on asphalt pavements ISAP, Washington 1997
- [31] Hopman P. C., The visco-elastic multilayer program VEROAD, HERON, Vol. 41, No. 1 (1996), ISSN: 0046-7316
- [32] Hopman P. C., VEROAD: A Visco-elastic Multilayer Program, TRR, Vol. 1539, Nov. 1996, p. 72-80
- [33] Iwański M., Mazurek G., Rheological characteristics of synthetic wax-modified asphalt binders, Polimery 2012, 57, Nr 9
- [34] Iwański M., Mazurek G., Rheological properties of the bituminous binder extracted from SMA pavement with hydrated lime, The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, 2016 Volume 11(2): 93–101, ISSN 1822-427X / eISSN 1822-4288
- [35] Iwański M., Mazurek G., The influence of the low-viscosity modifier on viscoelasticity behaviour of the bitumen at high operational temperature, The 8th International Conference "Environmental Engineering, May 19–20, 2011, Vilnius, Lithuania, ISSN 2029-7106 print / ISSN 2029-7092 online, ISBN 978-9955-28-829-9 (3 Volume), ISBN 978-9955-28-827-5 (3 Volumes)
- [36] Jaczewski M., Mejlun Ł., Wyznaczanie parametrów lepkoelastycznego modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie wyników badania pod obciążeniem dynamicznym, Drogownictwo nr
- [37] Jaczewski M., Wpływ zastosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności na spękania niskotemperaturowe nawierzchni. Praca doktorska zrealizowana na Politechnice Gdańskiej pod kier. prof. J. Judyckiego, Gdańsk 2016

- [38] Judycki J i in., Analiza i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, WKŁ, Warszawa 2014
- [39] Judycki J, Cyske W, Pszczoła M., Wytrzymałość i sztywność w niskich temperaturach betonów asfaltowych o zwiększonej odporności na deformacje trwałe, VII Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe”, Kielce 2001, s. 83-90
- [40] Judycki J. i in., Badanie wpływu zastosowania warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) w konstrukcjach nawierzchni na spękania niskotemperaturowe i na zmniejszenie powstawania deformacji trwałych. Raport z etapu I, Politechnika Gdańska, Wydz. ILiŚ, Gdańsk 2011, dostęp https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/p/prace-naukowo-badawcze-w-trakcie_3434/ACWMS-Etap1_2011.pdf
- [41] Judycki J. i in., Badanie wpływu zastosowania warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) w konstrukcjach nawierzchni na spękania niskotemperaturowe i na zmniejszenie powstawania deformacji trwałych. Raport z etapu II, Politechnika Gdańska, Wydz. ILiŚ, Gdańsk 2012, dostęp: https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/p/prace-naukowo-badawcze-w-trakcie_3434/ACWMS-Etap2_2012.pdf
- [42] Judycki J. i in., Badanie wpływu zastosowania warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) w konstrukcjach nawierzchni na spękania niskotemperaturowe i na zmniejszenie powstawania deformacji trwałych. Raport z etapu III, Politechnika Gdańska, Wydz. ILiŚ, Gdańsk 2013; dostęp: https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/p/prace-naukowo-badawcze-w-trakcie_3434/WMS_etap_III.pdf
- [43] Judycki J. i in., Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, GDDKiA, Warszawa 2014
- [44] Judycki J., Analiza niektórych właściwości reologicznych drogowego betonu asfaltowego poddanego działaniu obciążeń statycznych, praca doktorska, Gdańsk, 1975
- [45] Judycki J., Drogowe asfalty i mieszanki mineralno-asfaltowe modyfikowane elastomerem, rozprawa habilitacyjna, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Budownictwo Lądowe XLV, Nr 452, Gdańsk 1991
- [46] Judycki J., i in., Badania i analizy dotyczące zastosowania asfaltów modyfikowanych SBS oraz dodatkiem gumy do mieszanek mineralno-asfaltowych. Raport końcowy. Raport badawczy niepublikowany. Gdańsk, czerwiec 2014
- [47] Judycki J., Jaskuła P., Dołycki B., Pszczoła M., Jaczewski M., Ryś D., Stienss M., Badania spękań niskotemperaturowych podbudów z AC WMS na nowobudowanej autostradzie A1 w Polsce. Część 1 - Badania terenowe i laboratoryjne, Drogownictwo nr 10/2015
- [48] Judycki J., Modele reologiczne betonu asfaltowego, Budownictwo Lądowe XXXIX, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 368, Gdańsk, 1984
- [49] Judycki J., Non-linear Viscoelastic Behaviour of Conventional and Modified Asphaltic Concrete Under Creep, Materials and Structures, vol. 25, 1992, p. 95-101
- [50] Judycki J., Pszczoła M., Jaczewski M., Mejlun 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 końcowy, Politechnika Gdańska, Wydz. ILiŚ, Gdańsk 2014; dostęp: https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/p/prace-naukowo-badawcze-w-trakcie_3434/ACWMS_Raport_koncowy.pdf
- [51] Judycki J., Pszczoła M., Jaskuła P. „Modyfikacja metody zginania belek z mieszanek mineralno-asfaltowych i ocena ich parametrów reologicznych”, Kielce 2001,
- [52] Judycki J., Verification of the new viscoelastic method of thermal stress calculation in asphalt layers of pavements, International Journal of Pavement Engineering, DOI: 10.1080/10298436.2016.1199883
- [53] Judycki J., Własności reologiczne betonu asfaltowego poddanego obciążeniom statycznym w warunkach niskich temperaturach, Konferencja Naukowa „Reologia konstrukcji jezdni i materiałów

- drogowych”, materiały konferencyjne Insytut Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk, 10-11 czerwca 1974
- [54] Judycki J.: Analiza niektórych właściwości reologicznych drogowego betonu asfaltowego poddanego działaniu obciążeń statycznych, Praca doktorska, Politechnika Gdańska 1975
- [55] Kalabińska M., Piłat J., Reologia asfaltów i mas mineralno-asfaltowych, WKiŁ, Warszawa 1982
- [56] Kaloush K. Witczak M.W. Sullivan B.W.: “Simple Performance Test for Permanent Deformation Evaluation of Asphalt Mixtures”, Proceedings of the 6th International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials, PTEBM’03, Zurich 2003
- [57] Kim Y. R., Modeling of Asphalt Concrete, ISBN: 978-0-07-146462-8
- [58] Kisiel I., Lysik B., Zarys reologii gruntów, działanie obciążenia statycznego na grunt, Arkady, Warszawa 1966
- [59] Kisiel I., Reologia w budownictwie, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1967
- [60] Komba J., Maina J. W., Anochie-Boateng J. K., O’Connell J., Analytical Modelling of Visco-Elastic Behaviour of Hot-Mix Asphalt, Abstracts of the 31st Southern African Transport Conference (SATC 2012) 9-12 July 2012, Proceedings ISBN Number: 978-1-920017-53-8 Pretoria, South Africa
- [61] Konferencja Naukowa nt. Reologia konstrukcji jezdni i materiałów drogowych, Instytut Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 10-11 czerwca 1974
- [62] Li J., Zofka A., Yut I., Evaluation of dynamic modulus of typical asphalt mixtures in Northeast US Region, Road Materials and Pavement Design, June 2012, DOI: 10.1080/14680629.2012.666641
- [63] Maina J. W., Anochie-Boateng J., Matsui K., Application of visco-elastic models to flexible pavement analysis, 10th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa
- [64] Majewski B. "Badania zmęczeniowe mieszanek mineralno-bitumicznych na torze próbnym LCPC i w laboratoriach", Nowości zagranicznej techniki drogowej, cz. 1, nr 122, 1995
- [65] Majewski B. "Badania zmęczeniowe mieszanek mineralno-bitumicznych na torze próbnym LCPC i w laboratoriach", Nowości zagranicznej techniki drogowej, cz. 2, nr 123, 1995
- [66] Manual of Contract Documents for Highway Works, MCHW volume 1 – Specifications for Highway Works, series 0900 – Road Pavements – Bituminous Bound Materials
- [67] 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
- [68] Manuel de conception des chaussées d'autoroutes. 3rd Ed. SCETAUROUTE Direction Technique, March 1994
- [69] 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
- [70] Mazurek G., Iwański M., Estimation of Zero Shear Viscosity Versus Rutting Resistance Parameters of Asphalt Concrete, World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium 2016, WMCAUS 2016, Procedia Engineering 161 (2016) 30- 35
- [71] Mączyński M., Stahl T., Właściwości reologiczne drogowych asfaltów parafinowych i bezparafinowych, Konferencja Naukowa „Reologia konstrukcji jezdni i materiałów drogowych”, Gdańsk 10-11 czerwca 1974, Instytut Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1974, mat. konferencyjne
- [72] Mejłun Ł. Judycki J., Analiza konstrukcji nawierzchni asfaltowych oparta o teorię lepkosprężystości, Drogownictwo nr 10/2012
- [73] Mejłun Ł., Analiza mechanistyczna konstrukcji nawierzchni drogowej w ujęciu teorii lepkosprężystości przy zastosowaniu programu komputerowego VEROAD. Praca magisterska zrealizowana na Politechnice Gdańskiej pod kier. prof. J. Judyckiego, Gdańsk 2011
- [74] Mejłun Ł., Judycki J., Dołycki B., Analiza lepkosprężysta zachowania się konstrukcji nawierzchni drogowej w zależności od temperatury i warunków obciążenia, Drogownictwo nr 10/2015

- [75] Mieczkowski P., Współczynnik przewodzenia ciepła mieszanek mineralno-asfaltowych. *IZOLACJE budownictwo/przemysł/ ekologia*, Nr 6/2013 (177), s. 62-69.
- [76] Mieczkowski P., Model fizyczny obliczania temperatury górnej warstwy nawierzchni asfaltowej. *Drogownictwo* 08/2001, s. 230-235.
- [77] Mieczkowski P., Temperatura nawierzchni i jej wpływ na odkształcenia warstw bitumicznych. I Międzynarodowa Konferencja Naukowo-techniczna „Nowoczesne technologie w budownictwie drogowym”, Poznań 10-11 wrzesień 1998, s. 167-175.
- [78] Monismith C.L., Alexander R.L., Secor K.E., Rheological Behavior of Asphalt Concrete, *Proc. AAPT*, 1966, str. 400-450
- [79] Nagórski R. i in., *Mechanika nawierzchni drogowych w zarysie*, PWN, ISBN: 978-83-01-17467-5, Warszawa 2014
- [80] Nagórski R., Nagórska M., Błażejowski K., Model sprężysty w projektowaniu nawierzchni drogowej podatnej a właściwości lepkosprężyste warstw asfaltowych
- [81] Neifer M. Di Benedetto H. Dongmo B.: „Permanent Deformation and Complex Modulus: Two Different Characteristics from a Unique Test”, *Proceedings of the 6th International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials, PTEBM'03, Zurich 2003*
- [82] Nesnas K., Nunn M., Modelling the time dependent behaviour of asphalt and pavement permanent deformation under a rolling wheel
- [83] Nilson R. N., Hopman P. C., Isacsson U., Influence of Different Rheological Models on Predicted Pavement Response in Flexible Pavements. *International Journal of Road Materials and Pavement Design (RMPD)*, Vol. 3, Issue 2, 2002
- [84] Nilsson R. N., Oost I., Hopman P. C., Visco-elastic analysis of full scale pavements: Validation of VEROAD
- [85] Nowacki W., *Teoria pełzania*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1963
- [86] Nur Izzi Md. Yusoff, Mounier D., Ginoux M.-S. Airey G., D., Modelling the Rheological Properties of Bituminous Binders Using a Mechanical Model, *Journal - The Institution of Engineers, Malaysia* (Vol. 73, No. 2, June 2012)
- [87] Olard F., Di Benedetto H., (2003) General “2S2P1D” Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes, *Road Materials and Pavement Design*, 4:2, 185-224, DOI: 10.1080/14680629.2003.9689946
- [88] Piłat J., Radziszewski P., *Nawierzchnie asfaltowe*, WKŁ, Wyd. 1, Warszawa 2004, ISBN 83-206-1543-7
- [89] Pronk A. C., Revival of the Huet-Sayeg Response Model. Notes on the Huet - Sayegh Rheological Model, *DWW-2003-29*, marzec 2003
- [90] Pszczoła M., Spękania niskotemperaturowe warstw asfaltowych nawierzchni. Praca doktorska, Katedra Inżynierii Drogowej, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2006
- [91] R. Blab*, K. Kappl*, E. Aigner R. Lackner A Finite-Element Approach to Predict Permanent Deformation Behaviour of Hot Mix Asphalt Based on Fundamental Material Tests and Advanced Rheological Models
- [92] Radziszewski P., Kalabińska M., Piłat J., *Materiały drogowe i nawierzchnie asfaltowe*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Białystok – Warszawa 1995
- [93] Radziszewski P., Piłat J., Król J., Kowalski K., Sarnowski M, Weryfikacja wymagań i metod oceny właściwości lepkosprężystych krajowych asfaltów i asfaltów modyfikowanych, praca badawcza na zlecenie GDDKiA, Politechnika Warszawska 2011, dostęp: https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/p/prace-naukowo-badawcze-po-roku-2_3432/GDDKiA_lepisczcza.pdf
- [94] Reiner M., Ward A.G., *Building Materials Their Elasticity and Inelasticity*, North Holland Publishing Company, Amsterdam, New York 1954

- [95] Reiner M., Reologia teoretyczna, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1958, tłum. z franc. wydania z 1955
- [96] 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
- [97] 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
- [98] Royalance D., *Engineering viscoelasticity*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 2001
- [99] Ryś D., Obciążenie dróg przez pojazdy ciężkie i ich wpływ na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, praca doktorska pod kier. prof. dr. hab. inż. J. Judyckiego, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2015
- [100] Secor K. E. Monismith C. L., *Analysis of Triaxial Test Data on Asphalt Concrete Using Viscoelastic Principles*, Highway Research Board Proceedings, 1961
- [101] Soares J. B., Pedro Custódio de Araújo Junior, Áurea Silva de Holanda, Evandro Parente Junior, Francisco Evangelista Junior (2010) Dynamic Viscoelastic Analysis of Asphalt Pavements using a Finite Element Formulation, *Road Materials and Pavement Design*, 11:2, 409-433, DOI: 10.1080/14680629.2010.9690282
- [102] Sousa J. B., Craus J., Monismith C. L., *Summary Report on Permanent Deformation in Asphalt Concrete*, SKRP-A/IR-91-104, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, California, Washington 1991
- [103] Stienss M., Badanie i analiza właściwości fizykomechanicznych mieszanek mineralno-asfaltowych o obniżonej temperaturze produkcji. Praca doktorska zrealizowana na Politechnice Gdańskiej pod kier. prof. J. Judyckiego, Gdańsk 2014
- [104] Stienss M., Mejłun Ł., Judycki J., Influence of selected WMA additives on viscoelastic behaviour of asphalt mixes and pavements, *International Journal of Pavement Engineering*, DOI: 10.1080/10298436.2016.1199882
- [105] Sybilski D., Bańkowski W., Mularzuk R., Ocena konstrukcji nawierzchni z BAWMS z zastosowaniem programu komputerowego VEROAD, IBDiM Zakład Technologii Nawierzchni
- [106] Sybilski D. i in., *Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych*, IBDiM, GDDKiA, Warszawa, 1997
- [107] Sybilski D. i in., Laboratoryjna ocena przydatności polimeroasfaltu z dodatkiem gumy do zastosowania w mieszance AC WMS – część 1 – Badania asfaltów, *Drogownictwo* 7-8/2014,
- [108] Sybilski D. i in., Laboratoryjna ocena przydatności polimeroasfaltu z dodatkiem gumy do zastosowania w mieszance AC WMS – część 2 – Badania mieszanek, *Drogownictwo* 9/2014,
- [109] 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,
- [110] Sybilski D., Bańkowski W., *Beton asfaltowy o wysokim module w Polsce*, *Drogownictwo* 7-8/2011
- [111] 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.
- [112] Sybilski D., Kukielka J., *Reologiczne cechy mieszanki mineralno-cementowo-emyulsyjnej (MCE) na podstawie krzywej wiodącej*
- [113] Sybilski D., Mularzuk R., Bańkowski W., *Comparison Between Typical Pavement Structure In Accordance With Polish Design Guide And Innovation Pavement Structure With Use Of Veroad Software*
- [114] Sybilski D., Mularzuk R., Bańkowski W., *Ocena konstrukcji nawierzchni z BAWMS z zastosowaniem programu komputerowego VEROAD*

- [115] Sybilski D., Zasady wykonywania nawierzchni asfaltowej o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie (ZW-WMS 2002), IBDiM, Seria „I” zeszyt 63, Warszawa 2002
- [116] Tiouajni S., Di Benedetto H., Sauzéat C., Pouget S., (2011) Approximation of Linear Viscoelastic Model in the 3 Dimensional Case with Mechanical Analogues of Finite Size, Road Materials and Pavement Design, 12:4, 897-930, DOI: 10.1080/14680629.2011.9713899
- [117] Tiret L., Caroff G., Etude de la fatigue des enrobés bitumineux, „Revue Generale des Routes et des Areodromes”, nr 716, mars 1994
- [118] Van der Poel C., Building Materials – Their Elasticity and Inelasticity, Chapter IX „Road Asphalt”
- [119] VEROAD: “User manual”, Version 2000 April. Appendix B: “Additional Theory”, NPC bv, Utrecht, Netherlands 2000:
- [120] Volk W., Statystyka stosowana dla inżynierów, WNT, Warszawa 1973
- [121] Ward J. M., Mechaniczne własności polimerów jako tworzywa konstrukcyjnych, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1975
- [122] White T.D. Haddock J.E. Hand A.J. Fang H.: “Contributions of Pavement structural Layers to Rutting of Hot Mix Asphalt Pavements” NSHRP Report 468, Transport Research Board, Washington DC 2002.
- [123] Wilczyński A. P., Mechanika polimerów w praktyce konstrukcyjnej, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, ISBN 83-204-0626-9, Warszawa 1984
- [124] Williams M., Landel R. F., Ferry J. D., The Temperature Dependence of Relaxation Mechanisms in Amorphous Polymers and Other Glass-forming Liquids, Journal of the American Chemical Society, Vol. 77, p. 3701-3707, 1955
- [125] Yoder E. J., Witczak M. W., Principles of Pavement Design, 2nd Edition, John Wiley & Son Inc., New York 1975
- [126] Zbiciak A., Mathematical description of rheological properties of asphalt-aggregate mixes, Bulletin of the Polish Academy of sciences, Technical sciences, Vol. 61, No. 1, 2013, DOI: 10.2478/baprts-2013-0005

Spis norm i wytycznych

- [N1] AASHTO Designation: R 30-02 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.
- [N2] 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
- [N3] AASHTO TP 62-03 Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures, 2006 AASHTO Provisional Standards, American Association of State Highway and Transportation Officials
- [N4] ASTM D6373-15, 2015. Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder.
- [N5] Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Fahrzeug und Fahrbahn, Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. RStO 01, 2001
- [N6] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utwaleń na drogach krajowych. WT-1 2014 – Kruszywa. Wymagania Techniczne, Warszawa 2014
- [N7] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. WT-2 2010 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne, Warszawa 2010
- [N8] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. WT-2 2014 – Część 2. Wykonanie warstw nawierzchni asfaltowych. Wymagania Techniczne, Warszawa 2014

- [N9] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. WT-2 2016 – Część 2. Wykonanie warstw nawierzchni asfaltowych. Wymagania Techniczne, Warszawa 2016
- [N10] 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
- [N11] National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 465, Simple Performance Test for Superpave Mix Design, Transportation Research Board, Washington, D.C., 2002
- [N12] National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 465, Simple Performance Test for Superpave Mix Design, Transportation Research Board, Washington, D.C., 2002
- [N13] 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,
- [N14] 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,
- [N15] Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. WT-2 2014. Część I. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne, GDDKiA, Warszawa 2014
- [N16] NF EN 13108-1 fevrier 2007 Melanges bitumineux. Specifications des materiaux. Partie 1 Enrobes bitumineux
- [N17] NF P 98-140 novembre 1999 Enrobes hydrocarbonés. Couches d'assises - enrobes a module eleve (EME). Definition - Classification - Caracteristiques - Fabrication - Mise en oeuvre
- [N18] PN-EN 1097-6. Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw – Część 6: Oznaczanie gęstości ziarn i nasiąkliwości
- [N19] PN-EN 12397-30. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 30: Przygotowanie próbek zagęszczonych przez ubijanie.
- [N20] PN-EN 12591. Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Wymagania dla asfaltów drogowych
- [N21] PN-EN 12607-2. Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Oznaczanie odporności na starzenie pod wpływem ciepła i powietrza – Część 2: Metoda TFOT
- [N22] PN-EN 12697 -26. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 26: Sztynność
- [N23] PN-EN 12697-12. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badania mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 12: Określanie wrażliwości próbek asfaltowych na wodę
- [N24] PN-EN 12697-22. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 22: Koleinowanie
- [N25] PN-EN 12697-24. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 24: Odporność na zmęczenie
- [N26] PN-EN 12697-31. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 31: Próbkki przygotowane w prasie żyratorowej
- [N27] PN-EN 12697-33. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 33: Przygotowanie próbek przy użyciu ubijaka
- [N28] PN-EN 12697-34. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 34: Test Marshalla
- [N29] PN-EN 12697-35. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 35: Mieszanie laboratoryjne
- [N30] PN-EN 12697-46. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 46: Pękanie niskotemperaturowe i właściwości w badaniach osiowego rozciągania

- [N31] PN-EN 12697-5. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 5: Oznaczanie gęstości
- [N32] PN-EN 12697-6. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 6: Oznaczanie gęstości objętościowej próbek mieszanki mineralno-asfaltowej
- [N33] PN-EN 12697-8. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 8: Oznaczanie zawartości wolnej przestrzeni.
- [N34] PN-EN 13108-1. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Wymagania – Część 1: Beton asfaltowy
- [N35] PN-EN 13108-20. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Wymagania – Część 20: Badania typu
- [N36] PN-EN 13108-5. Mieszanki mineralno-asfaltowe – Wymagania – Część 5: Mieszanka SMA
- [N37] PN-EN 13924-2. Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Zasady klasyfikacji asfaltów drogowych specjalnych – Część 2: Asfalty drogowe wielorodzajowe
- [N38] PN-EN 14023. Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Zasady klasyfikacji asfaltów modyfikowanych polimerami.
- [N39] PN-EN 1426. Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Oznaczanie penetracji igłą
- [N40] PN-EN 1427. Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Oznaczanie temperatury mięknięcia – Metoda Pierścień i Kula
- [N41] PN-EN 933-1. Badania geometrycznych właściwości kruszyw – Oznaczanie składu ziarnowego – Metoda przesiewania
- [N42] Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder. AASHTO Provisional Standard MPI, Edition IA. AASHTO, Washington, D.C., 1993.
- [N43] Sybilski D. i in., Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych, IBDiM, WT-2 Nawierzchnie asfaltowe rekomendowane przez Ministra Infrastruktury, Warszawa 2008
- [N44] TL Asphalt-StB 07, Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen, FGSV (2013)

Załącznik Z1

Ocena istotności różnic modułów dynamicznych $|E^*|$ betonów asfaltowych konwencjonalnych AC i o wysokim module sztywności AC-WMS

Tablica Z1.1. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$ dla konwencjonalnych AC 22P w 40°C. Wpływ rodzaju asfaltu

Rodzaj asfaltu (uziarnienie) dla AC 22P	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
Porównanie modułów dynamicznych dla AC 22P o uziarnieniu (PL2)											
35/50 (PL2)	AV [MPa]	3 580	3 270	2 462	1 808	1 173	847	620	423	325	165
	SD [MPa]	366	280	176	108	57	33	21	17	17	16
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
50/70 (PL2)	AV [MPa]	2 505	2 217	1 550	1 067	653	470	349	246	194	114
	SD [MPa]	106	114	95	71	48	35	26	18	13	3
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$ (*)	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	4,89	6,03	7,90	9,93	12,09	13,57	14,04	12,38	10,60	5,43
Porównanie modułów dynamicznych dla AC 22P o uziarnieniu (D)											
35/50 (D)	AV [MPa]	3 683	3 428	2 637	1 990	1 321	975	728	509	395	209
	SD [MPa]	225	187	156	120	103	83	66	50	42	29
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
50/70 (D)	AV [MPa]	2 761	2 481	1 783	1 256	790	567	422	296	237	143
	SD [MPa]	113	100	69	43	29	13	11	19	20	16
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	6,34	7,73	8,67	9,97	8,60	8,41	7,92	6,90	5,88	3,45

(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Tablica Z1.2. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$ dla konwencjonalnych AC 22P w 40°C. Wpływ uziarnienia

Rodzaj asfaltu (uziarnienie) dla AC 22P	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
Porównanie modułów dynamicznych dla AC 22P z asfaltem drogowym 35/50											
35/50 (PL2)	AV [MPa]	3 580	3 270	2 462	1 808	1 173	847	620	423	325	165
	SD [MPa]	366	280	176	108	57	33	21	17	17	16
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
35/50 (D)	AV [MPa]	3 683	3 428	2 637	1 990	1 321	975	728	509	395	209
	SD [MPa]	225	187	156	120	103	83	66	50	42	29
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$ (*)	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	0,42	0,81	1,29	1,95	2,18	2,48	2,70	2,82	2,68	2,37
Porównanie modułów dynamicznych dla AC 22P z asfaltem drogowym 50/70											
50/70 (PL2)	AV [MPa]	2 505	2 217	1 550	1 067	653	470	349	246	194	114
	SD [MPa]	106	114	95	71	48	35	26	18	13	3
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
50/70 (D)	AV [MPa]	2 761	2 481	1 783	1 256	790	567	422	296	237	143
	SD [MPa]	113	100	69	43	29	13	11	19	20	16
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	2,86	3,02	3,44	3,94	4,23	4,50	4,48	3,31	3,12	3,09

(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Tablica Z1.3. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$
dla AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60 w $T = 4^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 16W 35/50	AV [MPa]	27 897	27 567	26 344	25 002	23 040	21 370	19 828	17 653	15 898	nie badano
	SD [MPa]	155	104	247	313	403	292	306	319	285	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
AC-WMS 16 25/55-60	AV [MPa]	26 709	26 321	25 042	23 709	21 821	20 371	18 672	16 549	14 710	nie badano
	SD [MPa]	685	502	379	416	441	409	522	608	611	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Statystyka testowa $P = 90\%$	k [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	nie dotyczy
	t_{kryt} [-]	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	
	t_{obl} [-] (*)	2,39	3,44	4,07	3,51	2,89	2,81	2,70	2,27	2,49	

(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Tablica Z1.4. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$
dla AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60 w $T = 20^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 16W 35/50	AV [MPa]	15 981	15 361	13 638	12 019	9 942	8 522	7 158	5 456	4 379	nie badano
	SD [MPa]	577	512	600	597	591	563	539	499	393	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
AC-WMS 16 25/55-60	AV [MPa]	14 339	13 692	12 087	10 579	8 740	7 461	6 252	4 826	3 934	nie badano
	SD [MPa]	114	53	20	19	89	178	211	201	161	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Statystyka testowa $P = 90\%$	k [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	nie dotyczy
	t_{kryt} [-]	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	
	t_{obl} [-] (*)	3,95	4,59	3,65	3,41	2,84	2,54	2,21	1,66	1,48	

(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Tablica Z1.5. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$
dla AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60 w $T = 45^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 16W 35/50	AV [MPa]	3 363	3 077	2 268	1 657	1 092	778	584	424	342	199
	SD [MPa]	18	2	8	9	5	5	3	3	5	10
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
AC-WMS 16 25/55-60	AV [MPa]	3 199	2 938	2 202	1 645	1 115	821	632	456	364	202
	SD [MPa]	256	227	169	132	98	71	56	40	33	20
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Statystyka testowa $P = 90\%$	k [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	t_{kryt} [-]	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92
	t_{obl} [-]	0,90	0,87	0,55	0,13	0,33	0,85	1,21	1,13	0,93	0,19

Tablica Z1.6. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$
dla AC 22P 35/50 (PL1) i AC-WMS 16 20/30 w $T = 4^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 22P 35/50 (PL1)	AV [MPa]	29 649	29 194	28 056	26 723	25 041	23 540	22 149	20 161	18 598	nie badano
	SD [MPa]	1 287	1 191	1 206	1 180	932	703	672	576	429	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
AC-WMS 16 20/30	AV [MPa]	29 918	29 473	28 302	27 062	25 226	23 902	22 570	20 394	18 956	nie badano
	SD [MPa]	189	97	20	73	128	201	291	354	448	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Statystyka testowa $P = 90\%$	k [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	nie dotyczy
	t_{kryt} [-]	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	
	t_{obl} [-]	0,29	0,33	0,29	0,41	0,28	0,70	0,81	0,49	0,82	

Tablica Z1.7. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$
dla AC 22P 35/50 (PL1) i AC-WMS 16 20/30 w $T = 20^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 22P 35/50 (PL1)	AV [MPa]	20 456	19 834	17 951	16 283	14 096	12 524	11 013	9 011	7 451	nie badano
	SD [MPa]	687	584	468	381	279	222	209	174	182	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
AC-WMS 16 20/30	AV [MPa]	17 922	17 436	15 948	14 432	12 601	11 203	9 885	8 240	6 942	nie badano
	SD [MPa]	1 288	1 295	1 133	1 101	1 003	856	728	614	502	
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Statystyka testowa $P = 90\%$	k [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	nie dotyczy
	t_{kryt} [-]	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	
	t_{obl} [-]	2,45	2,39	2,31	2,25	2,03	2,11	2,11	1,71	1,35	

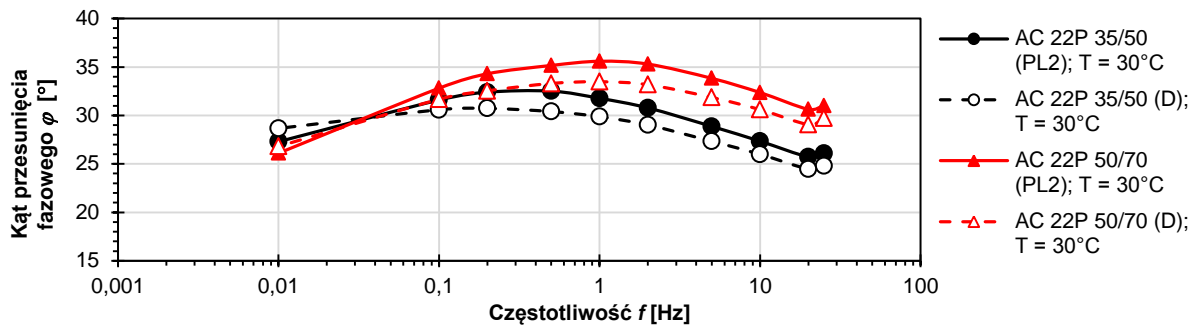
Tablica Z1.8. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich $|E^*|$
dla AC 22P 35/50 (PL1) i AC-WMS 16 20/30 w $T = 45^\circ\text{C}$

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
AC 22P 35/50 (PL1)	AV [MPa]	5 223	4 839	3 749	2 883	2 009	1 477	1 100	758	570	264
	SD [MPa]	48	63	14	27	42	45	38	23	12	11
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
AC-WMS 16 20/30	AV [MPa]	5 528	5 138	4 114	3 287	2 424	1 878	1 456	1 054	827	417
	SD [MPa]	75	70	55	55	47	44	34	21	15	2
	n [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Statystyka testowa $P = 90\%$	k [-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	t_{kryt} [-]	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92
	t_{obl} [-] (*)	4,84	4,49	9,10	9,33	9,31	9,01	9,87	13,44	18,92	19,35

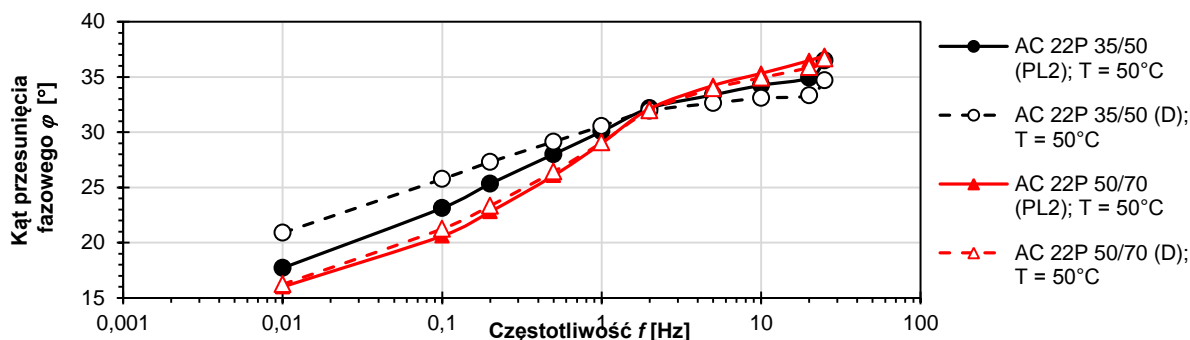
(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Załącznik Z2

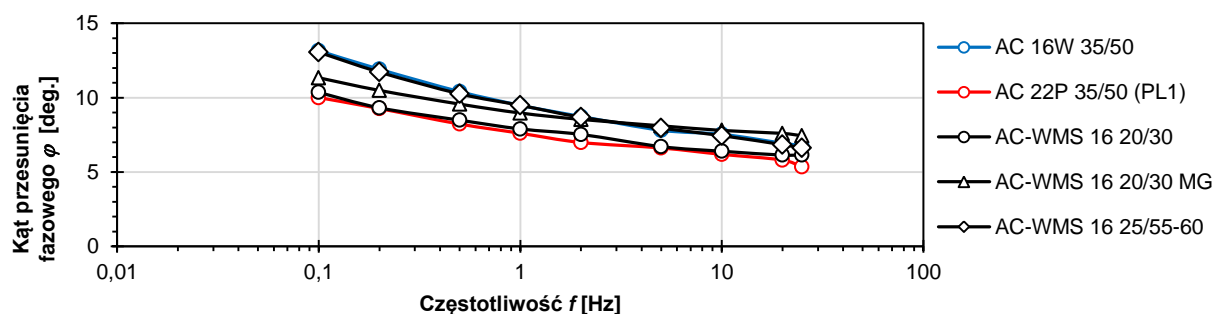
***Kąty przesunięcia fazowego φ betonów
asfaltowych konwencjonalnych AC
i o wysokim module sztywności AC-WMS
oraz ocena istotności ich różnic***



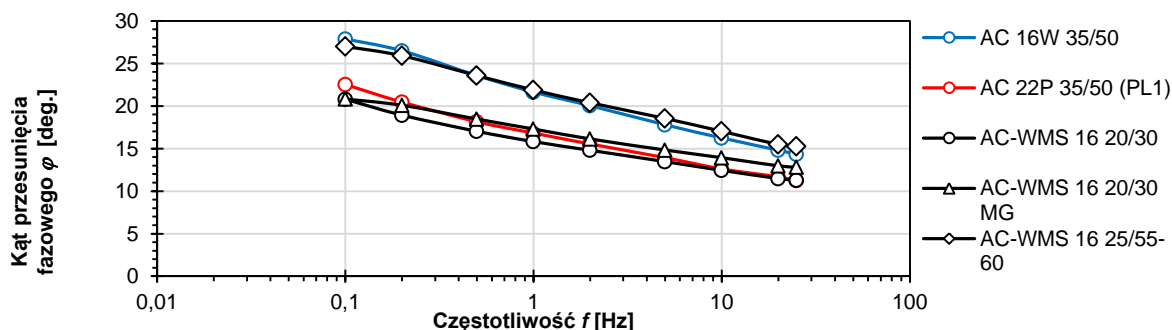
Rys. Z2.1. Porównanie zależności kątów przesunięcia fazowego od częstotliwości dla mieszanek AC 22P 35/50 i AC 22P 50/70 o uziarnieniach (PL2) i (D) w 30°C



Rys. Z2.2. Porównanie zależności kątów przesunięcia fazowego od częstotliwości dla mieszanek AC 22P 35/50 i AC 22P 50/70 o uziarnieniach (PL2) i (D) w 50°C



Rysunek Z2.3. Zależność kąta przesunięcia fazowego od częstotliwości w 4°C dla AC 16W 35/50 i AC 22P 35/50 (PL1) oraz wszystkich AC-WMS 16



Rysunek Z2.4. Zależność kąta przesunięcia fazowego od częstotliwości w 20°C dla AC 16W 35/50 i AC 22P 35/50 (PL1) oraz wszystkich AC-WMS 16

Tablica Z2.1. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich φ dla konwencjonalnych AC 22P w 40°C. Wpływ rodzaju asfaltu

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
Porównanie kątów przesunięcia fazowego dla AC 22P o uziarnieniu (PL2)											
AC 22P 35/50 (PL2)	AV [deg.]	33,55	32,67	33,51	34,00	34,18	33,45	32,38	30,52	28,87	22,93
	SD [deg.]	0,11	0,18	0,07	0,23	0,41	0,56	0,71	0,91	1,16	1,39
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
AC 22P 50/70 (PL2)	AV [deg.]	37,42	36,49	36,66	36,42	35,41	33,40	31,14	28,81	26,45	19,66
	SD [deg.]	0,98	0,42	0,47	0,77	1,01	1,10	0,91	1,00	0,19	0,68
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$ (*)	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	6,80	14,48	11,48	5,22	1,95	0,07	2,16	2,19	3,57	3,66
Porównanie kątów przesunięcia fazowego dla AC 22P o uziarnieniu (D)											
AC 22P 35/50 (D)	AV [deg.]	33,21	32,01	32,59	32,78	32,82	32,02	30,96	29,35	28,03	23,33
	SD [deg.]	0,13	0,10	0,10	0,13	0,36	0,41	0,46	0,58	0,70	0,90
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
AC 22P 50/70 (D)	AV [deg.]	37,06	35,55	35,67	35,40	34,58	33,26	31,48	29,64	27,25	21,43
	SD [deg.]	0,16	0,04	0,13	0,25	0,45	0,70	0,89	1,95	1,55	1,13
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	32,35	56,93	32,53	16,10	5,29	2,65	0,90	0,25	2,17	2,28

(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Tablica Z2.2. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich φ dla konwencjonalnych AC 22P w 40°C. Wpływ uziarnienia

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
Porównanie kątów przesunięcia fazowego dla AC 22P z asfaltem drogowym 35/50											
AC 22P 35/50 (PL2)	AV [deg.]	33,55	32,67	33,51	34,00	34,18	33,45	32,38	30,52	28,87	22,93
	SD [deg.]	0,11	0,18	0,07	0,23	0,41	0,56	0,71	0,91	1,16	1,39
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	4
AC 22P 35/50 (D)	AV [deg.]	33,21	32,01	32,59	32,78	32,82	32,02	30,96	29,35	28,03	23,33
	SD [deg.]	0,13	0,10	0,10	0,13	0,36	0,41	0,46	0,58	0,70	0,90
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$ (*)	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	3,46	5,55	13,05	8,00	4,32	3,57	2,11	1,88	1,07	0,46
Porównanie kątów przesunięcia fazowego dla AC 22P z asfaltem drogowym 50/70											
AC 22P 50/70 (PL2)	AV [deg.]	37,42	36,49	36,66	36,42	35,41	33,40	31,14	28,81	26,45	19,66
	SD [deg.]	0,98	0,42	0,47	0,77	1,01	1,10	0,91	1,00	0,19	0,68
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
AC 22P 50/70 (D)	AV [deg.]	37,06	35,55	35,67	35,40	34,58	33,26	31,48	29,64	27,25	21,43
	SD [deg.]	0,16	0,04	0,13	0,25	0,45	0,70	0,89	1,95	1,55	1,13
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	0,63	3,86	3,52	2,18	1,30	0,19	0,46	0,66	0,89	2,32

(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Tablica Z2.3. Wyniki testów istotności różnic wartości średnich φ dla AC 16W 35/50 i AC-WMS 16 25/55-60

Mieszanka mineralno-asfaltowa	Parametr	Częstotliwości f [Hz] =									
		25	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,01
Temperatura $T = 4^{\circ}\text{C}$											
AC 16W 35/50	AV [deg.]	6,78	6,94	7,54	7,81	8,74	9,49	10,41	11,91	13,16	nie badano
	SD [deg.]	0,30	0,39	0,31	0,33	0,22	0,32	0,27	0,21	0,22	
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
AC-WMS 16 25/55-60	AV [deg.]	6,63	6,84	7,45	7,95	8,69	9,49	10,26	11,72	13,06	nie badano
	SD [deg.]	0,03	0,24	0,23	0,06	0,17	0,07	0,13	0,04	0,31	
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Statystyka testowa przy $P = 90\%$ (*)	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	nie dotyczy
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	
	t_{obl} [-] (*)	0,86	0,38	0,40	0,72	0,31	0,00	0,87	1,54	0,46	
Temperatura $T = 20^{\circ}\text{C}$											
AC 16W 35/50	AV [deg.]	14,34	14,81	16,25	17,80	20,04	21,64	23,58	26,49	27,87	nie badano
	SD [deg.]	0,60	0,46	0,55	0,60	0,70	0,61	0,72	0,76	0,63	
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
AC-WMS 16 25/55-60	AV [deg.]	15,26	15,48	17,03	18,54	20,38	21,89	23,58	25,91	26,99	nie badano
	SD [deg.]	0,09	0,09	0,03	0,18	0,45	0,74	0,90	0,79	0,65	
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Statystyka testowa przy $P = 90\%$ (*)	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	nie dotyczy
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	
	t_{obl} [-] (*)	2,63	2,48	2,45	2,05	0,71	0,45	0,00	0,92	1,68	
Temperatura $T = 45^{\circ}\text{C}$											
AC 16W 35/50	AV [deg.]	32,86	31,80	32,41	32,63	32,17	32,07	30,89	28,23	26,33	20,88
	SD [deg.]	0,38	0,15	0,00	0,13	0,30	0,42	0,82	0,12	0,19	0,86
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
AC-WMS 16 25/55-60	AV [deg.]	32,47	31,72	32,32	32,42	32,02	31,57	30,17	28,22	26,62	21,76
	SD [deg.]	0,01	0,03	0,04	0,01	0,14	0,17	0,30	0,39	0,49	0,60
	n [-]	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Statystyka testowa przy $P = 90\%$ (*)	k [-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	t_{kryt} [-]	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
	t_{obl} [-] (*)	1,78	0,91	3,90	2,79	0,78	1,91	1,43	0,04	0,96	1,45

(*) Czerwonym tłem oznaczono przypadki, dla których $t_{obl} > t_{kryt}$, a zatem otrzymane wyniki są istotnie różne z $P = 90\%$.

Załącznik Z3

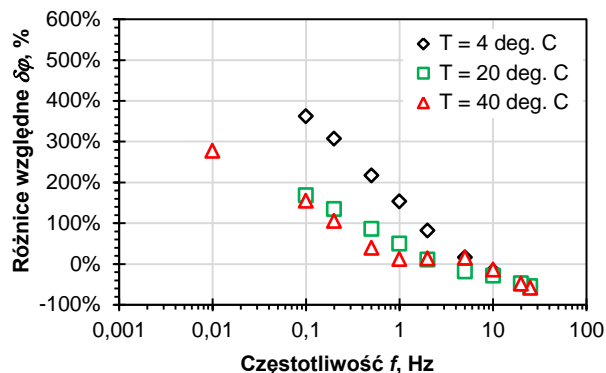
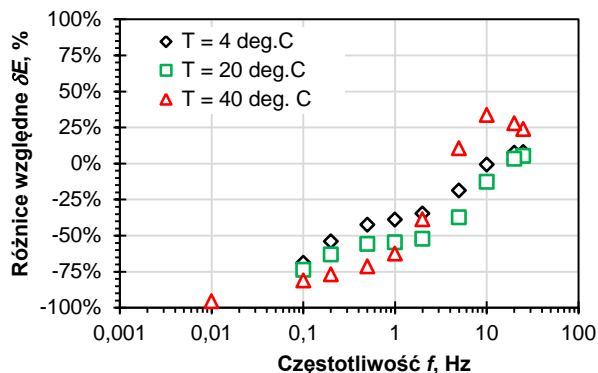
***Kąty przesunięcia fazowego φ betonów
asfaltowych konwencjonalnych AC
i o wysokim module sztywności AC-WMS
oraz ocena istotności ich różnic***

Tablica Z3.1. Częstotliwości odpowiadające $|E^*| = 1\ 000\ \text{MPa}$
i $|E^*| = 2\ 000\ \text{MPa}$ w temperaturach 20-50°C

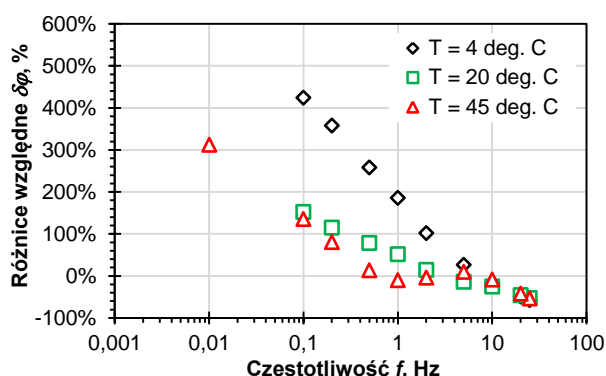
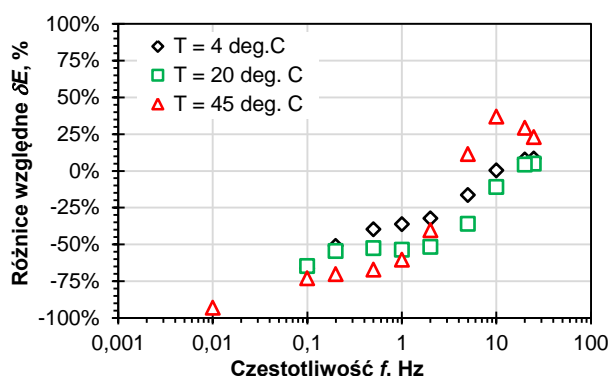
Lp.	Mieszanka mineralno-asfaltowa	$ E^* $, MPa	Częstotliwość obciążenia f [Hz] dla temperatury $T =$			
			20°C	30°C	40°C	50°C
1.	AC 16W 35/50	1 000	3,0E-3	4,3E-2	5,2E-1	5,3E+0
		2 000	1,6E-2	2,2E-1	2,7E+0	2,7E+1
2.	AC 22P 35/50 (PL1)	1 000	5,3E-4	8,4E-3	1,1E-1	1,3E+0
		2 000	2,8E-3	4,5E-2	6,0E-1	6,9E+0
3.	AC 22P 35/50 (PL2)	1 000	2,2E-2	1,8E-1	1,3E+0	7,7E+0
		2 000	1,0E-1	8,5E-1	6,0E+0	3,7E+1
4.	AC 22P 35/50 (D)	1 000	7,4E-3	7,2E-2	6,0E-1	4,4E+0
		2 000	4,4E-2	4,3E-1	3,6E+0	2,6E+1
5.	AC 22P 50/70 (PL2)	1 000	4,7E-2	4,6E-1	4,0E+0	2,9E+1
		2 000	1,9E-1	1,9E+0	1,6E+1	1,2E+2
6.	AC 22P 50/70 (D)	1 000	4,7E-2	3,8E-1	2,7E+0	1,7E+1
		2 000	2,1E-1	1,7E+0	1,2E+1	7,4E+1
7.	AC-WMS 20/30	1 000	3,0E-4	7,8E-3	1,7E-1	3,0E+0
		2 000	2,2E-3	5,7E-2	1,2E+0	2,2E+1
8.	AC-WMS 20/30 MG	1 000	5,2E-4	7,3E-3	8,8E-2	9,0E-1
		2 000	5,6E-3	7,9E-2	9,5E-1	9,7E+0
9.	AC-WMS 25/55-60	1 000	3,3E-3	4,4E-2	5,1E-1	5,1E+0
		2 000	1,8E-2	2,4E-1	2,8E+0	2,8E+1

Załącznik Z4

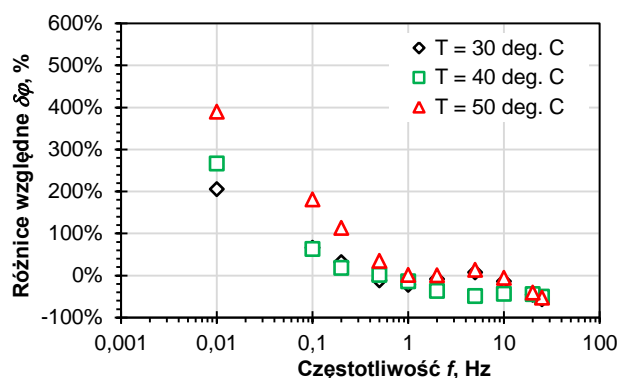
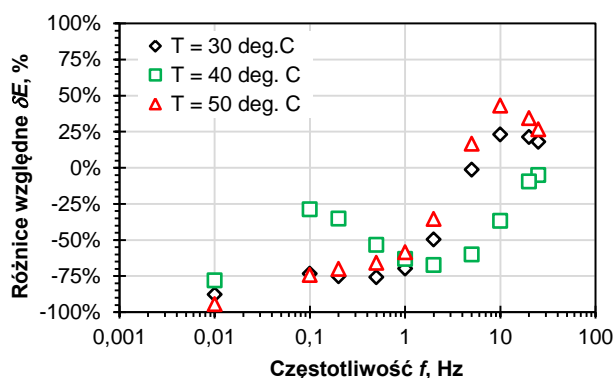
Ocena dopasowania parametrów modelu Burgersa do danych doświadczalnych na podstawie różnic względnych δ_E i δ_φ parametrów $|E^*|$ i φ



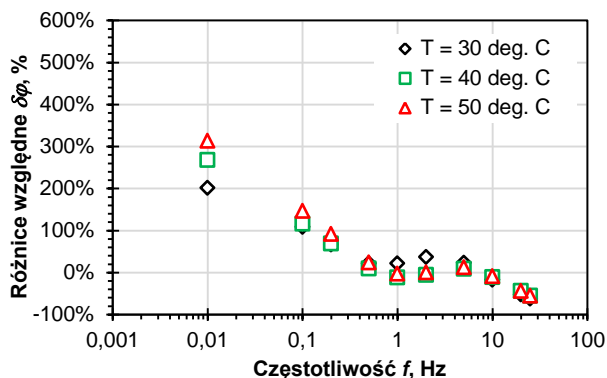
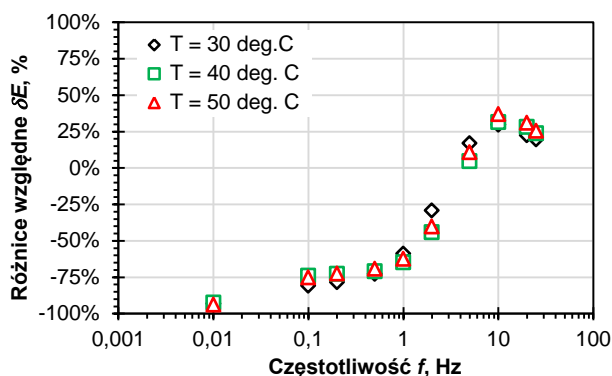
Rysunek Z4.1. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla mastyksu grysowego SMA 8 45/80-55



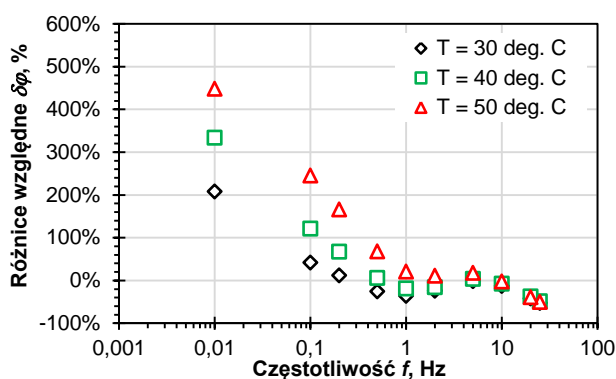
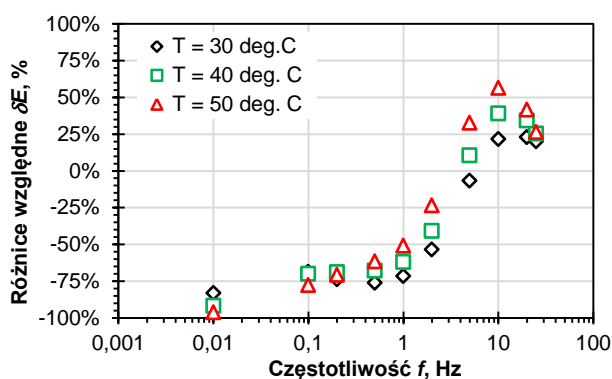
Rysunek Z4.2. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC 16 W 35/50



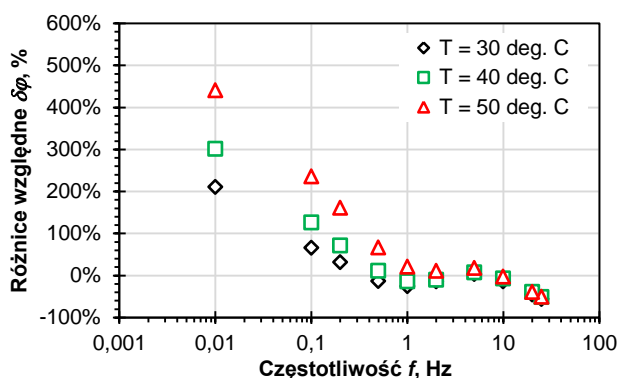
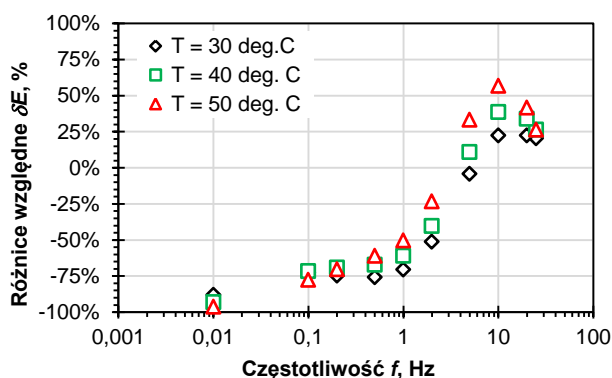
Rysunek Z4.3. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC 22P 35/50 (PL2)



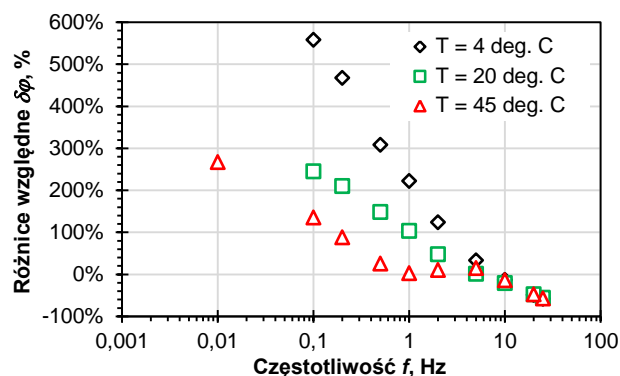
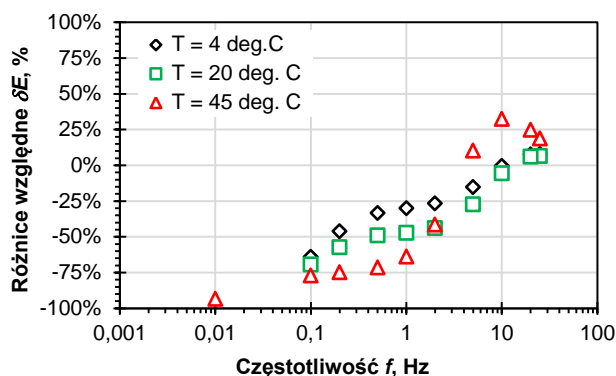
Rysunek Z4.4. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC 22P 35/50 (D)



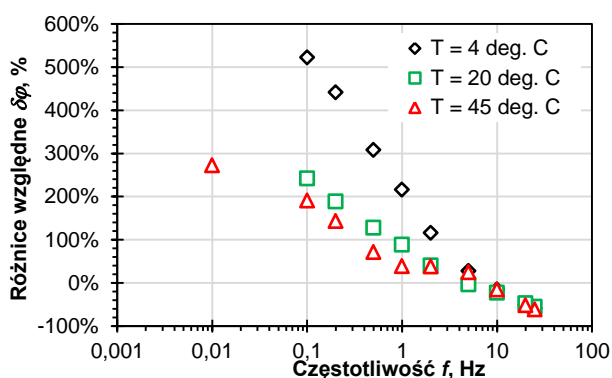
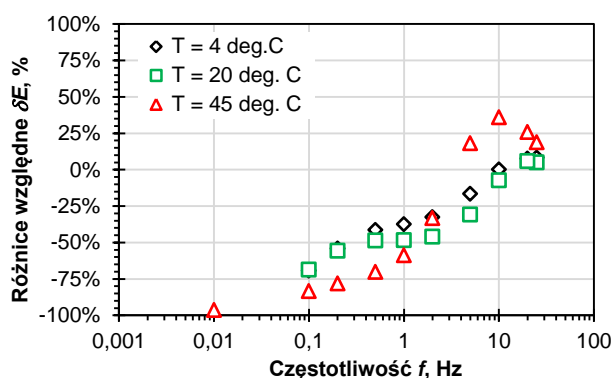
Rysunek Z4.5. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC 22P 50/70 (PL2)



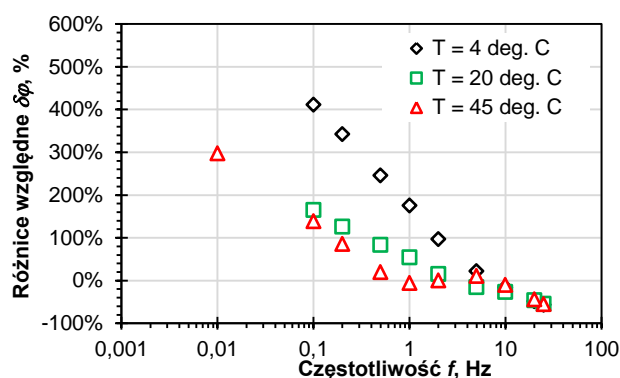
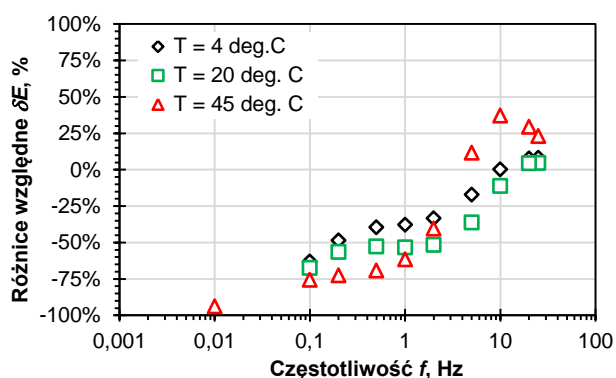
Rysunek Z4.6. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC 22P 50/70 (D)



Rysunek Z4.7. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC-WMS 16 20/30



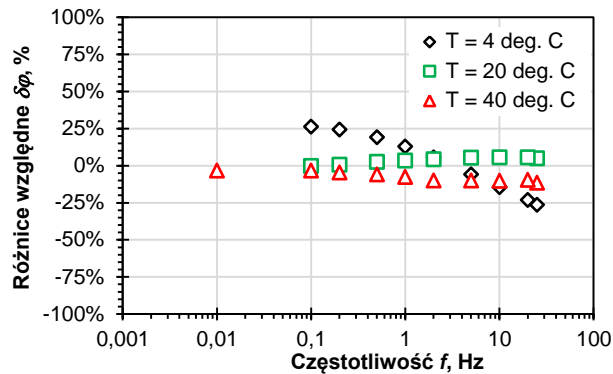
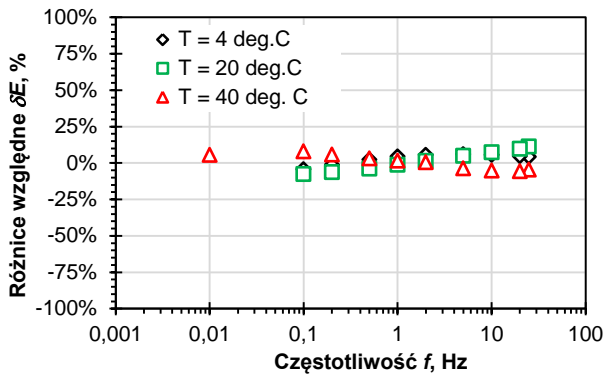
Rysunek Z4.8. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC-WMS 16 20/30 (MG)



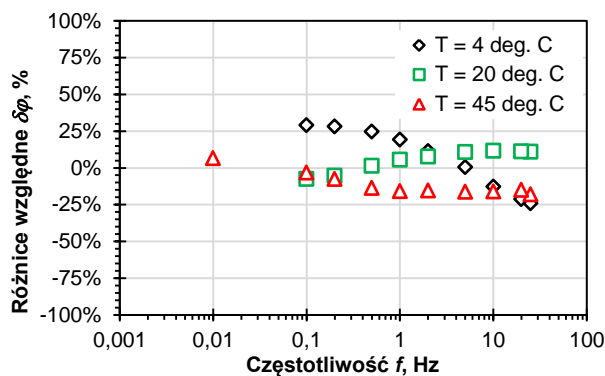
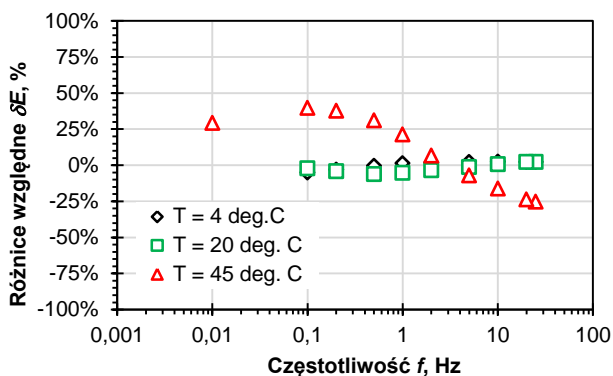
Rysunek Z4.9. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Burgersa dla betonu asfaltowego AC-WMS 16 25/55-60

Załącznik Z5

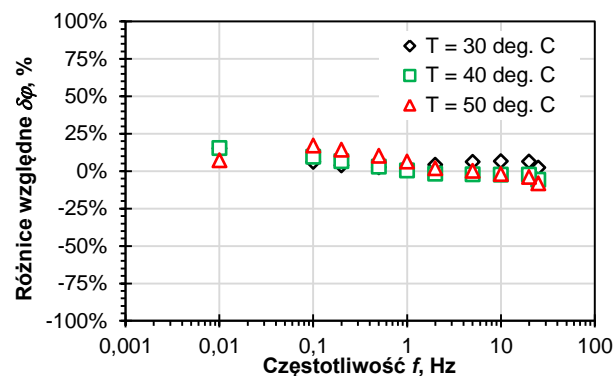
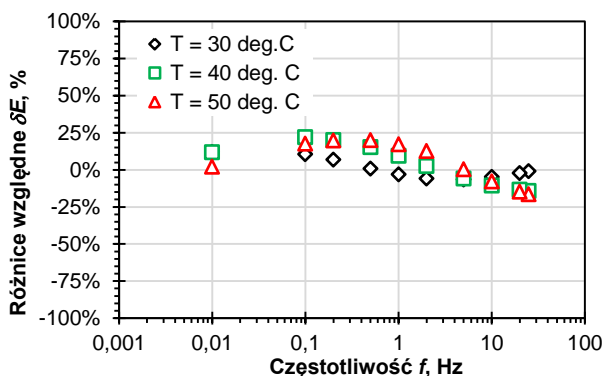
Ocena dopasowania parametrów modelu Hueta-Sayegha do danych doświadczalnych na podstawie różnic względnych δ_E i δ_φ parametrów $|E^*|$ i φ



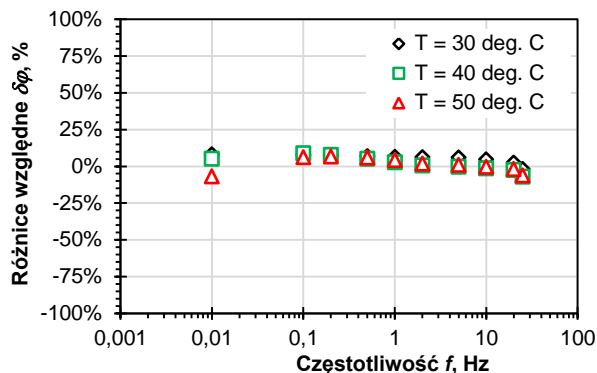
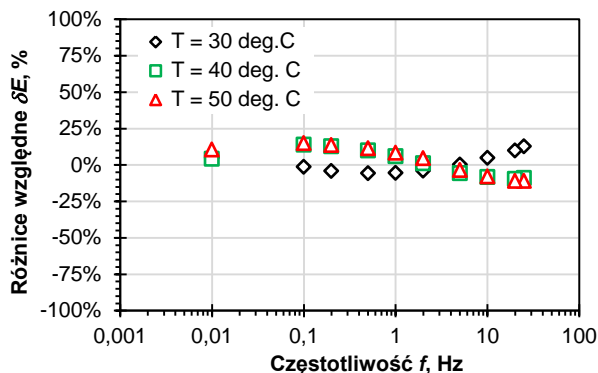
Rysunek Z5.1. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego SMA 8 45/80-55



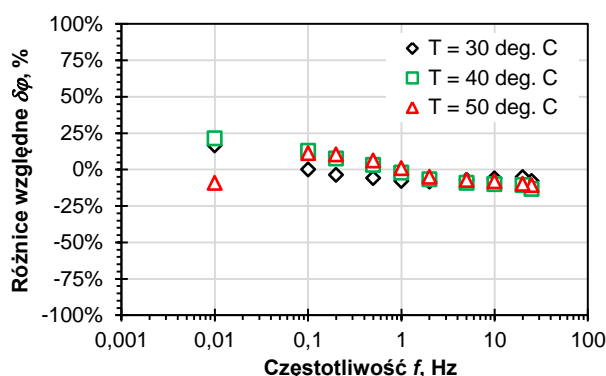
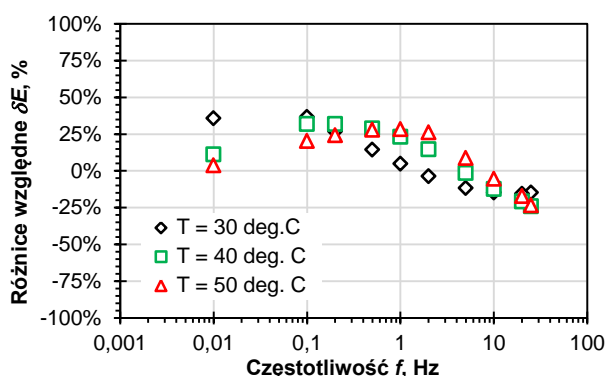
Rysunek Z5.2. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC 16W 35/50



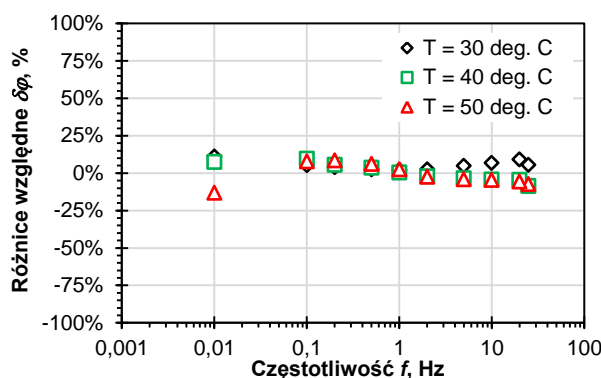
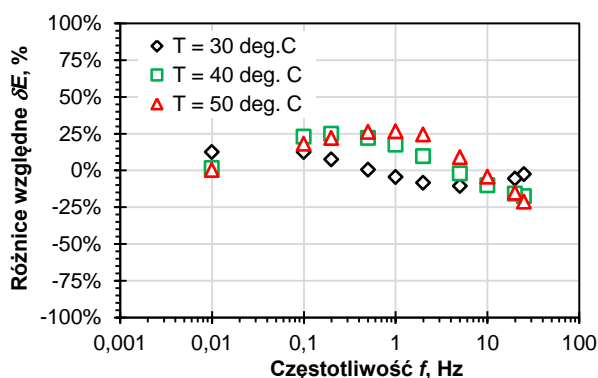
Rysunek Z5.3. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC 22P 35/50 (PL2)



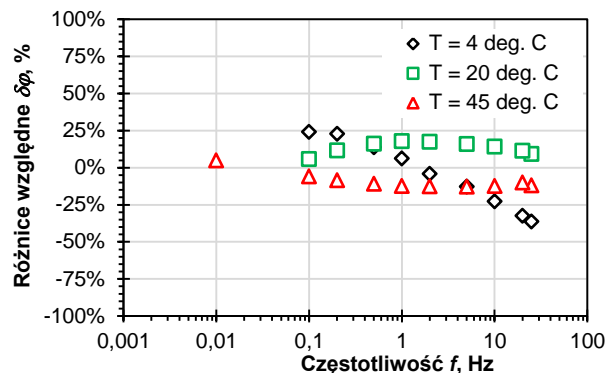
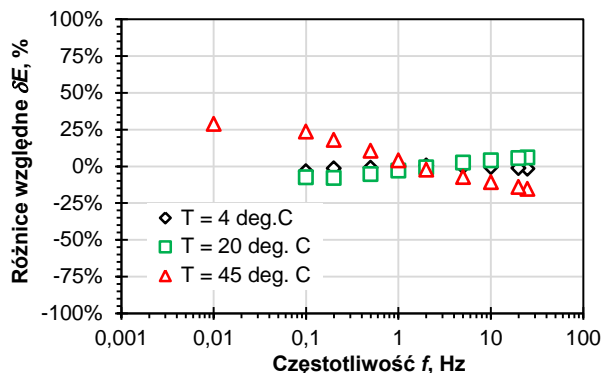
Rysunek Z5.4. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC 22P 35/50 (D)



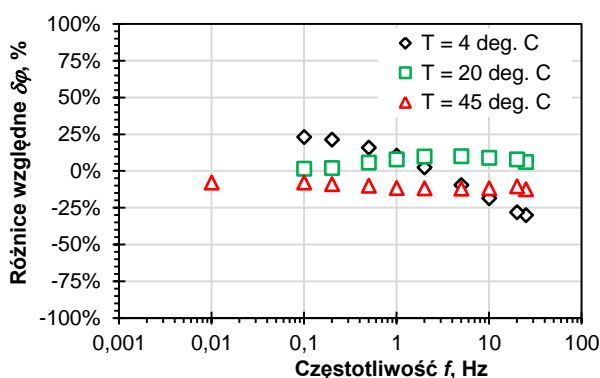
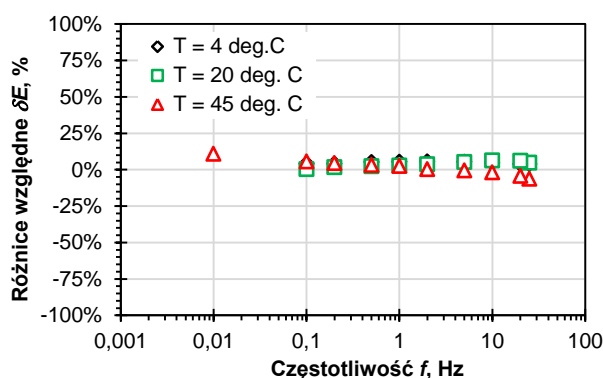
Rysunek Z5.5. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC 22P 50/70 (PL2)



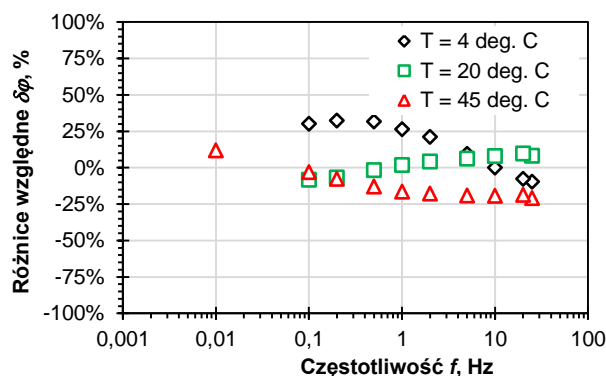
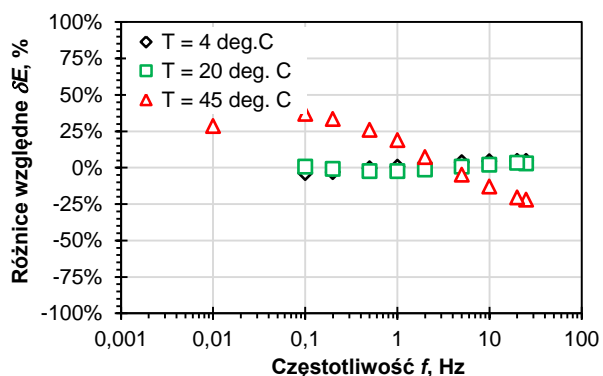
Rysunek Z5.6. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC 22P 50/70 (D)



Rysunek Z5.7. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC-WMS 16 20/30



Rysunek Z5.8. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC-WMS 16 20/30 (MG)



Rysunek Z5.9. Różnice względne δE i $\delta \varphi$ modułów dynamicznych $|E^*|$ i kątów przesunięcia fazowego φ wyznaczonych z badania pod obciążeniem powtarzalnym i z przyjętego modelu Hueta-Sayegha dla betonu asfaltowego AC-WMS 16 25/55-60

Załącznik Z6

***Parametry modelu Burgersa warstw asfaltowych
dla różnych temperatur nawierzchni***

Tablica Z6.1. Parametry modelu Burgersa warstw asfaltowych
dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 10^{\circ}\text{C}$

Materiał warstwy	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 10 deg. C					Grubość warstwy h [mm]
			$\eta 1$ [MPa.s]	$\eta 2$ [MPa.s]	E1 [MPa]	E2 [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]	
Warstwa ścierna								
SMA 8 45/80-55	20	11,1	2 165	1 543	12 924	6 688	0,326	40
Warstwa wiążąca								
AC 16W 35/50	60	12,7	4 741	2 822	23 707	12 292	0,337	40
	100	12,5	4 812	2 875	23 854	12 522	0,336	40
AC-WMS 16 20/30	60	12,7	6 283	4 010	25 169	19 181	0,337	40
	100	12,5	6 372	4 067	25 326	19 498	0,336	40
AC-WMS 16 MG	60	12,7	3 841	2 385	18 360	7 725	0,337	40
	100	12,5	3 887	2 423	18 474	7 772	0,336	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	12,7	4 364	2 500	21 755	10 739	0,337	40
	100	12,5	4 442	2 548	21 910	10 945	0,336	40
Podbudowa asfaltowa								
AC 22P 35/50 (PL1)	140	12,3	8 065	3 846	27 247	20 993	0,334	40
	180	12,1	8 191	3 891	27 368	21 340	0,333	40
	220	11,9	8 319	3 936	27 489	21 692	0,332	40
	255	11,7	8 432	3 975	27 596	22 004	0,330	30
	285	11,6	8 531	4 010	27 687	22 276	0,329	30
AC-WMS 16 20/30	140	12,3	6 463	4 125	25 483	19 819	0,334	40
	180	12,1	6 555	4 184	25 641	20 146	0,333	40
	220	11,9	6 648	4 243	25 800	20 478	0,332	40
	255	11,7	6 731	4 296	25 940	20 773	0,330	30
	285	11,6	6 803	4 342	26 061	21 030	0,329	30
AC-WMS 16 MG	140	12,3	3 933	2 462	18 589	7 821	0,334	40
	180	12,1	3 981	2 502	18 704	7 869	0,333	40
	220	11,9	4 028	2 542	18 820	7 918	0,332	40
	255	11,7	4 071	2 578	18 922	7 961	0,330	30
	285	11,6	4 107	2 609	19 010	7 998	0,329	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	12,3	4 521	2 597	22 065	11 155	0,334	40
	180	12,1	4 602	2 647	22 222	11 369	0,333	40
	220	11,9	4 684	2 698	22 380	11 587	0,332	40
	255	11,7	4 757	2 743	22 519	11 782	0,330	30
	285	11,6	4 821	2 782	22 639	11 951	0,329	30

Tablica Z6.1. Parametry modelu Burgersa warstw asfaltowych
dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 20^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 20 deg. C					Grubość warstwy h [mm]
			$\eta 1$ [MPa.s]	$\eta 2$ [MPa.s]	E1 [MPa]	E2 [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]	
Warstwa ścierna								
SMA 8 45/80-55	20	20,6	837	588	8 379	2 424	0,389	40
Warstwa wiążąca								
AC 16W 35/50	60	21,5	2 326	1 214	16 493	749	0,393	40
	100	21,1	2 415	1 251	16 846	765	0,391	40
AC-WMS 16 20/30	60	21,5	3 252	2 034	18 895	1 212	0,393	40
	100	21,1	3 356	2 084	19 202	1 231	0,391	40
AC-WMS 16 MG	60	21,5	2 047	1 241	13 547	5 268	0,393	40
	100	21,1	2 116	1 260	13 778	5 468	0,391	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	21,5	1 922	1 105	15 025	741	0,393	40
	100	21,1	1 991	1 134	15 333	756	0,391	40
Podbudowa asfaltowa								
AC 22P 35/50 (PL1)	140	20,8	4 092	2 247	21 828	891	0,389	40
	180	20,4	4 229	2 321	22 239	908	0,387	40
	220	20,0	4 371	2 397	22 657	925	0,385	40
	255	19,7	4 426	2 463	22 954	11 132	0,383	30
	285	19,4	4 526	2 504	23 100	11 397	0,381	30
AC-WMS 16 20/30	140	20,8	3 463	2 136	19 513	1 251	0,389	40
	180	20,4	3 573	2 189	19 830	1 272	0,387	40
	220	20,0	3 687	2 244	20 152	1 292	0,385	40
	255	19,7	3 734	2 383	20 045	10 509	0,383	30
	285	19,4	3 811	2 432	20 224	10 760	0,381	30
AC-WMS 16 MG	140	20,8	2 187	1 280	14 014	5 676	0,389	40
	180	20,4	2 261	1 299	14 253	5 891	0,387	40
	220	20,0	2 337	1 319	14 497	6 115	0,385	40
	255	19,7	2 476	1 328	14 622	6 152	0,383	30
	285	19,4	2 519	1 359	14 753	6 207	0,381	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	20,8	2 063	1 164	15 648	772	0,389	40
	180	20,4	2 138	1 195	15 970	788	0,387	40
	220	20,0	2 216	1 227	16 298	804	0,385	40
	255	19,7	2 277	1 243	16 772	5 337	0,383	30
	285	19,4	2 336	1 277	16 943	5 485	0,381	30

Tablica Z6.1. Parametry modelu Burgersa warstw asfaltowych
dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 30^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy $T(z)$ [deg. C]	$T = 30 \text{ deg. C}$					Grubość warstwy h [mm]
			$\eta 1$ [MPa.s]	$\eta 2$ [MPa.s]	E1 [MPa]	E2 [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]	
Warstwa ścierna								
SMA 8 45/80-55	20	29,4	432	393	5 608	963	0,433	40
Warstwa wiążąca								
AC 16W 35/50	60	28,2	1 184	710	11 238	510	0,427	40
	100	27,3	1 299	764	11 844	538	0,423	40
AC-WMS 16 20/30	60	28,2	1 843	1 303	14 117	905	0,427	40
	100	27,3	1 992	1 385	14 691	942	0,423	40
AC-WMS 16 MG	60	28,2	1 125	942	9 967	2 682	0,427	40
	100	27,3	1 221	978	10 394	2 941	0,423	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	28,2	1 009	687	10 396	513	0,427	40
	100	27,3	1 102	733	10 934	539	0,423	40
Podbudowa asfaltowa								
AC 22P 35/50 (PL1)	140	26,3	2 480	1 380	16 457	672	0,419	40
	180	25,4	2 692	1 494	17 235	704	0,414	40
	220	24,5	2 921	1 618	18 050	737	0,410	40
	255	23,7	3 138	1 735	18 794	767	0,406	30
	285	23,0	3 337	1 842	19 457	794	0,402	30
AC-WMS 16 20/30	140	26,3	2 153	1 472	15 289	980	0,419	40
	180	25,4	2 327	1 564	15 912	1 020	0,414	40
	220	24,5	2 515	1 663	16 559	1 062	0,410	40
	255	23,7	2 692	1 754	17 148	1 100	0,406	30
	285	23,0	2 854	1 836	17 669	1 133	0,402	30
AC-WMS 16 MG	140	26,3	1 326	1 016	10 840	3 226	0,419	40
	180	25,4	1 439	1 055	11 305	3 538	0,414	40
	220	24,5	1 562	1 095	11 790	3 881	0,410	40
	255	23,7	1 678	1 132	12 232	4 208	0,406	30
	285	23,0	1 784	1 165	12 623	4 510	0,402	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	26,3	1 203	782	11 499	567	0,419	40
	180	25,4	1 314	835	12 093	596	0,414	40
	220	24,5	1 435	891	12 718	627	0,410	40
	255	23,7	1 551	943	13 292	656	0,406	30
	285	23,0	1 657	990	13 804	681	0,402	30

Tablica Z6.1. Parametry modelu Burgersa warstw asfaltowych dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 40^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 40 deg. C					Współczynnik Poissona ν [-]	Grubość warstwy h [mm]
			$\eta 1$ [MPa.s]	$\eta 2$ [MPa.s]	E1 [MPa]	E2 [MPa]			
Warstwa ścierna									
SMA 8 45/80-55	20	37,8	227	267	3 802	394	0,465	40	
Warstwa wiążąca									
AC 16W 35/50	60	34,3	636	433	7 896	358	0,453	40	
	100	33,5	689	461	8 260	375	0,450	40	
AC-WMS 16 20/30	60	34,3	1 093	865	10 795	692	0,453	40	
	100	33,5	1 169	912	11 172	716	0,450	40	
AC-WMS 16 MG	60	34,3	649	730	7 515	1 441	0,453	40	
	100	33,5	696	754	7 791	1 560	0,450	40	
AC-WMS 16 25/55-60	60	34,3	557	443	7 408	365	0,453	40	
	100	33,5	601	469	7 736	382	0,450	40	
Podbudowa asfaltowa									
AC 22P 35/50 (PL1)	140	32,7	1 397	789	11 907	486	0,447	40	
	180	32,0	1 499	845	12 390	506	0,444	40	
	220	31,2	1 609	905	12 892	526	0,440	40	
	255	30,5	1 711	961	13 347	545	0,438	30	
	285	29,9	1 804	1 012	13 751	561	0,435	30	
AC 22P 35/50 (PL2)	140	32,7	627	267	7 072	538	0,447	40	
	180	32,0	633	300	7 345	558	0,444	40	
	220	31,2	638	337	7 629	580	0,440	40	
	255	30,5	644	373	7 886	600	0,438	30	
	285	29,9	648	406	8 114	617	0,435	30	
AC 22P 35/50 (D)	140	32,7	432	542	6 888	410	0,447	40	
	180	32,0	457	602	7 180	439	0,444	40	
	220	31,2	483	669	7 484	471	0,440	40	
	255	30,5	507	733	7 761	500	0,438	30	
	285	29,9	529	793	8 006	526	0,435	30	
AC 22P 50/70 (PL2)	140	32,7	387	189	6 014	196	0,447	40	
	180	32,0	431	202	6 360	207	0,444	40	
	220	31,2	481	215	6 727	219	0,440	40	
	255	30,5	529	227	7 064	230	0,438	30	
	285	29,9	573	238	7 367	240	0,435	30	
AC 22P 50/70 (D)	140	32,7	353	226	5 992	231	0,447	40	
	180	32,0	386	241	6 269	243	0,444	40	
	220	31,2	422	256	6 558	255	0,440	40	
	255	30,5	457	270	6 823	266	0,438	30	
	285	29,9	489	283	7 057	276	0,435	30	
AC-WMS 16 20/30	140	32,7	1 250	961	11 562	741	0,447	40	
	180	32,0	1 336	1 012	11 965	767	0,444	40	
	220	31,2	1 428	1 067	12 382	794	0,440	40	
	255	30,5	1 514	1 117	12 760	818	0,438	30	
	285	29,9	1 592	1 162	13 092	839	0,435	30	
AC-WMS 16 MG	140	32,7	747	779	8 078	1 689	0,447	40	
	180	32,0	801	805	8 375	1 829	0,444	40	
	220	31,2	860	832	8 682	1 980	0,440	40	
	255	30,5	915	856	8 961	2 122	0,438	30	
	285	29,9	964	877	9 207	2 252	0,435	30	
AC-WMS 16 25/55-60	140	32,7	649	496	8 079	398	0,447	40	
	180	32,0	700	524	8 436	416	0,444	40	
	220	31,2	755	554	8 810	434	0,440	40	
	255	30,5	807	582	9 150	451	0,438	30	
	285	29,9	854	607	9 452	466	0,435	30	

Tablica Z6.1. Parametry modelu Burgersa warstw asfaltowych
dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 50^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 50 deg. C					Grubość warstwy h [mm]
			$\eta 1$ [MPa.s]	$\eta 2$ [MPa.s]	E1 [MPa]	E2 [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]	
Warstwa ścierna								
SMA 8 45/80-55	20	46,3	119	180	2 568	160	0,488	40
Warstwa wiążąca								
AC 16W 35/50	60	40,5	340	263	5 535	251	0,473	40
	100	39,2	388	292	5 963	271	0,469	40
AC-WMS 16 20/30	60	40,5	646	573	8 241	528	0,473	40
	100	39,2	722	625	8 721	559	0,469	40
AC-WMS 16 MG	60	40,5	373	565	5 656	771	0,473	40
	100	39,2	419	597	6 003	879	0,469	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	40,5	307	285	5 267	260	0,473	40
	100	39,2	348	313	5 658	279	0,469	40
Podbudowa asfaltowa								
AC 22P 35/50 (PL1)	140	37,9	880	503	9 174	375	0,465	40
	180	36,6	989	563	9 796	400	0,461	40
	220	35,3	1 111	631	10 461	427	0,456	40
	255	34,2	1 230	697	11 080	452	0,452	30
	285	33,2	1 342	758	11 639	475	0,449	30
AC 22P 35/50 (PL2)	140	37,9	591	125	5 514	419	0,465	40
	180	36,6	600	151	5 870	446	0,461	40
	220	35,3	609	183	6 250	475	0,456	40
	255	34,2	617	217	6 602	502	0,452	30
	285	33,2	624	250	6 920	526	0,449	30
AC 22P 35/50 (D)	140	37,9	299	273	5 244	261	0,465	40
	180	36,6	328	324	5 617	293	0,461	40
	220	35,3	360	386	6 016	328	0,456	40
	255	34,2	390	449	6 388	362	0,452	30
	285	33,2	418	511	6 725	394	0,449	30
AC 22P 50/70 (PL2)	140	37,9	190	125	4 165	136	0,465	40
	180	36,6	227	139	4 568	149	0,461	40
	220	35,3	272	154	5 011	163	0,456	40
	255	34,2	318	169	5 434	177	0,452	30
	285	33,2	364	183	5 824	190	0,449	30
AC 22P 50/70 (D)	140	37,9	195	151	4 456	168	0,465	40
	180	36,6	226	167	4 801	182	0,461	40
	220	35,3	263	185	5 172	197	0,456	40
	255	34,2	299	203	5 521	212	0,452	30
	285	33,2	335	219	5 839	225	0,449	30
AC-WMS 16 20/30	140	37,9	806	681	9 230	592	0,465	40
	180	36,6	900	743	9 769	626	0,461	40
	220	35,3	1 005	810	10 338	663	0,456	40
	255	34,2	1 107	874	10 864	697	0,452	30
	285	33,2	1 203	932	11 336	727	0,449	30
AC-WMS 16 MG	140	37,9	470	630	6 373	1 003	0,465	40
	180	36,6	529	664	6 765	1 143	0,461	40
	220	35,3	594	701	7 181	1 304	0,456	40
	255	34,2	657	735	7 566	1 462	0,452	30
	285	33,2	717	765	7 912	1 614	0,449	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	37,9	394	343	6 078	300	0,465	40
	180	36,6	447	377	6 530	322	0,461	40
	220	35,3	507	413	7 014	346	0,456	40
	255	34,2	565	448	7 468	368	0,452	30
	285	33,2	621	480	7 880	389	0,449	30

Załącznik Z7

Parametry modelu Hueta-Sayegha warstw asfaltowych dla różnych temperatur nawierzchni

Tablica Z7.1. Parametry modelu Hueta-Sayegha warstw asfaltowych dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 10^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 10 deg. C							
			ηa [MPa.s]	ηb [MPa.s]	Ea [MPa]	Eb [MPa]	ka [-]	kb [-]	Współczynnik Poissona ν [-]	Grubość warstwy h [mm]
Warstwa ścierna										
SMA 8 45/80-55	20	11,1	3 398 274	339 827 351	20 041	59	0,35	0,70	0,326	40
Warstwa wiążąca										
AC 16W 35/50	60	12,7	16 979 101	1 697 910 071	33 930	70	0,33	0,70	0,337	40
	100	12,5	18 009 614	1 800 961 377	33 930	70	0,33	0,70	0,336	40
AC-WMS 16 20/30	60	12,7	210 643 399	21 064 339 942	33 955	45	0,30	0,70	0,337	40
	100	12,5	224 077 204	22 407 720 409	33 955	45	0,30	0,70	0,336	40
AC-WMS 16 MG	60	12,7	152 152 441	15 215 244 075	27 935	65	0,28	0,65	0,337	40
	100	12,5	162 291 633	16 229 163 258	27 935	65	0,28	0,65	0,336	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	12,7	22 137 500	2 213 749 976	34 965	35	0,31	0,50	0,337	40
	100	12,5	23 622 284	2 362 228 382	34 965	35	0,31	0,50	0,336	40
Podbudowa asfaltowa										
AC 22P 35/50 (PL1)	140	12,3	127 803 118	12 780 311 810	36 930	70	0,31	0,60	0,334	40
	180	12,1	134 147 640	13 414 764 046	36 930	70	0,31	0,60	0,333	40
	220	11,9	140 796 743	14 079 674 251	36 930	70	0,31	0,60	0,332	40
	255	11,7	146 875 620	14 687 562 025	36 930	70	0,31	0,60	0,330	30
AC 22P 35/50 (PL2)	140	12,3	523 360	52 335 988	21 445	55	0,41	0,45	0,334	40
	180	12,1	547 935	54 793 536	21 445	55	0,41	0,45	0,333	40
	220	11,9	573 665	57 366 484	21 445	55	0,41	0,45	0,332	40
	255	11,7	597 167	59 716 731	21 445	55	0,41	0,45	0,330	30
AC 22P 35/50 (D)	140	12,3	36 428 468	3 642 846 795	21 023	77	0,41	0,45	0,334	40
	180	12,1	40 306 884	4 030 688 377	21 023	77	0,41	0,45	0,333	40
	220	11,9	44 617 955	4 461 795 460	21 023	77	0,41	0,45	0,332	40
	255	11,7	48 784 447	4 878 444 673	21 023	77	0,41	0,45	0,330	30
AC 22P 35/50 (D)	140	12,3	52 678 253	5 267 825 309	21 023	77	0,41	0,45	0,329	30
	180	12,1	56 428 468	5 642 846 795	21 023	77	0,41	0,45	0,334	40
	220	11,9	60 306 884	6 030 688 377	21 023	77	0,41	0,45	0,333	40
	255	11,7	64 617 955	6 461 795 460	21 023	77	0,41	0,45	0,332	40
AC 22P 50/70 (PL2)	140	12,3	464 768	46 476 766	21 953	47	0,40	0,80	0,334	40
	180	12,1	487 340	48 733 980	21 953	47	0,40	0,80	0,333	40
	220	11,9	511 008	51 100 819	21 953	47	0,40	0,80	0,332	40
	255	11,7	532 659	53 265 909	21 953	47	0,40	0,80	0,330	30
AC 22P 50/70 (D)	140	12,3	551 946	55 194 567	21 953	47	0,40	0,80	0,329	30
	180	12,1	115 624	11 562 440	33 942	58	0,41	0,41	0,334	40
	220	11,9	120 197	12 019 687	33 942	58	0,41	0,41	0,333	40
	255	11,7	124 950	12 495 017	33 942	58	0,41	0,41	0,332	40
AC-WMS 16 20/30	140	12,3	129 263	12 926 325	33 942	58	0,41	0,41	0,330	30
	180	12,1	133 078	13 307 848	33 942	58	0,41	0,41	0,329	30
	220	11,9	238 367 751	23 836 775 105	33 955	45	0,30	0,70	0,334	40
	255	11,7	253 569 679	25 356 967 912	33 955	45	0,30	0,70	0,333	40
AC-WMS 16 MG	140	12,3	269 741 112	26 974 111 174	33 955	45	0,30	0,70	0,332	40
	180	12,1	284 734 923	28 473 492 325	33 955	45	0,30	0,70	0,330	30
	220	11,9	298 248 387	29 824 838 725	33 955	45	0,30	0,70	0,329	30
	255	11,7	173 106 484	17 310 648 371	27 935	65	0,28	0,65	0,334	40
AC-WMS 16 25/55-60	140	12,3	184 642 019	18 464 201 898	27 935	65	0,28	0,65	0,333	40
	180	12,1	196 946 264	19 694 626 360	27 935	65	0,28	0,65	0,332	40
	220	11,9	208 383 247	20 838 324 699	27 935	65	0,28	0,65	0,330	30
	255	11,7	218 713 558	21 871 355 769	27 935	65	0,28	0,65	0,329	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	12,3	25 204 795	2 520 479 545	34 965	35	0,31	0,50	0,334	40
	180	12,1	26 891 340	2 689 134 050	34 965	35	0,31	0,50	0,333	40
	220	11,9	28 688 623	2 868 862 321	34 965	35	0,31	0,50	0,332	40
	255	11,7	30 357 677	3 035 767 717	34 965	35	0,31	0,50	0,330	30
AC-WMS 16 25/55-60	285	11,6	31 863 938	3 186 393 838	34 965	35	0,31	0,50	0,329	30

Tablica Z7.2. Parametry modelu Hueta-Sayegha warstw asfaltowych dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 20^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 20 deg. C							
			ηa [MPa.s]	ηb [MPa.s]	Ea [MPa]	Eb [MPa]	ka [-]	kb [-]	Współczynnik Poissona ν [-]	Grubość warstwy h [mm]
Warstwa ścierna										
SMA 8 45/80-55	20	20,6	151 210	15 120 994	20 041	59	0,35	0,70	0,389	40
Warstwa wiążąca										
AC 16W 35/50	60	21,5	1 214 475	121 447 536	33 930	70	0,33	0,70	0,393	40
	100	21,1	1 350 931	135 093 063	33 930	70	0,33	0,70	0,391	40
AC-WMS 16 20/30	60	21,5	12 164 655	1 216 465 546	33 955	45	0,30	0,70	0,393	40
	100	21,1	13 694 998	1 369 499 796	33 955	45	0,30	0,70	0,391	40
AC-WMS 16 MG	60	21,5	7 762 209	776 220 868	27 935	65	0,28	0,65	0,393	40
	100	21,1	8 783 851	878 385 096	27 935	65	0,28	0,65	0,391	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	21,5	1 023 086	102 308 649	34 965	35	0,31	0,50	0,393	40
	100	21,1	1 166 144	116 614 390	34 965	35	0,31	0,50	0,391	40
Podbudowa asfaltowa										
AC 22P 35/50 (PL1)	140	20,8	13 882 191	1 388 219 078	36 930	70	0,31	0,60	0,389	40
	180	20,4	15 327 729	1 532 772 911	36 930	70	0,31	0,60	0,387	40
	220	20,0	16 919 207	1 691 920 670	36 930	70	0,31	0,60	0,385	40
	255	19,7	18 442 632	1 844 263 249	36 930	70	0,31	0,60	0,383	30
	285	19,4	19 853 869	1 985 386 940	36 930	70	0,31	0,60	0,381	30
AC 22P 35/50 (PL2)	140	20,8	18 086	1 808 620	21 445	55	0,41	0,45	0,389	40
	180	20,4	22 491	2 249 105	21 445	55	0,41	0,45	0,387	40
	220	20,0	27 969	2 796 868	21 445	55	0,41	0,45	0,385	40
	255	19,7	33 846	3 384 554	21 445	55	0,41	0,45	0,383	30
	285	19,4	39 856	3 985 641	21 445	55	0,41	0,45	0,381	30
AC 22P 35/50 (D)	140	20,8	72 933	7 293 331	21 023	77	0,41	0,45	0,389	40
	180	20,4	101 490	10 148 992	21 023	77	0,41	0,45	0,387	40
	220	20,0	142 644	14 264 433	21 023	77	0,41	0,45	0,385	40
	255	19,7	193 715	19 371 487	21 023	77	0,41	0,45	0,383	30
	285	19,4	253 353	25 335 292	21 023	77	0,41	0,45	0,381	30
AC 22P 50/70 (PL2)	140	20,8	14 350	1 435 040	21 953	47	0,40	0,80	0,389	40
	180	20,4	17 976	1 797 607	21 953	47	0,40	0,80	0,387	40
	220	20,0	22 518	2 251 779	21 953	47	0,40	0,80	0,385	40
	255	19,7	27 424	2 742 381	21 953	47	0,40	0,80	0,383	30
	285	19,4	32 471	3 247 140	21 953	47	0,40	0,80	0,381	30
AC 22P 50/70 (D)	140	20,8	6 727	672 739	33 942	58	0,41	0,41	0,389	40
	180	20,4	8 088	808 824	33 942	58	0,41	0,41	0,387	40
	220	20,0	9 724	972 437	33 942	58	0,41	0,41	0,385	40
	255	19,7	11 425	1 142 531	33 942	58	0,41	0,41	0,383	30
	285	19,4	13 118	1 311 818	33 942	58	0,41	0,41	0,381	30
AC-WMS 16 20/30	140	20,8	2 560 121	256 012 133	33 955	45	0,30	0,70	0,389	40
	180	20,4	3 433 976	343 397 559	33 955	45	0,30	0,70	0,387	40
	220	20,0	4 606 105	460 610 526	33 955	45	0,30	0,70	0,385	40
	255	19,7	5 955 640	595 563 990	33 955	45	0,30	0,70	0,383	30
	285	19,4	7 423 025	742 302 498	33 955	45	0,30	0,70	0,381	30
AC-WMS 16 MG	140	20,8	1 526 575	152 657 539	27 935	65	0,28	0,65	0,389	40
	180	20,4	2 073 958	207 395 812	27 935	65	0,28	0,65	0,387	40
	220	20,0	2 817 615	281 761 538	27 935	65	0,28	0,65	0,385	40
	255	19,7	3 684 073	368 407 294	27 935	65	0,28	0,65	0,383	30
	285	19,4	4 635 958	463 595 824	27 935	65	0,28	0,65	0,381	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	20,8	178 401	17 840 144	34 965	35	0,31	0,50	0,389	40
	180	20,4	248 817	24 881 740	34 965	35	0,31	0,50	0,387	40
	220	20,0	346 450	34 645 010	34 965	35	0,31	0,50	0,385	40
	255	19,7	462 209	46 220 860	34 965	35	0,31	0,50	0,383	30
	285	19,4	591 166	59 116 645	34 965	35	0,31	0,50	0,381	30

Tablica Z7.3. Parametry modelu Hueta-Sayegha warstw asfaltowych dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 30^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 30 deg. C							
			ηa [MPa.s]	ηb [MPa.s]	Ea [MPa]	Eb [MPa]	ka [-]	kb [-]	Współczynnik Poissona ν [-]	Grubość warstwy h [mm]
Warstwa ścierna										
SMA 8 45/80-55	20	29,4	12 165	1 216 532	20 041	59	0,35	0,70	0,433	40
Warstwa wiążąca										
AC 16W 35/50	60	28,2	185 061	18 506 127	33 930	70	0,33	0,70	0,427	40
	100	27,3	238 154	23 815 387	33 930	70	0,33	0,70	0,423	40
AC-WMS 16 20/30	60	28,2	1 422 942	142 294 213	33 955	45	0,30	0,70	0,427	40
	100	27,3	1 908 639	190 863 944	33 955	45	0,30	0,70	0,423	40
AC-WMS 16 MG	60	28,2	827 094	82 709 387	27 935	65	0,28	0,65	0,427	40
	100	27,3	1 123 664	112 366 416	27 935	65	0,28	0,65	0,423	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	28,2	91 257	9 125 701	34 965	35	0,31	0,50	0,427	40
	100	27,3	127 701	12 770 077	34 965	35	0,31	0,50	0,423	40
Podbudowa asfaltowa										
AC 22P 35/50 (PL1)	140	26,3	2 993 783	299 378 257	36 930	70	0,31	0,60	0,419	40
	180	25,4	3 863 991	386 399 131	36 930	70	0,31	0,60	0,414	40
	220	24,5	4 978 856	497 885 621	36 930	70	0,31	0,60	0,410	40
	255	23,7	6 206 814	620 681 380	36 930	70	0,31	0,60	0,406	30
	285	23,0	7 490 151	749 015 132	36 930	70	0,31	0,60	0,402	30
AC 22P 35/50 (PL2)	140	26,3	18 086	1 808 620	21 445	55	0,41	0,45	0,419	40
	180	25,4	22 491	2 249 105	21 445	55	0,41	0,45	0,414	40
	220	24,5	27 969	2 796 868	21 445	55	0,41	0,45	0,410	40
	255	23,7	33 846	3 384 554	21 445	55	0,41	0,45	0,406	30
	285	23,0	39 856	3 985 641	21 445	55	0,41	0,45	0,402	30
AC 22P 35/50 (D)	140	26,3	72 933	7 293 331	21 023	77	0,41	0,45	0,419	40
	180	25,4	101 490	10 148 992	21 023	77	0,41	0,45	0,414	40
	220	24,5	142 644	14 264 433	21 023	77	0,41	0,45	0,410	40
	255	23,7	193 715	19 371 487	21 023	77	0,41	0,45	0,406	30
	285	23,0	253 353	25 335 292	21 023	77	0,41	0,45	0,402	30
AC 22P 50/70 (PL2)	140	26,3	14 350	1 435 040	21 953	47	0,40	0,80	0,419	40
	180	25,4	17 976	1 797 607	21 953	47	0,40	0,80	0,414	40
	220	24,5	22 518	2 251 779	21 953	47	0,40	0,80	0,410	40
	255	23,7	27 424	2 742 381	21 953	47	0,40	0,80	0,406	30
	285	23,0	32 471	3 247 140	21 953	47	0,40	0,80	0,402	30
AC 22P 50/70 (D)	140	26,3	6 727	672 739	33 942	58	0,41	0,41	0,419	40
	180	25,4	8 088	808 824	33 942	58	0,41	0,41	0,414	40
	220	24,5	9 724	972 437	33 942	58	0,41	0,41	0,410	40
	255	23,7	11 425	1 142 531	33 942	58	0,41	0,41	0,406	30
	285	23,0	13 118	1 311 818	33 942	58	0,41	0,41	0,402	30
AC-WMS 16 20/30	140	26,3	2 560 121	256 012 133	33 955	45	0,30	0,70	0,419	40
	180	25,4	3 433 976	343 397 559	33 955	45	0,30	0,70	0,414	40
	220	24,5	4 606 105	460 610 526	33 955	45	0,30	0,70	0,410	40
	255	23,7	5 955 640	595 563 990	33 955	45	0,30	0,70	0,406	30
	285	23,0	7 423 025	742 302 498	33 955	45	0,30	0,70	0,402	30
AC-WMS 16 MG	140	26,3	1 526 575	152 657 539	27 935	65	0,28	0,65	0,419	40
	180	25,4	2 073 958	207 395 812	27 935	65	0,28	0,65	0,414	40
	220	24,5	2 817 615	281 761 538	27 935	65	0,28	0,65	0,410	40
	255	23,7	3 684 073	368 407 294	27 935	65	0,28	0,65	0,406	30
	285	23,0	4 635 958	463 595 824	27 935	65	0,28	0,65	0,402	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	26,3	178 401	17 840 144	34 965	35	0,31	0,50	0,419	40
	180	25,4	248 817	24 881 740	34 965	35	0,31	0,50	0,414	40
	220	24,5	346 450	34 645 010	34 965	35	0,31	0,50	0,410	40
	255	23,7	462 209	46 220 860	34 965	35	0,31	0,50	0,406	30
	285	23,0	591 166	59 116 645	34 965	35	0,31	0,50	0,402	30

Tablica Z7.4. Parametry modelu Hueta-Sayegha warstw asfaltowych dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 40^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 40 deg. C							
			ηa [MPa.s]	ηb [MPa.s]	Ea [MPa]	Eb [MPa]	ka [-]	kb [-]	Współczynnik Poissona ν [-]	Grubość warstwy h [mm]
Warstwa ścierna										
SMA 8 45/80-55	20	37,8	1 418	141 778	20 041	59	0,35	0,70	0,465	40
Warstwa wiążąca										
AC 16W 35/50	60	34,3	35 444	3 544 442	33 930	70	0,33	0,70	0,453	40
	100	33,5	43 601	4 360 099	33 930	70	0,33	0,70	0,450	40
AC-WMS 16 20/30	60	34,3	197 547	19 754 728	33 955	45	0,30	0,70	0,453	40
	100	33,5	254 277	25 427 743	33 955	45	0,30	0,70	0,450	40
AC-WMS 16 MG	60	34,3	105 379	10 537 930	27 935	65	0,28	0,65	0,453	40
	100	33,5	137 138	13 713 834	27 935	65	0,28	0,65	0,450	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	34,3	9 127	912 722	34 965	35	0,31	0,50	0,453	40
	100	33,5	12 303	1 230 280	34 965	35	0,31	0,50	0,450	40
Podbudowa asfaltowa										
AC 22P 35/50 (PL1)	140	32,7	478 378	47 837 758	36 930	70	0,31	0,60	0,447	40
	180	32,0	601 765	60 176 544	36 930	70	0,31	0,60	0,444	40
	220	31,2	756 049	75 604 872	36 930	70	0,31	0,60	0,440	40
	255	30,5	922 240	92 224 021	36 930	70	0,31	0,60	0,438	30
	285	29,9	1 092 660	109 266 048	36 930	70	0,31	0,60	0,435	30
AC 22P 35/50 (PL2)	140	32,7	3 929	392 913	21 445	55	0,41	0,45	0,447	40
	180	32,0	4 739	473 884	21 445	55	0,41	0,45	0,444	40
	220	31,2	5 715	571 543	21 445	55	0,41	0,45	0,440	40
	255	30,5	6 734	673 369	21 445	55	0,41	0,45	0,438	30
	285	29,9	7 750	774 971	21 445	55	0,41	0,45	0,435	30
AC 22P 35/50 (D)	140	32,7	9 535	953 523	21 023	77	0,41	0,45	0,447	40
	180	32,0	11 921	1 192 137	21 023	77	0,41	0,45	0,444	40
	220	31,2	15 015	1 501 498	21 023	77	0,41	0,45	0,440	40
	255	30,5	18 485	1 848 528	21 023	77	0,41	0,45	0,438	30
	285	29,9	22 191	2 219 112	21 023	77	0,41	0,45	0,435	30
AC 22P 50/70 (PL2)	140	32,7	2 962	296 223	21 953	47	0,40	0,80	0,447	40
	180	32,0	3 595	359 516	21 953	47	0,40	0,80	0,444	40
	220	31,2	4 363	436 334	21 953	47	0,40	0,80	0,440	40
	255	30,5	5 169	516 900	21 953	47	0,40	0,80	0,438	30
	285	29,9	5 977	597 698	21 953	47	0,40	0,80	0,435	30
AC 22P 50/70 (D)	140	32,7	1 851	185 116	33 942	58	0,41	0,41	0,447	40
	180	32,0	2 169	216 881	33 942	58	0,41	0,41	0,444	40
	220	31,2	2 541	254 097	33 942	58	0,41	0,41	0,440	40
	255	30,5	2 919	291 864	33 942	58	0,41	0,41	0,438	30
	285	29,9	3 287	328 674	33 942	58	0,41	0,41	0,435	30
AC-WMS 16 20/30	140	32,7	327 299	32 729 894	33 955	45	0,30	0,70	0,447	40
	180	32,0	421 290	42 129 021	33 955	45	0,30	0,70	0,444	40
	220	31,2	542 273	54 227 320	33 955	45	0,30	0,70	0,440	40
	255	30,5	676 317	67 631 702	33 955	45	0,30	0,70	0,438	30
	285	29,9	817 293	81 729 322	33 955	45	0,30	0,70	0,435	30
AC-WMS 16 MG	140	32,7	178 469	17 846 887	27 935	65	0,28	0,65	0,447	40
	180	32,0	232 256	23 225 553	27 935	65	0,28	0,65	0,444	40
	220	31,2	302 252	30 225 233	27 935	65	0,28	0,65	0,440	40
	255	30,5	380 604	38 060 352	27 935	65	0,28	0,65	0,438	30
	285	29,9	463 741	46 374 100	27 935	65	0,28	0,65	0,435	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	32,7	16 563	1 656 287	34 965	35	0,31	0,50	0,447	40
	180	32,0	22 271	2 227 068	34 965	35	0,31	0,50	0,444	40
	220	31,2	29 909	2 990 869	34 965	35	0,31	0,50	0,440	40
	255	30,5	38 674	3 867 367	34 965	35	0,31	0,50	0,438	30
	285	29,9	48 168	4 816 845	34 965	35	0,31	0,50	0,435	30

Tablica Z7.5. Parametry modelu Hueta-Sayegha warstw asfaltowych
dla temperatury na powierzchni jezdni $T(z=0) = 50^{\circ}\text{C}$

Materiał	Głębokość z [mm]	Temperatura warstwy T(z) [deg. C]	T = 50 deg. C							
			ηa [MPa.s]	ηb [MPa.s]	Ea [MPa]	Eb [MPa]	ka [-]	kb [-]	Współczynnik Poissona ν [-]	Grubość warstwy h [mm]
Warstwa ściernalna										
SMA 8 45/80-55	20	46,3	216	21 615	20 041	59	0,35	0,70	0,488	40
Warstwa wiążąca										
AC 16W 35/50	60	40,5	7 246	724 567	33 930	70	0,33	0,70	0,473	40
	100	39,2	10 049	1 004 869	33 930	70	0,33	0,70	0,469	40
AC-WMS 16 20/30	60	40,5	27 075	2 707 454	33 955	45	0,30	0,70	0,473	40
	100	39,2	41 096	4 109 580	33 955	45	0,30	0,70	0,469	40
AC-WMS 16 MG	60	40,5	13 247	1 324 704	27 935	65	0,28	0,65	0,473	40
	100	39,2	20 476	2 047 552	27 935	65	0,28	0,65	0,469	40
AC-WMS 16 25/55-60	60	40,5	834	83 350	34 965	35	0,31	0,50	0,473	40
	100	39,2	1 386	138 648	34 965	35	0,31	0,50	0,469	40
Podbudowa asfaltowa										
AC 22P 35/50 (PL1)	140	37,9	102 833	10 283 282	36 930	70	0,31	0,60	0,465	40
	180	36,6	152 187	15 218 674	36 930	70	0,31	0,60	0,461	40
	220	35,3	224 472	22 447 240	36 930	70	0,31	0,60	0,456	40
	255	34,2	314 524	31 452 422	36 930	70	0,31	0,60	0,452	30
	285	33,2	419 111	41 911 085	36 930	70	0,31	0,60	0,449	30
AC 22P 35/50 (PL2)	140	37,9	1 148	114 803	21 445	55	0,41	0,45	0,465	40
	180	36,6	1 565	156 485	21 445	55	0,41	0,45	0,461	40
	220	35,3	2 133	213 301	21 445	55	0,41	0,45	0,456	40
	255	34,2	2 797	279 703	21 445	55	0,41	0,45	0,452	30
	285	33,2	3 528	352 848	21 445	55	0,41	0,45	0,449	30
AC 22P 35/50 (D)	140	37,9	2 642	264 243	21 023	77	0,41	0,45	0,465	40
	180	36,6	3 542	354 243	21 023	77	0,41	0,45	0,461	40
	220	35,3	4 846	484 566	21 023	77	0,41	0,45	0,456	40
	255	34,2	6 480	648 004	21 023	77	0,41	0,45	0,452	30
	285	33,2	8 416	841 598	21 023	77	0,41	0,45	0,449	30
AC 22P 50/70 (PL2)	140	37,9	831	83 059	21 953	47	0,40	0,80	0,465	40
	180	36,6	1 144	114 396	21 953	47	0,40	0,80	0,461	40
	220	35,3	1 576	157 556	21 953	47	0,40	0,80	0,456	40
	255	34,2	2 085	208 487	21 953	47	0,40	0,80	0,452	30
	285	33,2	2 651	265 061	21 953	47	0,40	0,80	0,449	30
AC 22P 50/70 (D)	140	37,9	654	65 437	33 942	58	0,41	0,41	0,465	40
	180	36,6	850	85 019	33 942	58	0,41	0,41	0,461	40
	220	35,3	1 105	110 462	33 942	58	0,41	0,41	0,456	40
	255	34,2	1 389	138 898	33 942	58	0,41	0,41	0,452	30
	285	33,2	1 690	169 031	33 942	58	0,41	0,41	0,449	30
AC-WMS 16 20/30	140	37,9	62 378	6 237 833	33 955	45	0,30	0,70	0,465	40
	180	36,6	94 683	9 468 257	33 955	45	0,30	0,70	0,461	40
	220	35,3	143 716	14 371 640	33 955	45	0,30	0,70	0,456	40
	255	34,2	207 056	20 705 613	33 955	45	0,30	0,70	0,452	30
	285	33,2	283 149	28 314 919	33 955	45	0,30	0,70	0,449	30
AC-WMS 16 MG	140	37,9	31 648	3 164 836	27 935	65	0,28	0,65	0,465	40
	180	36,6	48 918	4 891 784	27 935	65	0,28	0,65	0,461	40
	220	35,3	75 611	7 561 073	27 935	65	0,28	0,65	0,456	40
	255	34,2	110 678	11 067 768	27 935	65	0,28	0,65	0,452	30
	285	33,2	153 425	15 342 536	27 935	65	0,28	0,65	0,449	30
AC-WMS 16 25/55-60	140	37,9	2 299	229 857	34 965	35	0,31	0,50	0,465	40
	180	36,6	3 798	379 791	34 965	35	0,31	0,50	0,461	40
	220	35,3	6 254	625 422	34 965	35	0,31	0,50	0,456	40
	255	34,2	9 650	964 997	34 965	35	0,31	0,50	0,452	30
	285	33,2	13 966	1 396 632	34 965	35	0,31	0,50	0,449	30