Wykorzystanie kruszyw węglanowych w drogownictwie

Marek Iwański

Stowarzyszenie
Przemysłu
Wapienniczego
www.wapno-info.pl

Wykorzystanie kruszyw węglanowych w drogownictwie

Marek Iwański

Spis treści

Wykorzystanie kruszyw węglanowych w drogownictwie

1. Geneza powstania kruszywa węglanowego 6
1.1. Skład mineralogiczny skał węglanowych 6
1.2. Pochodzenie geologiczne skał wapiennych 11
1.3. Charakterystyka form geologicznych skał wapiennych 16

2. Właściwości kruszywa węglanowego 20
2.1. Wpływ kruszywa węglanowego na odporność mieszanki mineralno-asfaltowej na oddziaływanie wody i mrozu 20
2.1.1. Ogólna charakterystyka zjawiska adhezji 21
2.1.2. Rola rodzaju kruszywa w procesie kształtowania adhezji 25
2.1.3. Wpływ tekstury, porowatości i zapylenia kruszywa na adhezję z asfaltem 28
2.1.4. Wpływ wody na przyczepność asfaltu do kruszywa 30
2.2. Formowanie warstewki asfaltowej na powierzchni ziaren kruszywa 34
2.3. Adsorpcja asfaltu przez kruszywo 37
2.3.1. Wstępne badania laboratoryjne betonu asfaltowego 38
2.3.2. Badania betonu asfaltowego – II etap w 2004 roku 44

3. Zastosowanie wapna w stabilizacji gruntów 51
3.1. Charakterystyka wapna jako wyrobu wypalanego z kamienia wapiennego 51
3.2. Wykorzystanie wapna do uzdatniania gruntów 57
3.3. Badania wpływu wapna na uzdatnianie gruntów nawodnionych 62
3.3.1. Rozpoznanie rodzaju gruntu 62
3.3.2. Charakterystyka stosowanych w badaniach spoiw 63
3.3.3. Badania normowe gruntu stabilizowanego zgodnie z PN-S-96011 64
3.3.4. Badania wpływu rodzaju spoiwa na właściwości osuszające grunt 81

4. Charakterystyka wypełniacza mineralnego 92
4.1. Wypełniacz mineralny – kruszywo wypełniające 92
4.2. Wypełniacz mieszany 95
4.3. Badania wpływu wapna hydratyzowanego na właściwości eksploatacyjne warstwy ścieralnej wykonanej z mieszanki SMA 98
4.3.1. Założenia projektowe 98
4.3.2. Program badań 100
4.3.3. Projekt mieszanki mineralnej 101
4.3.4. Badanie wpływu wapna hydratyzowanego na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego 102
4.3.5. Właściwości mieszanki SMA modyfikowanej wapnem hydratyzowanym 108
4.3.6. Monitoring stanu powierzchniowego nawierzchni SMA 112
4.3.7. Monitoring parametrów eksploatacyjnych nawierzchni SMA 114
4.3.8. Ocena właściwości materiałowych nawierzchni SMA 117

5. Charakterystyka kruszywa węglanowego 127
5.1. Historia wykorzystania kruszywa węglanowego w drogownictwie 127
5.2. Produkcja kruszywa wapiennego 141
5.3. Właściwości produkowanego kruszywa 149
5.4. Zastosowanie kruszywa węglanowego do betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS 156
5.4.1. Projekt betonu asfaltowego o wysokim module sztywności 156
5.4.2. Odporność na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego AC WMS 160
5.4.3. Wpływ starzenia na właściwości betonu asfaltowego AC WMS 163
5.5. Przykłady zastosowania kruszywa wapiennego do betonu asfaltowego AC WMS 165

6. Bibliografia 169

1. Geneza powstania kruszywa węglanowego

1.1. Skład mineralogiczny skał węglanowych

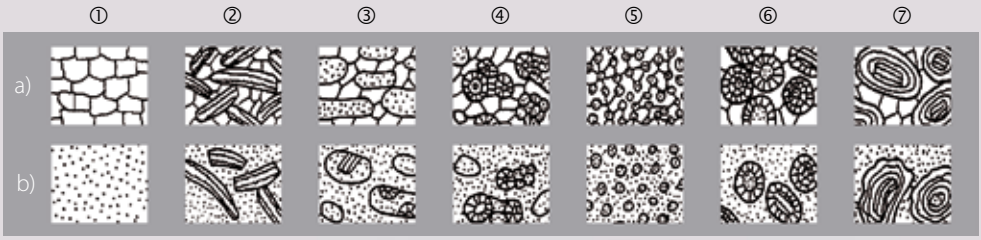
Skały osadowe powstały przez osadzanie się rozdrobnionych szczątków skał, produktów wytworzonych przez organizmy lub wydzielonych z roztworów wodnych. W zależności od sposobu powstania, skały tego rodzaju dzieli się na trzy rodzaje ze względu na pochodzenie: mechaniczne, organiczne i chemiczne.

Skały osadowe pochodzenia organicznego są w pierwszych stadiach powstawania skałami luźnymi. Dopiero później następuje ich zespolenie i stwardnienie w wyniku oddziaływania takich czynników jak: ciśnienie warstw wyżej leżących wywierane na skały głębiej położone, krystalizacja spoiwa z roztworów krążących w skale luźnej i twardnienie koloidów. I to właśnie te czynniki decydują o właściwościach skały, a później pozyskiwanego z niej kruszywa [34].

Wśród skał osadowych pochodzenia organicznego wyróżnia się skały luźne (muły wapienne, muły krzemionkowe) oraz skały zwarte (wapienie, margle, dolomity, kreda, rogowce, krzemienie). Wapienie, dolomity pierwotne, margle, opoki, które wskutek intensywnych ruchów tektonicznych i związanych z tym zaburzeń, wzrostu temperatury i ciśnienia w pierwotnych warstwach osadów, mogły ulegać dalszemu przeobrażaniu, tworząc skały metamorficzne (marmury) lub metasomatyczne (wtórne dolomity i magnezyty).

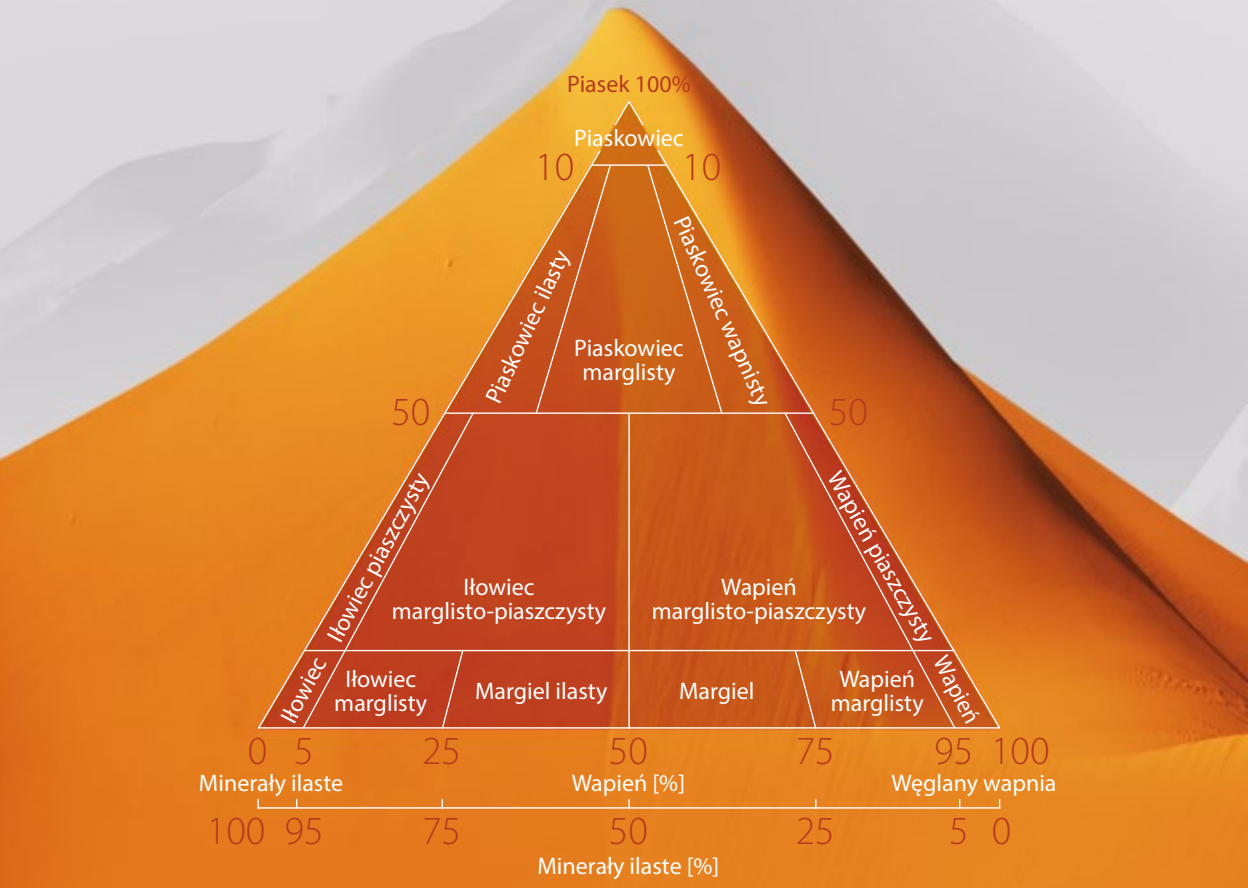
Skały osadowe pochodzenia organicznego powstają przez nagromadzenie się w oceanach szczątków pochodzenia zwierzęcego lub organicznego. Należy zaznaczyć, że i obecnie tworzą się skały luźne tego rodzaju, do których można zaliczyć muły wapienne, złożone ze skorupek otwornic jednokomórkowych oraz muły krzemionkowe, składające się ze szkieletów okrzemek i radioli. Natomiast przez miliony lat w długim okresie geologicznym w wyniku oddziaływania nagromadzonych warstw oraz ciężaru słupa wody muły tego rodzaju konsolidowały, twardniały i postawały z nich skały zwarte, najpierw wapienie i dolomity, a w drugim przypadku rogowce, krzemienie i inne skały krzemionkowe.

Głównymi składnikami mineralnymi skał osadowych organicznych są węglany występujące w postaci: kalcyt (węglan wapnia) $CaCO_3$, magnezyt $MgCO_3$, syderyt $FeCO_3$ lub węglan podwójny dolomit ($CaCO_3MgCO_3$). Największe jednak znaczenie jako minerały skałotwórcze mają kalcyt i dolomit, które wpływają na właściwości fizyko-mechaniczne skały. Skały te powstały na powierzchni ziemi jako skały osadowe z produktów wietrzenia innych skał budujących litosferę oraz ze szczątków organizmów zwierzęcych i roślinnych, a także z różnych soli strąconych w zbiornikach wodnych. Wyróżnia się między innymi wapienie sparytowe o ziarnach większych niż 0,01 mm i budowie krystalicznej oraz mikrytowe o bardzo drobnych ziarnach od 0,004 mm, które makroskopowo wyglądają jako jednorodne i dopiero pod mikroskopem można wykryć agregaty węglanów lub rozkruszone szczątki organiczne (Rys. 1.1).



Rys. 1.1. Klasyfikacja wapieni: a) wapienie sparytowe, b) wapienie mikrytowe; ① sparyt, mikryt, ② wapienie organogeniczne, ③ wapienie detrytyczne, ④ wapienie grudkowe, ⑤ wapienie gruzełkowe, ⑥ wapienie oolitowe, ⑦ wapienie onkolitowe [62]

Stałymi domieszkami w skałach węglanowych są minerały ilaste i minerały krzemionkowe. Zależnie od zawartości węglanów i domieszek ilasto-piaszczystych występują w przyrodzie skały mieszane, stanowiące ogniwo przejściowe między skałami węglanowymi, skałami ilastymi oraz piaszczystymi (Rys. 1.2).



Rys.1.2. Trójkąt klasyfikacyjny skał węglanowych - osadowych wg Czermińskiego [34]

Skały osadowe węglanowe charakteryzują się różną zawartością minerałów, które decydują o ich właściwościach, a tym samym i przydatności do celów drogowych (Tablica 1.1).

Skały węglanowe	Zawartość minerałów [%]		
	$CaCO_3$	$CaMg(CaCO_3)_2$	Ilaste
Wapienie i kredy	> 90	< 10	< 10
Wapienie magnezowe	> 50	< 15 ($MgCO_3$)	< 10
Wapienie dolomityczne	≥ 50	10 - 50	< 10
Dolomity (dolomity margliste)	0 - 10 (10 - 33 mol)	90 - 100 (67 - 90 mol)	0 (< 33 mol)
Margle (dolomityczne)	< 50	(33 - 67 mol)	> 50

Tablica 1.1. Zawartość minerałów w skałach węglanowych [34]

Wapienie są podstawowymi skałami węglanowymi wykorzystywanymi w drogownictwie. Zawierają one głównie węglan wapnia $CaCO_3$. Przy czym często jest to jedyny składnik tego rodzaju skał. W związku z tym, ich cechą charakterystyczną jest niewielka twardość, 3 w skali Mohsa. Dodatkowo łatwo jest rozpoznać wapienie w wyniku oddziaływania na nie kwasem solnym a nawet octowym, który intensywne burzy się na powierzchni tego rodzaju skał. Skały wapienne w zależności od okresu geologicznego, w którym powstały, charakteryzują się wytrzymałością na ściskanie w przedziale od 10 do 180 MPa.

Skały wapienne mogą występować w następujących odmianach:

- wapień zbity, charakteryzujący się jednolitą masą bez widocznego uziarnienia o kolorze białym, szarym lub żółtym o przełomie muszlowym. O kolorze skały decyduje obecność różnego rodzaju dodatków. Najbardziej barwiącym pierwiastkiem jest żelazo, które w zależności od stopnia utlenienia, może powodować dużą różnorodność zabarwień, od koloru żółtego do czerwonobrunatnego. Zabarwienie dają także związki chromu, tytanu, miedzi i niklu. Występują też odmiany wapieni o kolorze ciemnym jednak wówczas, kiedy skała zabarwiona jest mieszaniną substancji mineralnych (Fot. 1.1),

Fot.1.1. Kruszywo wapienne pozyskane ze skał o barwie: a) żółtej, b) szarej, c) ciemnej (Fot. M. Iwański)

- wapień skalisty, który swoim wyglądem zbliżony jest do wapienia żółtego, lecz charakteryzuje się znacznie większą wytrzymałością na ściskanie w wyniku nasycenia skały krzemionką. Czasem tego rodzaje wapienie charakteryzują się oryginalnym zabarwieniem i wzorzystością. Dlatego też potocznie nazywane są marmurami, chociaż oczywiście nie zaliczane są do tej grupy skał,
- wapień bitumiczny czarny, który zawiera różne rodzaje substancji organicznych o właściwościach asfaltu. Potarta skała wydziela charakterystyczny zapach asfaltu. Niestety tego rodzaju skały praktycznie nie występują na terytorium naszego kraju.

Podstawowym kryterium klasyfikacji skał wapiennych jest zawartość węglanu wapnia $CaCO_3$. Można wyróżnić następujące rodzaje wapieni:

– wapień 95 - 100% $CaCO_3$,
– wapień marglisty 67 - 95% $CaCO_3$,
– margiel 33 - 67% $CaCO_3$,
– ił marglisty 10 - 33% $CaCO_3$,
– ił 0 - 10% $CaCO_3$.

Wraz ze zmniejszaniem się zawartości węglanu wapnia skały stają się coraz bardziej miękkie. Tym samym maleje ich przydatność w budownictwie drogowym, a zwłaszcza do wykonawstwa materiałów warstw konstrukcyjnych nawierzchni. Znajdują one przede wszystkim zastosowanie do budowy nasypów.

Istotnym czynnikiem wpływającym na właściwości skał wapiennych jest okres geologiczny, w którym one się formowały. Wapienie jurajskie jako młodsze zaliczane są do skał miękkich, a wapienie wykształcone w dewonie do skał bardziej twardych, znacznie bardziej wytrzymałych na ściskanie.

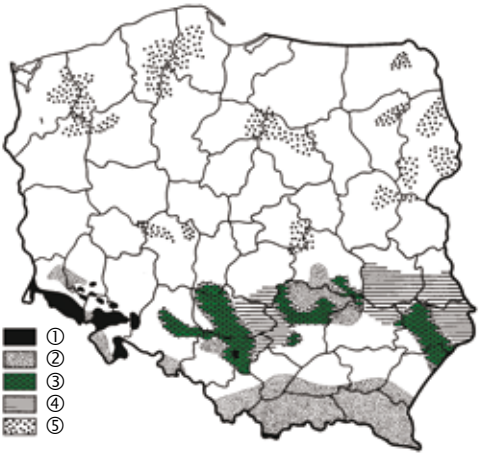
W przypadku, kiedy oprócz węglanu wapnia w skale występuje również węglan magnezu, tworzy się dolomit. Jest to skała charakteryzująca się twardością około 4 wg Mohsa, o gęstości w przedziale od 2,6 do 2,9 Mg/m^3 i wytrzymałości na ściskanie od 80 do 180 MPa. Jest to więc materiał skalny bardziej twardy niż wapienie. Dolomity są na ogół skałami uwarstwionymi o barwie białej lub żółtej, a czasami również brunatnej.

Rozróżnienie skały wapiennej od dolomitowej można przeprowadzić w następujący sposób: wapień reaguje z rozcieńczonym kwasem solnym lub octowym na zimno; w przypadku dolomitu kwas burzy się gwałtownie dopiero pod wpływem działania na ogrzany kamień. W ten sposób można łatwo odróżnić wapień dolomityczny o ciemnej barwie czy też dolomit ciemny od bazaltu, który nie reaguje z tymi kwasami.

W zależności od zawartości węglanu wapnia i magnezu skała dolomitowa nosi nazwę [27]:

– dolomit 5 - 10% $CaCO_3 + MgCO_3$,
– dolomit wapnisty 10 - 25% $CaCO_3 + MgCO_3$,
– dolomit wapienny 25 - 50% $CaCO_3 + MgCO_3$,
– wapień dolomitowy 50 - 75% $CaCO_3 + MgCO_3$,
– wapień dolomityczny 75 - 95% $CaCO_3 + MgCO_3$.

Wapienie i dolomity są skałami, które wstępują przede wszystkim w Górach Świętokrzyskich, na obszarze śląsko-krakowskim, w paśmie krakowsko-wieluńskim, w Karpatach oraz na Dolnym Śląsku (Rys. 1.3) [27, 33, 34]. Lokalne niewielkie złoża występują również na terenie Pomorza i Wielkopolski.



Rys. 1.3. Rozmieszczenie materiałów kamiennych na terenie Polski: ① skały magmowe, ② piaskowce, ③ wapienie, ④ margle, ⑤ głazy narzutowe [67]

Kruszywa z dewońskich dolomitów i wapieni płytkowodnych charakteryzują się znacznie gorszymi właściwościami budowlanymi niż z dewońskich dolomitów i wapieni głębokomorskich.

Przydatność do robót drogowych kruszyw z „młodszych" skał węglanowych (np. karbońskich, permskich, triasowych, jurajskich) jest ograniczona, ale ze względów ekonomicznych były i są one stosowane wielu krajach świata, w tym i w Polsce.

1.2. Pochodzenie geologiczne skał wapiennych (*)

Występujące na terenie Polski wapienie są zróżnicowane pod względem wieku – epoki geologicznej, w której powstawały. Praktycznie w każdej epoce kształtowały się ich złoża [33, 34].

Już w okresie prekambryjskim powstał masyw Sudetów, który pod wpływem alpejskich ruchów górotwórczych ulegał pękaniu, wypiętrzaniu, a skały ulegały kolejnym przeobrażeniom. Powstała wówczas jedna z najszlachetniejszych skał, ceniona jako kamień budowlany – marmury metamorficzne (właściwe), których wiek ocenia się na ponad 500 mln lat.

(*) Uwaga od wydawcy: w rozdziale 1.2. wapienie są opisywane zarówno pod kątem zawartości węglanów (wapnia $CaCO_3$ oraz magnezu $MgCO_3$) jak i tlenków (wapnia CaO i magnezu MgO). Należy pamietać, że węglany wapnia i magnezu są minerałami tworzącymi skałę, natomiast zawartość tlenków (wapnia lub magnezu) określa się w oparciu o analizę chemiczną. Tlenek wapnia / magnezu powstaje w wyniku wypalenia skały wapiennej / dolomitu.

W dolnym kambrze powstały wapienie, które występują w rejonie Wojcieszowa i Jeleniej Góry. Są one na ogół czyste i krystaliczne. Złoża ich przeważnie występują w postaci mniejszych lub większych soczewek. Najprawdopodobniej są to wapienie rafowe, które zawierają nawet do 97,5% $CaCO_3$. W tym okresie powstały również dolomity, które charakteryzują się zawartością MgO w zakresie od 19 do 21%. Skały powstałe w tym okresie eksploatowane są do dnia dzisiejszego.

Kolejnym okresem, w którym powstały złoża skał osadowych węglanowych jest środkowy i górny dewon. Mają one istotne znaczenie ze względu na możliwości ich eksploatacji, ponieważ miąższość złóż wynosi nawet do 2000 m. Stanowią je wapienie, wapienie margliste, margle i dolomity, które przede wszystkim dostępne są powierzchniowo w Górach Świętokrzyskich i na obszarze śląsko-krakowskim. W Górach Świętokrzyskich wapienie dewońskie są na ogół średnioziarniste jasnoszare lub szare z wtrąceniami białego lub różowego kalcytu. Zajmują one obszar o długości około 80 km i szerokości od 10 do 30 km, który rozciąga się od Miedzianki na zachodzie aż po Lipnik na wschodzie. Tego rodzaju skała jest bardzo dobrym materiałem do produkcji kruszywa stosowanego do wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej. Obecnie jest to największy rejon eksploatacji złóż skał wapiennych w kraju [33].

Wśród skał węglanowych zalegających w Górach Świętokrzyskich dolomity powstały przede wszystkim w dewonie oraz w triasie. Z punktu widzenia gospodarczego znaczenie mają dolomity dewońskie, które powstały w eiflu oraz dolnej części żywetu. Dolomity powstałe w eiflu charakteryzują się niższymi właściwościami mechanicznymi, ponieważ są to najczęściej dolomity margliste o zróżnicowanym profilu i z cienkimi przewarstwieniami łupków ilastych. Natomiast dolomity żywetu są bardziej czyste i krystaliczne [33, 62].

	Zawartość związku w dolomicie dewońskim [%]						
Złoże	MgO	CaO	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	Straty prażenia	Zn ①
Chełmce	19	30	3,32	0,36	1,37	45,4	1
Brzeziny	17	32,4	2,04	0,23	0,63	45,4	1
Tarczek	20	28,7	2,04	0,61	0,45	45,9	–
Winna	18,8	32,6	2,19	0,71	1,14	–	–
Skałka	19,9	30,3	1,98	0,62	0,65	46	2,8

Tablica 1.2. Skład chemiczny dolomitów dewońskich; ① w skali spod spektralnej [34, 62]

	Zawartość związku w wapieniu dewońskim [%]				
Region	$CaCO_3$	$MgCO_3$	Fe_2O_3	Al_2O_3	SiO_2
Góry Świętokrzyskie	73,3 - 99,3	0,5 - 14,3	0,05 - 2,3	0,03 - 5,1	0,08 - 17,7
Dolny Śląsk (Gołogłowy)	97,9	1,05	0,6	0,2	0,2

Tablica 1.3. Skład chemiczny wapieni dewońskich [34]

Dolomity dewońskie charakteryzują się przede wszystkim szarobrunatną barwą. Struktura ich jest przeważnie drobno- i średnioziarnista, charakteryzowana ziarnami wielkości od 0,01 do 0,5 mm. Sporadycznie występują dolomity o strukturze afanitowej lub gruboziarnistej. Dolomity tego okresu geologicznego charakteryzują się bezładną strukturą. Ziarna ich mają kształty nieregularne i są wzajemnie pozazębiane. Zalicza się je do typu dolomitów zbitych. Podstawowym składnikiem skały jest minerał dolomit, oraz niewielkie ilości kalcytu, tlenku żelaza i występujące sporadycznie domieszki substancji ilastych. Dolomity powstałe w dewonie charakteryzują się zawartością $CaMg(CO_3)_2$ w ilości od 75 do 95% w związku z tym, można zaliczyć je do dolomitów wapnistych. Skład chemiczny wybranych dolomitów dewońskich zestawiono w Tablicy 1.2.

Pojedyncze płyty wapieni dewońskich występują również na Wyżynie Śląsko-Krakowskiej w rejonie Krzeszowic (Dębniki) i Siewierza. Niewielkie skupiska bardzo czystych wapieni zalegają na Dolnym Śląsku [34]. Skład chemiczny wapieni dewońskich zestawiono w Tablicy 1.3.

W karbonie utworzyły się w części grzbietu dębnickiego tzw. wapienie węglowe (Czatkowice koło Krzeszowic, Paczółtowice). Charakteryzują się zawartością CaO w granicach około 45% oraz zmienną zawartością MgO w przedziale od 0,1 do 9,8%. Nie mają one praktycznie znaczenia jako skała, z której pozyskuje się kruszywa do celów budownictwa drogowego.

Perm to okres tworzenia się pstrych zlepieńców, które powstały z otoczaków starszych wapieni spojonych barwnym spoiwem kalcytowym. Złoża ich występują przede wszystkim w Górach Świętokrzyskich. Natomiast górnopermski (cechsztyński) zlepieniec liczący około 240 mln lat, zalega na wapieniach dewońskich w Paśmie Bełchatowickim. Jest to naturalny konglomerat składający się z otoczaków i okruchów wapiennych w kolorach szarych, kremowych, różowych, czerwonych, brunatnych i wielobarwnych.

Należy zaznaczyć, że skały wapienne i margliste wieku triasowego mają największe praktyczne znaczenie na obszarze śląsko-krakowskim. Wapienie należące do środkowego triasu koncentrują się głównie na obszarze Górnego Śląska w rejonie Chrzanowa, Grodziec i Szczakowa oraz Śląska Opolskiego w okolicach Tarnowa Opolskiego, Strzelec Opolskich i Górażdży. Występują one również w mniejszych ilościach – jako lokalne złoża wapienia muszlowego – w Górach Świętokrzyskich w rejonie Skarżysko-Kamienna i okolic Chęcin oraz na Dolnym Śląsku [62]. Występujące złoża skał wapiennych zróżnicowane są w zakresie składu mineralogicznego (Tablica 1.4).

Region	Zawartość związku w wapieniu triasowym [%]				
	$CaCO_3$	$MgCO_3$	Fe_2O_3	Al_2O_3	SiO_2
Górny Śląsk	62,9 - 98,4	0,5 - 15,6	0,3 - 3,9	0,5 - 5,5	0,4 - 22,9
Śląsk Opolski	87,8 - 98,6	0,2 - 7,5	0,4 - 1,4	0,2 - 2,5	0,4 - 6,6
Dolny Śląsk	63,3 - 88,8	1,4 - 5,8	1,1 - 3,5	3,4 - 10,1	8,6 - 26,5

Tablica 1.4. Skład chemiczny wapieni triasowych [62]

Skały pochodzące z ery mezozoicznej i okresu górnej jury są wyjątkowo bogate w wapienie, którym towarzyszą margle i dolomity. Występują blisko powierzchni ziemi na

obszarze Gór Świętokrzyskich, na Wyżynie Krakowsko-Częstochowskiej, w kilku miejscach na Kujawach oraz w Pienińskim Pasie Skałkowym. Na obrzeżach północnych, zachodnich i południowych Gór Świętokrzyskich wapienie jurajskie tworzą wychodnie. Dużą zawartością CaO wyróżniają się wapienie z okolic Bukowej, Chęcin i Sulejowa nad Pilicą. Tego rodzaju skała wapienna przede wszystkim stosowana jest do produkcji mączki wapiennej (wypełniacza) wykorzystywanej przy otrzymywaniu mieszanki mineralno-asfaltowej.

Natomiast na Wyżynie Krakowsko-Częstochowskiej wapienie górnej jury odsłaniają się w licznych miejscowościach, tworząc m.in. malownicze skałki rozsiane od okolic Krakowa (np. Wawel, Zakrzówek, Pychowice, Tyniec), po okolice Częstochowy. Występuje tu kilka odmian wapieni, takich jak: wapienie płytowe, pelityczne (często margliste), wapienie grubo ławicowe z licznymi krzemieniami, wapienie skaliste, które tworzą ostańce. Jamiste wapienie zbite, żółtobrązowe typu trawertyn występują w Zalesiakach koło Działoszyna. Ze skał tego rodzaju nie pozyskuje się materiałów dla drogownictwa (kruszywo, mączka mineralna, wapno).

Natomiast na północnych Kujawach, pod cienką pokrywą utworów czwartorzędowych, występują wapienie jurajskie w okolicach Piechcin, Wapienno i Barcin. Niewielkie złoża lokalne wapieni marglistych o zawartości CaO w zakresie od 31 do 49% występują w okolicach Szczecina [34, 62]. Wapienie jurajskie mają różne własności fizyczne i różny skład chemiczny, który decyduje o ich właściwościach fizyko-mechanicznych, a tym samym przydatności w drogownictwie (Tablica 1.5).

W zakresie procentowej zawartości przede wszystkim $CaCO_3$ i $MgCO_3$ wapienie jurajskie z rejonu katowickiego podobne są do skał występujących na Kielecczyźnie. Tego rodzaju skały stanowią materiał z którego pozyskuje się kruszywa stosowane w produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej oraz warstw nośnych konstrukcji nawierzchni.

Wśród osadów wieku kredowego znaczenie praktyczne mają przede wszystkim złoża kredy. W tym okresie powstały jedynie złoża wapienia w Karpatach. Są to wapienie i margle występujące w okolicach Cieszyna o małej zawartości CaO dochodzącej do około 30%.

W okresie kredy występują również opoki na rozległych obszarach Wyżyny Lubelskiej, wzdłuż środkowego biegu Wisły i w okolicy Łodzi oraz w niecce miechowskiej. Tego rodzaju skała jest lokalnie eksploatowana dla potrzeb miejscowego budownictwa. Najbardziej znany jest tzw. wapień lekki z Kars koło Ożarowa nad Wisłą, który zawiera około 34% CaO i do 38% SiO_2. Tego rodzaju skałę można zaliczyć do margli górno kredowych, ponieważ

Region	Zawartość związku w wapieniu jurajskim [%]				
	$CaCO_3$	$MgCO_3$	Fe_2O_3	Al_2O_3	SiO_2
krakowski	80,2 - 99,1	0,3 - 1,9	0,07 - 0,8	0,1 - 2,6	0,07 - 4,3
katowicki	83,7 - 98,5	0,5 - 2,1	0,06 - 1	0,09 - 1,7	0,7 - 11,5
kielecki	84,3 - 99	0,4 - 2,7	0,3 - 1,1	0,8 - 2,4	0,2 - 6,4
szczeciński	85,2 - 87,6	1,9 - 2,3	0,9	1,7	6,7 - 8,7
bydgoski	75 - 95	1,3 - 3,7	0,1 - 0,6	0,2 - 4,7	1,8 - 20,1

Tablica 1.5. Skład chemiczny wapieni jurajskich [62]

zawiera większe ilości części ilastych i krzemionki. Jej gęstość wynosi około 1,4 Mg/m^3. Charakteryzuje się znaczną porowatością w zakresie od 43 do 48%. Produkowane z tej skały kruszywo jest jednym z najlżejszych w Polsce. W związku z dużą nasiąkliwością w przedziale od 25 do 30%, posiada małą odporność na oddziaływanie wody oraz mrozu [34, 62].

Trzeciorzęd to okres, w którym powstały słabe skały wapienne w okolicach Pińczowa nad Nidą nazywane wapieniem pińczowskim, które charakteryzują się małą gęstością około 1,75 Mg/m^3. Podobny rodzaj skał występuje na Roztoczu Lubelskim. W złożu wapieni pińczowskich wyróżnia się wapień drobnoziarnisty, średnioziarnisty i gruboziarnisty. Charakteryzuje się on dużą porowatością, która osiąga nawet 35%. Nasiąkliwości tego rodzaju wapieni jest duża, osiąga ona nawet 17%. Ze względu na małą wytrzymałość na ściskanie skały w zakresie od 10 do 15 MPa praktycznie nie jest wykorzystywana do produkcji kruszywa do celów drogowych.

Czwartorzęd to okres geologiczny w którym powstały jednie wapienie jeziorne. Występują one w ponad 150 złożach różnej wielkości od brzegów Odry po wschodnie granice Polski. Do najbardziej znanych należy zaliczyć pokłady występujące w okolicach Stargardu i Pyrzyc na zachodzie oraz na Pojezierzu Kaszubskim w rejonie Kościerzyny, Wejherowa i Olsztyna.

W zależności od okresu geologicznego, w którym powstały, skały wapienne różnią się znacznie między sobą zarówno składem chemicznym jak i własnościami fizycznymi. Wapienie, występujące w młodych formacjach geologicznych, zachowują bardzo często strukturę organizmów, z których powstały. Cechują się małą wytrzymałością w zakresie do 30 MPa oraz niewysoką twardością i w związku z tym w bardzo ograniczonym zakresie nadają się do produkcji kruszyw do celów drogowych. Natomiast wapienie zbite, które powstały w starszych formacjach charakteryzują się dużą wytrzymałością w granicy nawet do 180 MPa i większą twardością. Wytrzymałość wapieni na ściskanie jest więc bardzo różna i waha się od 30 do 180 MPa. Również gęstość skały wapiennej zmienia się w szerokim zakresie od 1,5 do 2,95 Mg/m^3, przy jej nasiąkliwości od 1 do 12%.

Właściwości fizyko-mechaniczne skały wapiennej limitują więc możliwości pozyskiwania z niej kruszywa do celów drogowych. Prawidłowe rozpoznanie charakterystyki skały wapiennej zapewnia pozyskanie jakościowego kruszywa. Przy czym należy pamiętać, że w obrębie jednego złoża mogą występować duże wahania jego jakości. W związku z tym, złoża skał wapiennych powinny być w sposób ciągły monitorowane i ze skały nieprzydatnej nie powinno być produkowane kruszywo.

Skały wapienne, oprócz wykorzystania do produkcji kruszywa, odgrywają istotną rolę w przemyśle materiałów wiążących. Stosowane są do wytwarzania wapna palonego, a następnie hydratyzowanego.

Wiek geologiczny skał węglanowych decydował więc będzie o ich jakości, zawartości minerałów, a zwłaszcza $CaCO_3$ i tym samym o wykorzystaniu w drogownictwie jako:

- spoiwo (wapno) przeznaczone do stabilizacji gruntów oraz wykorzystywane jako mineralny środek adhezyjny (wypełniacz mieszany) do mieszanek mineralno-asfaltowych,
- mączka mineralna (wypełniacz) stosowana do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych,

- kruszywo wykorzystywane na nośne warstwy konstrukcyjne (podbudowa) oraz w technologii mieszanek mineralno-asfaltowych.

1.3. Charakterystyka form geologicznych skał wapiennych

W wapieniach ze względu na ich skład mineralogiczny rozwinęły się zjawiska krasowe. Przede wszystkim powstawały one w skałach wapiennych dewonu. Powstało w tym okresie dużo jaskiń, charakteryzujących się bardzo urozmaiconą szatą naciekową. W wyniku oddziaływania wody oraz dwutlenku węgla CO_2 z powietrza następuje rozpuszczanie węglanu wapnia.

Tworzą się stalaktyty, stalagmity i stalagnaty. W rejonie Gór Świętokrzyskich występuje duża ich ilość. Większość jest jednak niedostępna do zwiedzania. Najbardziej znaną jaskinią jest jaskinia Raj zlokalizowana w Czerwonej Górze koło Kielc. Charakteryzuje się ona unikalnymi formami krasowymi (Fot. 1.2).

Fot. 1.2. Formy krasowe występujące w jaskini Raj (stalagnat, stalaktyt i stalagmit) [68]

Niezwykle ciekawe formy geologiczne występują na terenie dawnych kamieniołomów, na terenie których obecnie utworzono rezerwaty skalne przyrody nieożywionej. Do jednych z najbardziej znanych rezerwatów skalnych na terenie Gór Świętokrzyskich należy zaliczyć te, które są zlokalizowane na terenie miasta Kielce.

Na terenie kamieniołomu Ślichowice utworzono rezerwat w celu zachowania odkrywki skalnej, przedstawiającej interesujący fragment tektoniki hercyńskiej Gór Świętokrzyskich, które występują w postaci charakterystycznych i silnie przefałdowanych skał wapiennych oraz częściowo margli i łupków marglistych franu facji kieleckiej jak również występującej na tym terenie roślinności zielnej i krzewiastej (Fot. 1.3).

W skład rezerwatu w obrębie części Góry Ślichowickiej wchodzi odsłonięty przy eksploatacji materiału kamiennego profil geologiczny z obalonym dużym fałdem skalnym, obrazującym procesy tektoniczne (Fot. 1.4), który obejmuje wyrobisko po wyeksploatowanym kamieniołomie (Fot. 1.5).

Należy podkreślić, ze struktura geologiczna widoczna w kamieniołomie jest jednym z lepiej wyeksponowanych przykładów struktur fałdowych.

Fot. 1.3. Utwory skalne na terenie kamieniołomu Ślichowice (Fot. M. Iwański)

Fot. 1.4. Formy geologiczne na terenie kamieniołomu Ślichowice: a) fałd skalny obalony, b) warstwowy układ skały (Fot. M. Iwański)

Fot. 1.5. Wyrobisko po wyeksploatowanym kamieniołomie Ślichowice (Fot. M. Iwański)

Interesujące formy geologiczne występują również na terenie dawnego kamieniołomu Kadzielnia, który obecnie jest rezerwatem przyrody nieożywionej. Skalne wzgórze Kadzielni zbudowane jest z wapieni górnodewońskich w przeważającej większości w dolnej części franu, a w wyższej także famenu. Cechą charakterystyczną tego rezerwatu są licznie występujące dawne formy życia w postaci koralowców, trylobitów, stromatoporoidów i łodzikowatych oraz pozostałości innych zwierząt morskich sprzed ponad 350 mln lat. Jednym z najcenniejszych znalezisk paleontologicznych są ryby pancerne.

Kamieniołom Kadzielnia to również miejsce tworzenia się zjawisk krasowych. Na jego obszarze występuje bardzo duże skupisko grot i jaskiń (Fot. 1.6), których jest 26. Najdłuższą z nich jest Jaskinia Szczelina o długości 140 m. Bardzo ciekawą w aspekcie form krasowych

choć trudno dostępną jest Jaskinia Wschodnia o długości 110 m, która posiada 4 otwory wejściowe. Do innych znanych i rozpoznanych jaskiń na terenie Kadzielni zaliczyć należy również jaskinię Diabla Dziura, która jest mniejsza niż poprzednie, ale dostęp do niej jest łatwiejszy. Interesującą jest również Jaskinia Jeleniowska, która stanowiła fragment większej formy, niestety zniszczonej w okresie eksploatacji skały wapiennej.

Fot. 1.6. Powstałe i tworzące się jaskinie i groty na terenie Kadzielni (Fot. M. Iwański)

Fot. 1.7. Widok kamieniołomu Kadzielnia: a) Skała Odkrywców, b) główna część kamieniołomu (Fot. M. Iwański)

Złoża skał wapiennych wykorzystywane są zarówno do pozyskiwania materiału kamiennego, z którego otrzymuje się cenny materiał w postaci kruszywa do celów budowlanych (drogowych) oraz wapna, a także dzięki prawidłowo prowadzonej działalności rekultywacyjnej kamieniołomów mogą stanowić miejsca wypoczynku i edukacji geologicznej.

2. Właściwości kruszywa węglanowego

2.1. Wpływ kruszywa węglanowego na odporność mieszanki mineralno-asfaltowej na oddziaływanie wody i mrozu

Kruszywo stanowi dominujący składnik materiałów warstw konstrukcyjnych nawierzchni. Wykonywane są z niego zarówno warstwy podbudowy, jak również i warstwy jezdne z mieszanki mineralno-asfaltowej. W zależności od rodzaju warstwy jezdnej może stanowić ono nawet do 95% jej składu ramowego.

Szczególnie istotna jest rola kruszywa w mieszankach mineralno-asfaltowych, z których wykonana jest warstwa ścieralna. Oddziałuje na nią zarówno ruch pojazdów, jak i czynniki klimatyczne: woda, niskie zimowe temperatury oraz wysokie letnie, jak również związki chemiczne stosowane w celu zwalczania skutków zimy oraz pochodzące z „kwaśnych" deszczy, ewentualnie płyny i roztwory eksploatacyjne z pojazdów.

W związku z tym, w celu prawidłowej pracy mieszanki mineralno-asfaltowej w warstwie ścieralnej w długim okresie eksploatacji, niezbędne jest zapewnienie jej odporności na destrukcyjne oddziaływanie wody i mrozu. Liczne badania w tym zakresie pokazują, że utrata odporności warstwy asfaltowej na oddziaływanie tych czynników związana jest przede wszystkim z nieprawidłowym otoczeniem ziaren kruszywa przez asfalt w mieszance [19, 23, 27, 39, 46, 47, 54, 55, 59].

Może ono być spowodowanie przede wszystkim dwoma przyczynami: za małą ilością lepiszcza w mieszance lub słabym chemicznym powinowactwem kruszywa z asfaltem. W wyniku działania wody oraz dodatkowo występujących w okresie zimy cykli zamarzania i odmarzania, w mieszance mineralno-asfaltowej występują naprężenia rozciągające R_s. Wraz ze spadkiem temperatury następuje ich wzrost, aż do pewnej temperatury granicznej, w której osiągają wartość naprężeń krytycznych. Wówczas rozpoczyna się proces destrukcyjnego oddziaływania wody i mrozu, który początkowo występuje jedynie na granicy kontaktu asfalt – ziarno kruszywa oraz w samych ziarnach. Następuje naruszenie struktury wewnętrznej całej mieszanki mineralno-asfaltowej w warstwie ścieralnej nawierzchni, a powstałe w początkowym etapie mikropęknięcia powiększają się, uwidaczniając powierzchniowe pęknięcie nawierzchni. Rozpoczyna się proces utraty odporności na oddziaływanie wody i mrozu.

Istotnym czynnikiem zapobiegającym utracie odporności warstw asfaltowych, a przede wszystkim warstwy ścieralnej, na oddziaływanie wody i mrozu jest zapewnienie prawidłowego powinowactwa asfaltu z kruszywem mieszanki mineralnej – adhezji. Wraz z procesem adhezji lepiszcza do ziaren kruszyw istotną rolę odgrywa również adsorpcja asfaltu przez powierzchnię ziaren kruszywa. Przy czym intensywność obu zjawisk warunkowana jest powierzchniową aktywnością kruszywa, która jest tym większa, im więcej zawiera ono węglanu wapnia $CaCO_3$.

2.1.1. Ogólna charakterystyka zjawiska adhezji

Adhezja określana jest jako przyleganie warstw powierzchniowych dwóch różnych ciał doprowadzonych do kontaktu, które jest skutkiem wynikającym z występowania sił przyciągania między cząsteczkami stykających się ciał. Granicznym przypadkiem adhezji jest wystąpienie reakcji chemicznej na powierzchni styku ciał, w wyniku której tworzy się powierzchniowa warstwa związku chemicznego (wiązanie chemisorpcyjne). Za miarę adhezji przyjmuje się siłę lub pracę konieczną do oderwania stykających się ciał, która przypada na jednostkę powierzchni kontaktu [39, 47, 55, 59].

W drogownictwie zjawisko adhezji asfaltu do kruszywa określane jest jako zdolność zwilżania oraz przylegania lepiszcza asfaltowego do powierzchni ziaren materiału mineralnego [47].

Natomiast miarą przyczepności jest siła konieczna do oderwania błonki asfaltu od powierzchni kruszywa, przypadająca na jednostkę powierzchni kontaktu tych dwóch materiałów. Może ona być również definiowana jako praca niezbędna do oddzielenia asfaltu od powierzchni kruszywa wzdłuż powierzchni kontaktu, przypadająca na jednostkę powierzchni. W związku z tym jednostkę przyczepności można wyrazić w N/m^2 lub $N \cdot m$ [21, 22, 47]. Wyróżnić można dwa jej rodzaje:

- przyczepność mechaniczną (bierną), która określana jest jako mechaniczne połączenie błonki lepiszcza z powierzchnią ziaren materiału mineralnego, które uzależnione jest z jednej strony od porowatości i szorstkości tej powierzchni, a z drugiej - od wewnętrznych naprężeń w błonce lepiszcza. Uzależniona jest ona również od porowatości i szorstkości powierzchni kruszywa czyli od mikrostruktury mieszanki mineralnej, a także od lepkości lepiszcza. W przypadku kiedy powierzchnia kruszywa jest bardzo czysta, sucha i niezapylona, występują na niej nierówności, tym przyczepność mechaniczna asfaltu do kruszywa jest większa. Asfalt otacza bowiem wszelkiego typu nierówności i wypełnia bardzo dobrze zagłębienia występujące na powierzchni ziaren. W wyniku tego zaklinowuje się w kruszywie i tworzy silne powiązanie z ziarnami kruszywa [27, 47, 55],
- przyczepność fizyko-chemiczną (czynną) można określić jako połączenie błonki asfaltu z powierzchnią kruszywa. Polega ono na wzajemnym oddziaływaniu sił przyciągania między cząsteczkami błonki asfaltowej i cząsteczkami powierzchni kruszywa, stanowiącej podłoże tej błonki. Tego rodzaju przyczepność uzależniona jest od natury (rodzaju) asfaltu i materiału mineralnego, warunków ich kontaktu oraz oddziaływania środowiska zewnętrznego. Zagadnienie kontaktu dwóch ciał: lepiszcze – materiał mineralny jest uwarunkowane zdolnością zwilżania powierzchni ciała stałego przez asfalt. Uzależniona jest ona nie tylko od lepkości zwilżającego lepiszcza, od jego napięcia powierzchniowego [54, 55, 59], które powstaje na granicy faz asfalt/kruszywo, ale również i od kąta zwilżania. Napięcie powierzchniowe lepiszcza charakteryzuje się tym, że lepiszcze w otoczeniu powietrza lub wody dąży do przyjęcia kształtu o najmniejszej powierzchni czyli kuli. Jednostką napięcia powierzchniowego σ jest N/m lub J/m^2 albo $Pa \cdot m$. Wraz ze zmniejszaniem się napięcia powierzchniowego

na granicy faz asfalt/kruszywo i mniejszej lepkości, występuje lepsza zdolność zwilżania i większa przyczepność błonki asfaltowej do powierzchni kruszywa w zadanym przedziale temperatury [22, 27, 47].

Wzrost temperatury powoduje zmniejszanie się kohezji i adhezji cząstek asfaltu. W związku z tym wzrasta jednak jego zdolność zwilżania, a maleją właściwości wiążące lepiszcza. Natomiast przy obniżaniu temperatury zachodzi zjawisko odwrotne, wzrasta kohezja i napięcie powierzchniowe, zmniejsza się zdolność zwilżania, a wzrasta zdolność wiązania asfaltu. Należy zaznaczyć, że miarą zwilżalności jest zdolność pokrywania powierzchni kruszywa przez asfalt, którą określa kąt zwilżania, tworzący się na brzegach kropli lepiszcza na powierzchni kruszywa.

Prawidłowe powiązanie między dwoma stykającymi się powierzchniami ciał o określonym pokrewieństwie chemicznym powstaje wtedy, kiedy powierzchnie te bardzo dokładnie przylegają do siebie [47, 55]. Wówczas lepiszcze asfaltowe najskuteczniej zwilża powierzchnię kruszywa, a występujące siły wzajemnego oddziaływania między asfaltem a kruszywem są największe. Zdolność asfaltu (cieczy) do zwilżania ziaren kruszywa (ciała stałego) zależy przede wszystkim od lepkości lepiszcza, jego napięcia powierzchniowego oraz związanego z tym napięciem kąta zwilżania [47, 55].

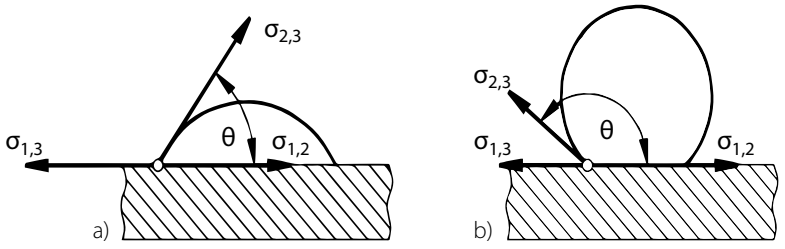
Należy stwierdzić, że lepkość jest podstawową cechą reologiczną asfaltów. Służy ona do opisania zachowania się asfaltu pod obciążeniem w funkcji temperatury i czasu działania tego obciążenia. Wpływa ona również na zdolność asfaltu do zwilżania powierzchni kruszywa. Lepkość można zdefiniować jako tarcie wewnętrzne, powstające między przesuwanymi względem siebie dwoma równoległymi warstwami asfaltu, będące wynikiem występowania sił kohezji, czyli sił wzajemnego przyciągania się cząsteczek tej samej cieczy [47, 55]. Właściwość ta zależna jest od temperatury asfaltu. W celu zapewnienia prawidłowego zwilżenia powierzchni kruszywa, asfalt powinien charakteryzować się małą lepkością. Obniżenie lepkości uzyskuje się przez podgrzanie asfaltu lub jego upłynnienie za pomocą rozpuszczalnika. Natomiast po otoczeniu kruszywa lepiszcze powinno jak najszybciej uzyskać możliwie największą lepkość, gdyż niska lepkość asfaltu podczas otaczania materiałów mineralnych sprzyja zwilżaniu kruszywa, a w okresie użytkowania nawierzchni stwarza sprzyjające warunki do wypierania asfaltu przez wodę [39, 47, 55].

Bardzo istotnym czynnikiem wpływającym na zdolność zwilżania powierzchni kruszywa przez asfalt jest napięcie powierzchniowe, występujące na powierzchni asfaltu. Napięcie powierzchniowe spowodowane jest różnicą oddziaływań międzycząsteczkowych na granicy dwóch faz (np. cieczy i gazu). W czasie zwiększania się powierzchni rozdziału dwóch faz, czyli przejścia cząsteczek z wnętrza faz do warstwy powierzchniowej, wykonywana jest praca przeciwko siłom oddziaływania międzycząsteczkowego niezrównoważonym na granicy rozdziału. Cząsteczki znajdujące się we wnętrzu asfaltu są równomiernie rozłożone i zorientowane we wszystkich kierunkach, w związku z tym siła wypadkowa działająca na nie jest równa zeru. Natomiast na cząsteczki znajdujące się na powierzchni granicznej między dwoma fazami działa niezrównoważona siła skierowana do wnętrza cieczy, która

wywiera ciśnienie na tą ciecz. W wyniku tego występuje w warstwie powierzchniowej dodatkowa energia powierzchniowa. Może ona być uzyskana w postaci pracy w wyniku zmniejszenia powierzchni granicznej między stykającymi się fazami. Napięcie powierzchniowe powoduje, że ciecz dąży do przybrania takiego kształtu, aby jej powierzchnia była minimalna, czyli kształtu kuli [39, 47].

Lepiszcze otoczone powietrzem lub wodą dąży do przyjęcia kształtu o najmniejszej powierzchni czyli kształtu kulistego. Napięcie powierzchniowe zależy od rodzaju asfaltu oraz od temperatury. Im temperatura jest wyższa, tym mniejsze jest napięcie powierzchniowe asfaltu, a im mniejsze jest napięcie powierzchniowe asfaltu, tym lepsza jest zwilżalność kruszywa przez lepiszcze. Dąży się do tego, aby asfalt przylegał jak największą powierzchnią do materiału mineralnego, czyli do zmniejszenia napięcia na powierzchni lepiszcza [39, 47].

Trzecim elementem wpływającym na zdolność zwilżania powierzchni kruszywa przez asfalt jest kąt zwilżania θ, zwany również kątem styku, kątem granicznym czy też kątem zetknięcia. Kąt ten jest wielkością bezpośrednio związaną z napięciem powierzchniowym. Kąt zwilżania jest to kąt zawarty między płaską powierzchnią ciała stałego, a płaszczyzną styczną do powierzchni cieczy graniczącej z ciałem stałym lub do powierzchni rozdziału dwóch stykających się cieczy [6]. W przypadku asfaltu kąt zwilżania tworzy się na brzegach kropli lepiszcza, znajdującej się na powierzchni kruszywa. Mamy tutaj do czynienia z trzema stykającymi się fazami: kruszywem (ciałem stałym), asfaltem (cieczą) oraz wodą lub powietrzem [27] (Rys. 2.1).



Rys. 2.1. Kąt zwilżania: a) θ < 90°, b) θ > 90° [27]

Kąt zwilżania definiowany jest przez trzy wartości międzyfazowego napięcia powierzchniowego:

– napięcia powierzchniowego występującego między kruszywem i asfaltem,
– napięcia powierzchniowego występującego między kruszywem i wodą lub powietrzem,
– napięcia powierzchniowego występującego między asfaltem i wodą lub powietrzem, [27].

Stwierdzono, że pomiędzy napięciami powierzchniowymi, określonymi dla powierzchni rozdziału każdej pary stykających się faz, w warunkach równowagi napięć powierzchniowych zachodzi następująca zależność [27]:

$$\cos\theta = \frac{\sigma_{1,3} - \sigma_{1,2}}{\sigma_{2,3}} \quad (2.1)$$

gdzie:
θ kąt zwilżania,
$\sigma_{1,2}$ napięcie powierzchniowe występujące między kruszywem i asfaltem,
$\sigma_{1,3}$ napięcie powierzchniowe występujące między kruszywem i wodą lub powietrzem,
$\sigma_{2,3}$ napięcie powierzchniowe występujące między asfaltem i wodą lub powietrzem.

Wartość kąta zwilżania określa charakter adhezji. Można ustalić, czy występuje słaba lub dobra zdolność asfaltu do zwilżania kruszywa [27].

Jeżeli $\theta > 90^o$ czyli $\cos\theta < 0$ to powierzchnia kruszywa jest źle zwilżona przez asfalt, a cząsteczki materiału mineralnego posiadają cechy hydrofilowe, czyli wykazują skłonność do łączenia się z cząsteczkami wody. Im kąt zwilżania jest większy, tym słabiej asfalt przylega do powierzchni kruszywa [27].

Jeżeli $\theta < 90^o$ czyli $\cos\theta > 0$ to powierzchnia kruszywa jest dobrze zwilżona przez asfalt, gdyż kąt zetknięcia pozwala na przyleganie asfaltu do kruszywa większą powierzchnią, a cząsteczki materiału mineralnego posiadają cechy hydrofobowe, czyli wykazują skłonność do odpychania cząsteczek wody. W przypadku kiedy kąt zwilżania jest mniejszy, tym lepiej asfalt zwilża powierzchnię kruszywa [27].

Natomiast granicznym przypadkiem jest wystąpienie kąta zwilżania $\theta = 180^o$. Wówczas $\cos\theta = -1$, a powierzchnia kruszywa jest zupełnie nie zwilżona przez asfalt i cząsteczki kruszywa są całkowicie hydrofilowe. W takim przypadku kontakt asfaltu z kruszywem przybiera postać punktową [27].

Idealny przypadek zwilżania występuje wówczas, kiedy zachodzi następująca równość: $\sigma_{1,3} - \sigma_{1,2} = \sigma_{2,3}$. W takiej sytuacji kąt zwilżania przyjąłby wartość zero, a więc $\cos\theta = 1$. Zaszłoby wówczas idealne zwilżenie powierzchni kruszywa przez asfalt [27, 39].

Ciecz o mniejszym kącie styku wypiera z powierzchni ciała stałego ciecz o większym kącie styku, dlatego też woda posiadająca mniejszy kąt zwilżania ma tendencję do wypierania asfaltu z powierzchni kruszywa, dla którego kąt zwilżania przyjmuje większą wartość [27, 39].

W oparciu o wartości napięć powierzchniowych występujących na granicy poszczególnych faz $\sigma_{1,2}$, $\sigma_{1,3}$, $\sigma_{2,3}$ możemy zdefiniować pracę adhezji. Pracę adhezji równą energii potrzebnej do oddzielenia asfaltu z powierzchni kruszywa opisuje wzór [27, 39]:

$$P_{1,2} = \sigma_{1,3} + \sigma_{2,3} - \sigma_{1,2} \quad (2.2)$$

gdzie:
$P_{1,2}$ praca adhezji,
$\sigma_{1,2}$ napięcie powierzchniowe występujące między kruszywem i asfaltem,
$\sigma_{1,3}$ napięcie powierzchniowe występujące między kruszywem i wodą lub powietrzem,
$\sigma_{2,3}$ napięcie powierzchniowe występujące między asfaltem i wodą lub powietrzem.

Reasumując, przy niższym napięciu powierzchniowym na styku faz asfalt – kruszywo występuje mniejszy kąt zwilżania. Zmniejszenie napięcia powierzchniowego i kąta zwilżania prowadzi do polepszenia zdolności asfaltu do zwilżania powierzchni kruszywa, a w konsekwencji zapewnia to lepszą adhezję asfaltu do kruszywa.

2.1.2. Rola rodzaju kruszywa w procesie kształtowania adhezji

Skład mineralogiczny kruszyw jest podstawowym czynnikiem wpływającym na zdolności adhezyjne asfaltu do kruszywa. Główną rolę w składzie kruszywa odgrywa krzemionka (SiO_2), której zawartość decyduje o odczynie materiału mineralnego. Krzemionka czyli dwutlenek krzemu jest w przyrodzie bardzo rozpowszechniona i stanowi jeden z głównych składników skorupy ziemskiej. Orientacyjne zawartości krzemionki w różnych skałach podano w Tablicy 2.1.

Pierwszych siedem rodzajów skał (bazalt, diabaz, gabro, granit, melafir, porfir, sjenit) zaliczane jest do skał magmowych, następne cztery (dolomit, piaskowiec, szarogłaz, wapień) do skał osadowych, a ostatnie trzy rodzaje (amfibolit, gnejs, kwarcyt) do skał metamorficznych czyli przeobrażonych. W oparciu o procentową zawartości krzemionki w składzie skał, z których otrzymuje się kruszywo, oznacza się odczyn kruszywa (kwaśny, zasadowy, obojętny) [27, 34, 39, 47].

Rodzaj skały	Zawartość krzemionki SiO_2 [%]
Bazalt	34 - 54
Diabaz	47 - 55
Gabro	40 - 52
Granit	> 70
Melafir	48 - 56
Porfir	65 - 80
Sjenit	60 - 65
Dolomit	0 - 5
Piaskowiec	80 - 100
Szarogłaz	65 - 75
Wapień	0 - 5
Amfibolit	45 - 55
Gnejs	65 - 75
Kwarcyt	90 - 100

Tablica 2.1. Zawartość krzemionki w różnych skałach [34, 39]

Powszechnie stosuje się podział kruszywa na trzy grupy ze względu na ich kwasowość [27, 39, 47, 59, 67]:

- kruszywa kwaśne – charakteryzują się zawartością krzemionki powyżej 65%, należą do nich między innymi granit, riolit i porfir; wśród kruszyw kwaśnych wyróżnia się kruszywa ultrakwaśne o zawartości SiO_2 powyżej 85%, do tej grupy należą piaskowce, kwarcyty, piaskowce kwarcytowe,
- kruszywa obojętne – o zawartości krzemionki od 55 do 65%, do tej grupy zalicza się między innymi sjenit i dioryt,
- kruszywa zasadowe – w swoim składzie zawierają poniżej 55% krzemionki, należą do nich takie kruszywa jak wapień, dolomit oraz niektóre bazalty.

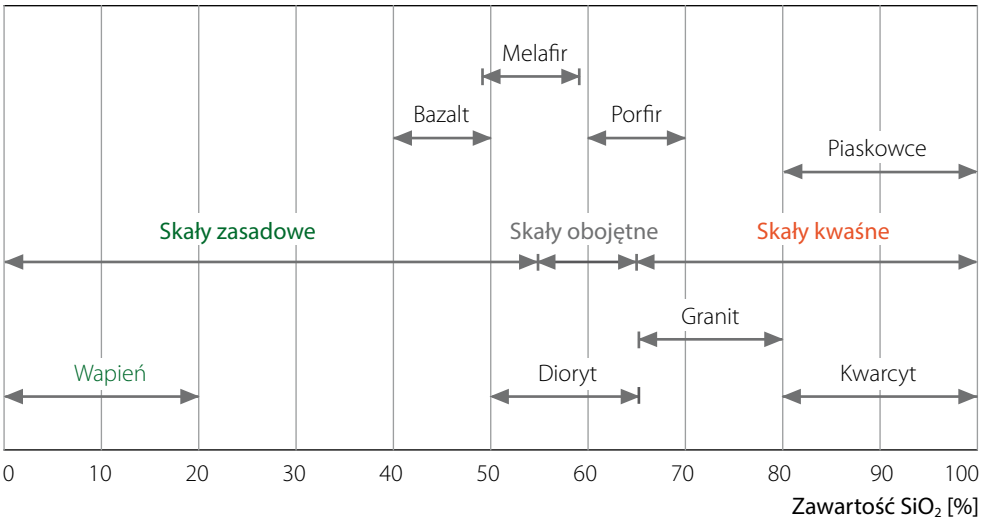
Asfalty ze względu na powinowactwo charakteryzują się lepszą przyczepnością do skał zasadowych niż do skał kwaśnych. Przyczepność ta jest tym lepsza, im mniej znajduje się krzemionki w skale, z której pochodzi kruszywo. Wynika to z potencjału energetycznego powierzchni materiału mineralnego. Kruszywa podobnie jak i inne materiały mają niezrównoważony ładunek powierzchniowy, którego efektem jest istnienie potencjału energetycznego czyli energii powierzchniowej. Kiedy powierzchnię ziaren kruszywa pokryje się cieczą o przeciwnej polarności, następuje wówczas równowaga energetyczna, która tworzy trwałą więź dwóch ośrodków. Kruszywa zasadowe charakteryzują się dodatnim potencjałem energetycznym, a kruszywa kwaśne ujemnym. Natomiast asfalt wykazuje charakter anionowy, w związku z tym będzie on lepiej przylegał do kruszyw zasadowych, czyli kruszyw o powierzchni naładowanej dodatnio, niż do kruszyw o odczynie kwaśnym czy też obojętnym [27, 39, 47, 59, 67].

Materiały kamienne ze względu na potencjał energetyczny można podzielić następująco [27, 39, 47, 59, 67]:

- materiały o wysokim potencjale dodatnim, na ich powierzchni występują w dużej ilości kationy (Ca^{++}, Mg^{++}), które stanowią centra adsorpcyjne ładunków ujemnych, do tych materiałów należy kalcyt, dolomit, wapień,
- materiały o wysokim potencjale ujemnym, na ich powierzchni występują w dużej ilości ładunki ujemne czyli aniony, do tych materiałów należy kwarc, kaolinit, granit,
- materiały o obniżonym potencjale ujemnym z nagromadzonymi na powierzchni kationami o różnej wartościowości (K^{+}, Na^{+}, Ca^{++}, Mg^{++}), które równoważą ujemne ładunki, do tych materiałów należą mika, gips, azbest,
- materiały z przeważającą neutralną powierzchnią, takie jak talk czy grafit.

Schemat obrazujący zawartość krzemionki w poszczególnych skałach występujących w Polsce przedstawiono na Rys. 2.2.

Stosowanie w mieszankach mineralno-asfaltowych kruszyw o odczynie zasadowym, charakteryzujących się wysokim potencjałem energetycznym, zapewnia trwałe i silne powiązanie asfaltu z kruszywem. Ze względu na silną adhezję kruszywa te są stosowane bez obaw w nawierzchniach asfaltowych.



Rys. 2.2. Kwasowość różnych skał spotykanych w Polsce [67]

Wykonane badania adhezji kruszywa wapiennego i dolomitowego zgodnie z normą PN-B-06714/22:1984 pokazały, że zapewniona jest prawidłowa ich adhezja z asfaltem. Na Fot. 2.1 przedstawiono kruszywo wapienne oraz dolomitowe po otoczeniu asfaltem przed procesem pielęgnacji w wodzie oraz po tym procesie.

Fot. 2.1. Kruszywo wapienne (a, b) oraz dolomitowe (c, d) przed i po procesie pielęgnacji w wodzie wg PN-B-06714/22:1984

Jako kryterium adhezji lepiszcza z kruszywem przyjmuje się procentową ilość powierzchni ziaren kruszywa otoczonego asfaltem po procesie pielęgnacji w wodzie. Jeżeli powierzchnia lepiszcza nieodmyta z ziaren stanowi więcej niż 80% to jest zapewniona prawidłowa adhezja. W celu oceny ilościowej otoczonej asfaltem powierzchni kruszywa zastosowano analizę fotografii. Stwierdzono, że po pielęgnacji w wodzie powierzchnia nieodmyta asfaltu na kruszywie wapiennym pozostała w 92%, a na kruszywie dolomitowym w 87%. W związku z tym jednoznacznie można ocenić, że występuje bardzo dobra adhezja asfaltu z kruszywem wapiennym i dolomitowym. Nie wymagane jest stosowanie środków adhezyjnych w celu zapewnienia prawidłowego otoczenia ziaren kruszywa wapiennego i dolomitowego w mieszance mineralnej.

Natomiast zastosowanie kruszywa kwaśnego, takiego jak piaskowiec kwarcytowy czy granit lub sjenit, powoduje wystąpienie niedostatecznego powiązania asfaltu z kruszywem. Kruszywa tego rodzaju są jednak obecnie powszechnie stosowane do mieszanek mineralno-asfaltowych ze względu na bardzo dobre właściwości fizyko-mechaniczne, takie jak szorstkość, odporność na polerowanie i ścieranie, które wpływają na poprawę bezpieczeństwa ruchu drogowego. W związku z tym wykorzystanie kruszywa kwaśnego, które charakteryzuje się wysokim ujemnym potencjałem energetycznym i słabym powinowactwem do asfaltu, wymaga zastosowania w mieszankach mineralno-asfaltowych odpowiednich środków wpływających na poprawę przyczepności lepiszcza do ziaren materiału mineralnego [16, 24, 27, 28, 39, 47, 55].

Podsumowując, skład mineralogiczny kruszyw wpływa na siłę adhezji asfaltu do powierzchni kruszywa w zależności od zawartości krzemionki (SiO_2) i decyduje o tym, czy należy zastosować w mieszance mineralno-asfaltowej środki adhezyjne polepszające adhezję asfaltu do kruszywa czy też nie jest to konieczne.

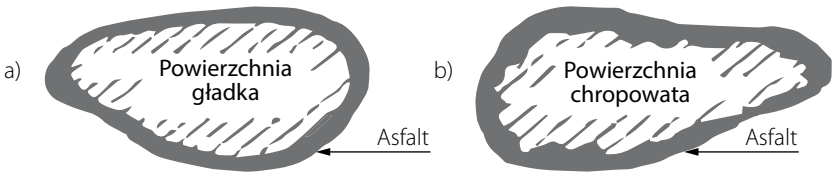
2.1.3. Wpływ tekstury, porowatości i zapylenia kruszywa na adhezję z asfaltem

Tekstura kruszywa jest bardzo istotną właściwością wpływającą na zwilżanie jego powierzchni przez asfalt i związaną z tym siłę przyczepności lepiszcza do materiału mineralnego. Asfalt znacznie lepiej przylega do chropowatej powierzchni ziaren niż do ziaren gładkich.

Rozbudowana tekstura kruszywa umożliwia dobre zazębienie asfaltu z kruszywem. W przypadku chropowatych ziaren następuje mechaniczne zaczepienie asfaltu na nierównej powierzchni kruszywa, a powierzchnia kontaktu lepiszcza z takim kruszywem jest znacznie większa niż w przypadku ziaren gładkich. Tak więc w celu usunięcia asfaltu z chropowatych ziaren kruszywa potrzebna jest większa siła niż w przypadku usunięcia asfaltu z ziaren gładkich. Szorstka powierzchnia kruszywa zwiększa trwałość błonki lepiszcza otaczającej kruszywo.

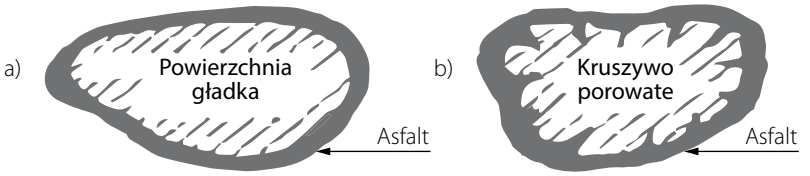
Jednak rozwinięta tekstura materiału mineralnego może również wpłynąć negatywnie na adhezję asfaltu do kruszywa. Jest to związane z obecnością wody w zagłębieniach chropowatej powierzchni. Powierzchniowe nierówności ziaren mogą kryć drobne cząsteczki

wody, które następnie penetrują i osłabiają powiązanie asfaltu z kruszywem. Również w przypadku procesu zwilżania asfaltem kruszywa korzystniejsza jest mniej rozbudowana tekstura, gdyż łatwiej zwilżyć gładką powierzchnię niż chropowatą [26, 29]. Przypadek słabej i dobrej adhezji w zależności od tekstury powierzchni kruszywa przedstawiono na Rys. 2.3.



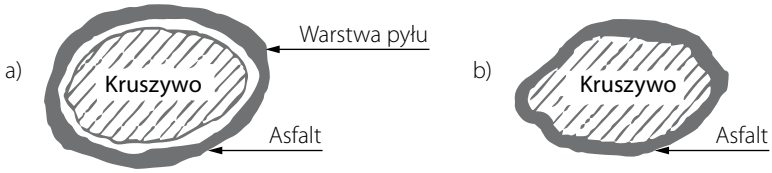
Rys. 2.3. Wpływ tekstury kruszywa na adhezję asfaltu do kruszywa: a) słaba adhezja, b) dobra adhezja [26]

Porowatość jest kolejną cechą fizyczną kruszywa wpływającą na zjawisko adhezji asfaltu do materiału mineralnego. Występowanie porów, szczelin i kapilar na powierzchni kruszywa wpływa pozytywnie na przyczepność asfaltu do kruszywa. Wszelkie otwory i zagłębienia w ziarnach kruszywa pozwalają na wnikanie lepiszcza w głąb ziaren, przez co wzmacniają mechaniczne połączenie asfaltu z materiałem mineralnym. W czasie produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej gorące kruszywo utrzymuje uwięzione w szczelinach powietrze. Gdy kruszywo ochładza się, wytwarza się podciśnienie, które zasysa asfalt z powierzchni kruszywa do porów, szczelin i kapilar tworząc silniejsze powiązanie asfaltu z ziarnami kruszywa [26]. Przypadek słabej i dobrej adhezji w zależności od porowatości kruszywa zilustrowano na Rys. 2.4.



Rys. 2.4. Wpływ porowatości na adhezję asfaltu do kruszywa: a) słaba adhezja, b) bardzo dobra adhezja [26]

Obecność pyłów na powierzchni kruszywa również wpływa na adhezję asfaltu do materiału mineralnego. Warstwa pyłu otaczająca ziarna zmniejsza możliwość zwilżania i pokrywania asfaltem kruszywa, a także osłabia wytrzymałość powiązania między tymi dwoma komponentami mieszanki mineralno-asfaltowej. Pyły uniemożliwiają bezpośredni kontakt asfaltu z ziarnami kruszywa, co powoduje w konsekwencji osłabienie powiązania lepiszcza z materiałem mineralnym a nawet całkowity jego brak. Po drugie pyły znajdujące się na powierzchni kruszywa wpływają na wzrost lepkości asfaltu, co utrudnia prawidłowe otoczenie kruszywa lepiszczem i osłabia wytrzymałość połączenia asfalt-kruszywo [26, 39, 47]. Przypadek słabej i dobrej adhezji w zależności od zapylenia kruszywa przedstawiono na Rys. 2.5.



Rys. 2.5. Wpływ obecności pyłów na adhezję asfaltu do kruszywa: a) słaba adhezja, b) dobra adhezja [26]

Również obecność wody, podobnie jak pyłów, wywiera negatywny wpływ na przyczepność asfaltu do powierzchni kruszywa. Warstwa wody na kruszywie uniemożliwia prawidłowe otoczenie ziaren asfaltem. Wilgotne kruszywo wykazuje więc słabe powiązanie z asfaltem. Można temu zapobiec przez wysuszenie materiału mineralnego [39, 47]. W związku z tym w czasie wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej w pierwszej fazie procesu produkcyjnego najpierw podgrzewa się kruszywo do temperatury około 160°C i wówczas, kiedy jest suche, otacza się je lepiszczem.

2.1.4. Wpływ wody na przyczepność asfaltu do kruszywa

Woda stanowi główny czynnik wpływający na niedostateczną zwilżalność materiału mineralnego przez asfalt, słabą adhezję lepiszcza do kruszywa oraz niszczenie powiązania między tymi dwoma komponentami mieszanki mineralno-asfaltowej. Obecność wody na powierzchni kruszywa nie tylko utrudnia zwilżalność, ale także blokuje dostęp asfaltu do powierzchni fazy stałej, jaką jest kruszywo. Dzieje się tak szczególnie w przypadku kruszyw hydrofilowych, które wykazują skłonność do przyciągania cząsteczek wody. Wyeliminowanie negatywnego wpływu wody można uzyskać przez usunięcie wody w wyniku produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco lub też przez zastosowanie odpowiednich środków powierzchniowo czynnych do lepiszcza. Wypieraniu lepiszcza przez wodę przeciwdziała również wzrost lepkości asfaltu. Należy jednak zadbać o to, aby błonka asfaltu nie stała się zbyt krucha, gdyż sprzyja to powstawaniu spękań, które ułatwiają kontakt wody z kruszywem [27, 47, 55].

Ze względu na wzajemną relację cząsteczek materiału mineralnego z cząsteczkami wody, cząsteczki kruszywa możemy podzielić na:

- cząsteczki hydrofilowe, charakteryzują się skłonnością do łączenia się z cząsteczkami wody. Takie właściwości wykazują kruszywa kwaśne, które zawierają powyżej 65% krzemionki, jak granity czy kruszywo kwarcytowe [27, 47, 55]. Woda, materiał polarny, jest silnie przyciągana przez ładunki elektryczne znajdujące się na powierzchni kruszywa kwaśnego,
- cząsteczki hydrofobowe są przeciwieństwem cząsteczek hydrofilowych i ze względu na swój chemiczny charakter (cząsteczki nie są polarne) odpychają wodę [27, 47, 55].

Asfalty stosowane w drogownictwie do mieszanek mineralno-asfaltowych mają zapewnić trwałe powiązania ziaren kruszywa wchodzących w skład mieszanki mineralnej. Jednak

obecność wody może utrudniać asfaltom spełnienie tej funkcji. Cząsteczki lepiszcza mogą zostać wyparte z powierzchni kruszywa przez wodę. Zjawisku temu sprzyjają mechaniczne uszkodzenia błonki asfaltu otaczającej kruszywo. Uszkodzenia takie najczęściej występują na ostrych krawędziach ziaren kruszywa, gdyż w tych miejscach błonka lepiszcza jest najcieńsza i najsłabsza, przez co narażona jest na przerwanie na przykład przez tarcie z innymi ziarnami. Woda może uzyskać kontakt z kruszywem nie tylko przez miejsca mechanicznego uszkodzenia, ale również przez przenikanie przez błonkę asfaltu otaczającą kruszywo. Nawet niewielkie uszkodzenia błonki asfaltu mogą być przyczyną destrukcji nawierzchni. Przedzierająca się stopniowo do wnętrza nawierzchni woda powoduje coraz większe rozprzestrzenianie się powierzchni odmytej z asfaltu. Z czasem prowadzi to do odrywania się ziaren kruszywa, rozluźnienia mieszanki mineralno-asfaltowej, stopniowo powstają spękania i deformacje nawierzchni. Dlatego tak ważne jest zabezpieczenie powierzchni kruszywa przed przenikaniem do niej wody, co można uzyskać przez zapewnienie odpowiedniej adhezji asfaltu do powierzchni kruszywa [27, 28, 39, 47].

Negatywny wpływ wody na nawierzchnię dotyczy głównie warstwy ścieralnej, która jest bezpośrednio narażona na oddziaływanie wody, ale nie tylko. Woda dostaje się również w głąb nawierzchni, niszcząc pozostałe jej warstwy. Woda może przedostawać się do nawierzchni od strony górnych warstw przez powierzchniowe spękania lub też od strony dolnych warstw przez kapilarne podciąganie z gruntu. Podciągana z gruntu woda dociera poprzez kolejne warstwy nawierzchni do warstw powierzchniowych. Woda wędruje do górnych warstw w postaci pary wodnej, która tworzy się w ciągu dnia, gdy nawierzchnia nagrzewa się pod wpływem działania promieni słonecznych. Para wodna dostająca się do wnętrza konstrukcji nawierzchni wypełnia w niej wolne przestrzenie. Nocą, gdy nawierzchnia ulega ochłodzeniu, następuje skroplenie pary wodnej. Procesom zmian parowania i skraplania wody oraz wahaniom temperatury między dniem i nocą towarzyszy wytworzenie się w nawierzchni dużego ciśnienia. Ciśnienie to może doprowadzić do zerwania błonki asfaltowej otaczającej kruszywo. W związku z tym woda znajdująca się w porach mieszanki, która powstała w procesie skraplania się pary wodnej podczas wzrostu temperatury w ciągu dnia, z łatwością przenika do odsłoniętej powierzchni kruszywa [39, 47].

Przyczepność asfaltu do kruszywa jest zależna od wielu czynników. Ogólnie można je podzielić na [28, 39, 47]:

- czynniki mechaniczne – do tej grupy czynników można zaliczyć następujące parametry: stopień zawilgocenia kruszywa, zapylenie kruszywa, mikrotekstura ziaren kruszywa, uziarnienie mieszanki mineralnej,
- czynniki fizyko-chemiczne – do tej grupy czynników wpływających na siłę adhezji zaliczamy: stopień kwasowości kruszywa, właściwości fizyko-chemiczne asfaltu.

Czynniki wpływające na zjawisko adhezji można sklasyfikować również w inny sposób, wyróżniając następujące grupy (Tablica 2.2):

– grupa I – właściwości kruszywa wpływające na wielkość adhezji,

– grupa II – właściwości asfaltu decydujące o sile przyczepności lepiszcza do kruszywa,
– grupa III – właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej decydujące o wielkości adhezji asfaltu do kruszywa,
– grupa IV – wpływ zewnętrznego środowiska na zjawisko adhezji asfaltu do kruszywa.

Właściwości kruszywa	Właściwości asfaltu	Właściwości MMA	Czynniki zewnętrzne
skład mineralogiczny, tekstura powierzchni, porowatość, zapylenie, wielkość powierzchni ziaren, zdolność wchłaniania asfaltu, wilgotność, kształt ziaren, stopień zwietrzenia	właściwości reologiczne, polarność elektryczna, budowa asfaltu, struktura asfaltu	zawartość wolnych przestrzeni przepuszczalność, zawartość asfaltu, grubość błonki asfaltu na ziarnach kruszywa, rodzaj wypełniacza, uziarnienie, rodzaj mieszanki	opady deszczu, wilgotność, kwasowość wody (pH), obecność soli, temperatura otoczenia, cykl temperaturowy, obciążenie ruchem, projekt konstrukcji nawierzchni, wykonawstwo, odwodnienie

Tablica 2.2. Czynniki wpływające na adhezję asfaltu do kruszywa [39, 47]

Adhezja asfaltu do powierzchni ziaren kruszywa uzależniona jest od bardzo dużej ilości zmiennych czynników. W związku z tym, nieodzowne jest dokonywanie oceny jej jakości w procesie projektowania mieszanki mineralno-asfaltowej.

Metody oceny jakości adhezji asfaltu do kruszywa można podzielić na trzy podstawowe grupy [39, 47, 55]:
- pierwsza – polega na ocenie charakterystyki zwilżania i adsorpcji asfaltu do powierzchni ziaren kruszywa,
- druga – oparta jest na wypieraniu błonki asfaltu z powierzchni kruszywa przez wodę i ustaleniu zmian wielkości powierzchni pokrytej asfaltem lub wytrzymałości materiału mineralno-asfaltowego po okresie pielęgnacji w wodzie,
- trzecia – wymaga określenia naprężeń mechanicznych koniecznych dla rozdzielenia próbek kruszywa sklejonego asfaltem.

Metody pierwszej grupy polegają na ocenie charakterystyki zwilżania powierzchni rozdrobnionego kruszywa i adsorpcji asfaltu z roztworów w różnych rozpuszczalnikach. Oceny adsorpcji asfaltu na powierzchni materiału mineralnego dokonuje się na podstawie zmian koloru roztworu asfaltowego lub wagowo. Metody te oparte są na zasadach termodynamiki i sprowadzają się do pomiaru takich wielkości jak kąt zwilżania na granicy faz asfalt – kruszywo oraz napięcie powierzchniowe. Obrazują one procesy zachodzące na granicy faz lepiszcze – powierzchnia ziarna kruszywa. Natomiast nie charakteryzują przyczepności w naturalnych warunkach oddziaływania wody, obciążeń transportu i zmian temperatury na nawierzchnię [47, 55].

Natomiast metody drugiej grupy polegają na wypieraniu błonki lepiszcza otaczającego ziarna kruszywa przez wodę. Ustalona zostaje wielkość powierzchni kruszywa odmytej

z asfaltu. Wykorzystywane jest również badanie charakterystyk mechanicznych kruszywa otoczonego asfaltem poddanego oddziaływaniu wody. Należy jednak stwierdzić, że metody te charakteryzują się małą korelacją z warunkami zachodzącymi w rzeczywistości na drodze. Poza tym oceny dokonuje się wzrokowo, określając powierzchnię odmytą. Jednak ze względu na nieskomplikowane procedury badawcze oraz możliwość uzyskania szybkiego wyniku badania stosowane są one bardzo często w praktyce laboratoryjnej [47, 55].

Metody trzeciej grupy polegają na wykorzystaniu zewnętrznych sił i naprężeń, pod działaniem których w błonkach asfaltu sklejających ziarna kruszywa powstają naprężenia normalne i styczne. W efekcie powstałe naprężenia naruszają strukturę mineralno-asfaltową i powodują jej zniszczenia. Przy czym oddziaływanie sił może mieć charakter statyczny lub dynamiczny, analogicznie jak to ma miejsce w nawierzchni drogowej. W metodach tej grupy miarę adhezji może stanowić siła, energia, czas lub liczba cykli działania siły do momentu zniszczenia materiału. Układ asfalt – kruszywo charakteryzuje nie tylko wielkość fizyczna (siła, naprężenie), ale również charakter naruszenia struktury mineralno-asfaltowej. Zniszczenie to może mieć trzy postacie:

– adhezyjne – asfalt w całości oddziela się od powierzchni kruszywa,
– kohezyjne – rozerwanie następuje albo w asfalcie albo w materiale mineralnym,
– mieszane.

W celu uzyskania odporności błony lepiszcza (otaczającej powierzchnie ziaren kruszywa) na działanie wody stosuje się dodatki (adhezyjne), aktywizujące jej przyczepność. Jedne z nich stosowane są w celu aktywizacji przyczepności do powierzchni materiałów mineralnych o charakterze kwaśnym, a inne tylko do powierzchni materiałów o charakterze zasadowym. Głównym jednak ich zadaniem jest zmniejszenie napięcia międzyfazowego na granicy układu asfalt – kruszywo i zmniejszenie kąta granicznego t do wartości < 90°, tj. do osiągnięcia zwilżalności kruszywa przez asfalt w obecności wody. Do preparatów tych należą związki organiczne powierzchniowo czynne, które można podzielić na anionowe i kationowe.

Wśród dodatków (adhezyjnych) zwiększających przyczepność można rozróżnić trzy grupy:

- preparaty chemiczne organiczne, specjalnie produkowane jako substancje powierzchniowo czynne, głównie dla farbiarstwa w przemyśle tekstylnym,
- niektóre związki nieorganiczne, np. sole żelaza lub wapno,
- różne produkty odpadkowe z przemysłu przetwórczego, np. ług posulfitowy, a raczej niektóre jego składniki, jak olej talowy, smoła drzewna, oleje wytlewne z węgla kamiennego itp.

Istotny wpływ na zwiększenie przyczepności lepiszcza do powierzchni materiału mineralnego wykazują kationowe substancje powierzchniowo czynne. Są one bardziej skuteczne i uniwersalne od anionowych. Inne preparaty wykazują działanie wyraźnie selektywne w stosunku do pewnych rodzajów kruszywa mineralnego lub asfaltu. Należy przy tym zwrócić uwagę na fakt, że w celu poprawy przyczepności w tym samym stopniu, ilość

środka powierzchniowo czynnego dodawanego do kruszywa jest mniejsza niż w razie dodawania go do lepiszcza. Jest to całkowicie uzasadnione, gdyż działanie substancji powierzchniowo czynnej jest efektywne tylko na styku dwóch powierzchni: kruszywa mineralnego i lepiszcza przylegającego do tej powierzchni. Zużycie dodatków powierzchniowo czynnych (kationowych) potrzebne do uzyskania dobrej przyczepności wynosi od 0,1do 1,5% w stosunku do masy lepiszcza. W razie dodawania ich do kruszywa, ilość tych dodatków jest znacznie mniejsza.

Dodatki anionowe są solami sodowymi lub potasowymi kwasów tłuszczowych (mydła), zaś dodatki kationowe są przeważnie aminami tłuszczowymi. Środki zwiększające przyczepność można dodawać zarówno do lepiszcza jak i do kruszywa, przy czym aktywniejsze są w drugim przypadku.

Jako środki polepszające adhezję stosuje się również sole żelaza. Najtańszym środkiem zwiększającym przyczepność lepiszczy – zwłaszcza do kruszyw kwaśnych, jest wapno hydratyzowane [17, 25, 26, 40, 46]. Stwierdzono, że dodatek wapna w ilości 1,5% m/m do betonu asfaltowego okazał się bardzo efektywnym środkiem zwiększającym jego odporność na działanie wody i mrozu [25]. Wapno hydratyzowane zastępuje mączkę wapienną, więc przy jego użyciu przykładowo w ilości 20% należy zmniejszyć ilość wypełniacza o 20%.

Ustalając wymaganą zawartość środka adhezyjnego w mieszance mineralno-asfaltowej, w przypadku stosowania w niej kruszywa kwaśnego, należy dokonać pewnego kompromisu [40]. Ilość środka powinna zapewnić wymaganą odporność mieszanki na działanie wody i mrozu, przy jednoczesnym zachowaniu wysokich parametrów charakteryzujących odporność na działanie letnich temperatur.

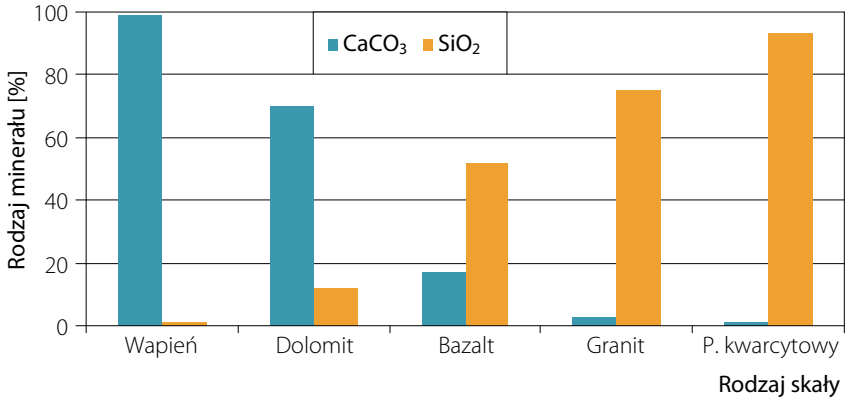
2.2. Formowanie warstewki asfaltowej na powierzchni ziaren kruszywa

Proces powstawania powłoki asfaltowej na powierzchni ziaren mieszanki mineralnej rozpoczyna się od chwili połączenia asfaltu z materiałem mineralnym, a kończy w chwili ułożenia i ostygnięcia w nawierzchni. Przy czym również w czasie eksploatacji nawierzchni asfaltowej następuje oddziaływanie pomiędzy komponentami asfaltu a materiałem mineralnym. Zjawiska zachodzące w sferze kontaktowej pomiędzy lepiszczem a powierzchnią ziaren kruszywa odgrywają istotną rolę w kształtowaniu właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej oraz wykonanej z niej warstwy konstrukcyjnej [21, 39, 47, 55].

Kształtowanie się błonki asfaltowej jest uwarunkowane intensywnością procesu adhezji – „zwilżania" lepiszczem ziaren materiału mineralnego. Aby proces ten przebiegał sprawnie w pierwszej kolejności musi nastąpić obniżenie lepkości asfaltu w zakresie od 0,2 do 2 Pa·s, w wyniku jego podgrzania do wysokiej temperatury, około 170-180°C, uzależnionej od rodzaju asfaltu. Natomiast drugim bardzo istotnym czynnikiem jest aktywność powierzchniowa kruszywa, uzależniona od jego rodzaju, a właściwie składu mineralogicznego.

Zjawisku „zwilżania" kruszywa asfaltem towarzyszą procesy wybiórczej i chemicznej adsorpcji. Następuje również ukierunkowanie molekuł asfaltu na powierzchni materiału mineralnego. Adsorpcja twardym materiałem jest proporcjonalna do powierzchniowej aktywności kruszywa, a w związku z tym w pierwszej kolejności absorbują powierzchniowo aktywne składniki asfaltu, do których można zaliczyć asfalteny. Intensywność procesu adsorpcji uzależniona jest też od struktury molekuł adsorbowanego materiału.

Szczególną rolę w kształtowaniu powłoki asfaltowej na powierzchni ziaren kruszywa odgrywają procesy chemisorpcji. Jednak nie występują one zawsze z taką samą intensywnością. Asfalt zawiera bowiem powierzchniowo aktywne komponenty anionowego typu. W związku z tym tego rodzaju procesy będą aktywnie występowały na powierzchni podstawowych – zasadowych materiałów mineralnych czyli wapieni i dolomitów zawierających w swoim składzie przeważającą ilość węglanu wapnia $CaCO_3$ (Rys. 2.6). Natomiast na powierzchni materiałów mineralnych kwaśnego typu, czyli o przewadze krzemionki SiO_2, można zaobserwować zjawiska fizycznej adsorpcji, a procesy chemisorpcji praktycznie nie występują (Rys. 2.6).



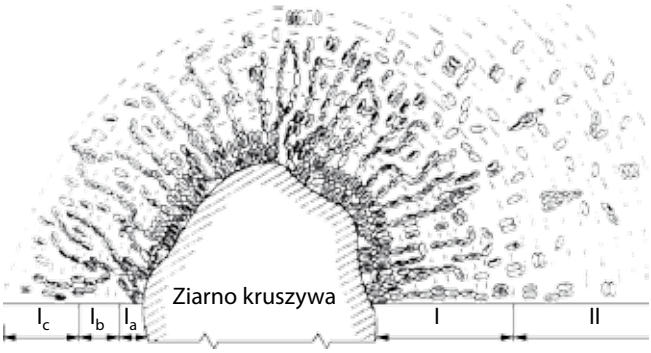
Rys. 2.6. Zawartość związków wapnia i krzemionki w materiale skalnym [34, 59]

Dokonując analizy materiałów mineralnych można stwierdzić, że procesy chemisorpcji będą zachodziły w kruszywie wapiennym przeznaczonym do mieszanek mineralno-asfaltowych wbudowywanych w warstwę wiążącą i podbudowę, które stosowane są na konstrukcje dróg obciążone ruchem KR1-6 oraz w warstwę ścieralną nawierzchni obciążonych ruchem KR1-2. Natomiast w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych na warstwę ścieralną dróg obciążonych ruchem KR3-6 tego rodzaju procesy nie będą występowały, ponieważ nie stosuje się w tym przypadku kruszywa węglanowego zgodnie z wymaganiami WT-2.

Chociaż, jak pokazują doświadczenia terenowe, pewna ilość kruszywa dolomitowego czy z wapieni dewońskich może odegrać w tego rodzaju mieszankach bardzo pozytywną rolę, wpływając na poprawę adhezji asfaltu do mieszanki mineralnej wykonanej z udziałem kruszywa „kwaśnego". Dodatek kruszywa węglanowego w istotny sposób może również

wpływać na rozjaśnienie barwy nawierzchni, co ma istotne znaczenie w aspekcie poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego w warunkach nocnych [19, 22]. Oczywiście dodatek kruszywa węglanowego nie może obniżyć jakości tego rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej. Należy wspomnieć, że takie rozwiązanie było dopuszczane przez normę PN-S-96025:2000.

Istotne znaczenie w kształtowaniu powłoki asfaltowej odgrywa również stan powierzchni ziarna kruszywa. Rozbudowana tekstura w wyniku występowania na powierzchni ziarna kruszywa dużej ilości porów oraz ich struktura wpływają korzystnie na intensyfikację procesów połączenia lepiszcza z ziarnem kruszywa w wyniku wybiórczej dyfuzji niektórych komponentów asfaltu pod wpływem sił kapilarnych. Występowanie tego zjawiska zaobserwowano w przypadku porowatych wapieni. Z asfaltu najbardziej łatwo przenikają w pory materiału mineralnego związki organiczne o niewielkim ciężarze cząsteczkowym. Natomiast związki o dużym ciężarze cząsteczkowym koncentrują się na powierzchni materiału mineralnego, co w konsekwencji prowadzi do wzrostu właściwości mechanicznych warstwy lepiszcza na powierzchni ziarna kruszywa. Konsekwencją tego procesu jest zorientowanie molekularnej struktury asfaltu w granicznej warstwie, co odróżnia ją od bezładnego rozkładu molekuł w objętościowym lepiszczu [21, 28]. Tworzenie się zorientowanej warstwy asfaltu w miejscu kontaktu z powierzchnią ziarna kruszywa przedstawiono na Rys. 2.7.



Rys. 2.7. Formowanie błonki asfaltowej na powierzchni kruszywa: **I**) zorientowana warstwa [$\mathbf{I}_a$) twarda strefa, $\mathbf{I}_b$) strukturyzowana strefa, $\mathbf{I}_c$) dyfuzyjna strefa], **II**) objętościowa warstwa; asfalteny, aromatyczne węglowodory, parafinowo-naftalenowe węglowodory [28]

Efektem utworzenia na powierzchni ziarna kruszywa zorientowanej warstwy asfaltu jest zmiana właściwości lepiszcza w cienkiej warstwie w porównaniu do asfaltu w warstwie objętościowej. Przy czym wraz ze zmniejszeniem się grubości warstewki lepiszcza wzrasta jej wytrzymałość. W związku z tym, w zależności od rodzaju kruszywa, przy takiej samej zawartości lepiszcza uzyskuje się mieszankę mineralno-asfaltową o zmiennych właściwościach. Takim współdziałaniem kruszywa wapiennego z asfaltem można tłumaczyć trwałość nawierzchni wykonanych w regionie świętokrzyskim, które były odporne na oddziaływanie wody i mrozu pomimo małej zawartości asfaltu ekstrahowanego.

2.3. Adsorpcja asfaltu przez kruszywo

Mieszanka mineralno-asfaltowa jest kompozytem, którego właściwości kształtowane są przez rodzaj asfaltu oraz kruszywa. W zależności od zastosowanych materiałów, na granicy kontaktu asfalt – powierzchnia ziarna kruszywa, zachodzą procesy fizyczne oraz chemiczne, które wpływają na parametry betonu asfaltowego lub mieszanki SMA [15, 20, 39, 46]. Dobierając kruszywo do mieszanki mineralno-asfaltowej, należy zdawać sobie sprawę nie tylko z natychmiastowych efektów jego współdziałania z asfaltem, które charakteryzowane są określonymi właściwościami fizycznymi i mechanicznymi, ale również z efektów wynikających z długotrwałego kontaktu asfaltu z kruszywem jakim może być np. „zanik asfaltu".

Efekty współdziałania asfaltu z kruszywem zaobserwowano w czasie analizy wykonanych badań na początku lat 90. XX wieku w Politechnice Świętokrzyskiej w Kielcach [21]. Stwierdzono występowanie interesującego zjawiska. W przypadku niektórych mieszanek betonu asfaltowego zawartość asfaltu określona na podstawie ekstrakcji w próbkach wyciętych z nawierzchni oraz pobranych bezpośrednio z otaczarki znacznie się różniła. Lepiszcza we wbudowanej mieszance mineralno-asfaltowej było mniej niż w próbach pobranych bezpośrednio z produkcji. Szczegółowa analiza betonu asfaltowego pozwoliła stwierdzić, że mniejsza ilość asfaltu występuje w mieszankach mineralno-asfaltowych w których zastosowano kruszywo wapienne. Należy zaznaczyć, że takich przypadków było bardzo dużo, ponieważ w regionie świętokrzyskim kruszywo węglanowe jest powszechnie stosowane od początku rozwoju technologii betonu asfaltowego w kraju. Zauważono, że im więcej w składzie ramowym betonu asfaltowego było kruszywa wapiennego, tym większa różnica wystąpiła pomiędzy zawartością asfaltu w próbie pobranej z nawierzchni i otaczarki. Ponadto stwierdzono, że większy ubytek asfaltu występował w tych betonach asfaltowych, które ze względów organizacyjnych po wyprodukowaniu przetrzymywano w termosach otaczarek lub transportowano na dużą odległość do miejsca wbudowania.

Wykonując również prace badawcze dotyczące stanu nawierzchni dróg na terenie województwa świętokrzyskiego zauważono występowanie kolejnego nietypowego zjawiska. Nawierzchnie asfaltowe wielu dróg miały barwę bardziej jasną niż zaraz po ich wykonaniu. Można było przypuszczać, że wbudowany beton asfaltowy w warstwę ścieralną zawiera małą ilość asfaltu. W związku z tym, że były one eksploatowane już klika lat, powinny na ich powierzchni występować uszkodzenia związane z utratą wodo- i mrozoodporności. Jednak stan nawierzchni był bardzo dobry. Wykonane badania pokazały, że nasiąkliwość wagowa betonu asfaltowego na odcinkach badanych dróg jest mniejsza niż 0,5%. Należy zaznaczyć, że zgodnie z wówczas obowiązującymi wymaganiami, nasiąkliwość wagowa betonu asfaltowego przeznaczonego na warstwę ścieralną powinna być mniejsza od 2%. Określona zawartość lepiszcza na podstawie ekstrakcji wskazywała na zaniżoną ilość asfaltu niż powszechnie wówczas stosowano do mieszanek mineralno-asfaltowych przeznaczonych na warstwę ścieralną dróg II standardu (obecnie drogi obciążone ruchem KR1-2). Wystąpiły więc teoretycznie przesłanki do zaistnienia procesów destrukcyjnych warstwy ścieralnej

w wyniku oddziaływania czynników klimatycznych. Tego rodzaju procesy jednak nie wystąpiły, nawierzchnie jak wspomniano wcześniej były w bardzo dobrym stanie.

W celu analizy oraz wyjaśnienia podstaw zjawiska „zanikania" asfaltu w mieszankach betonu asfaltowego, rozpatrzono proces formowania błonki lepiszcza na powierzchni ziarna kruszywa oraz wykonano badania porównawcze zawartości asfaltu w betonie asfaltowym na różnych etapach jego procesu technologicznego. W czasie badań zwracano uwagę na rodzaj zastosowanego kruszywa w mieszance mineralno-asfaltowej oraz czas oddziaływania na nią wysokiej temperatury. Badania wykonano w 1994 roku oraz ponownie w 2004 roku [20, 21].

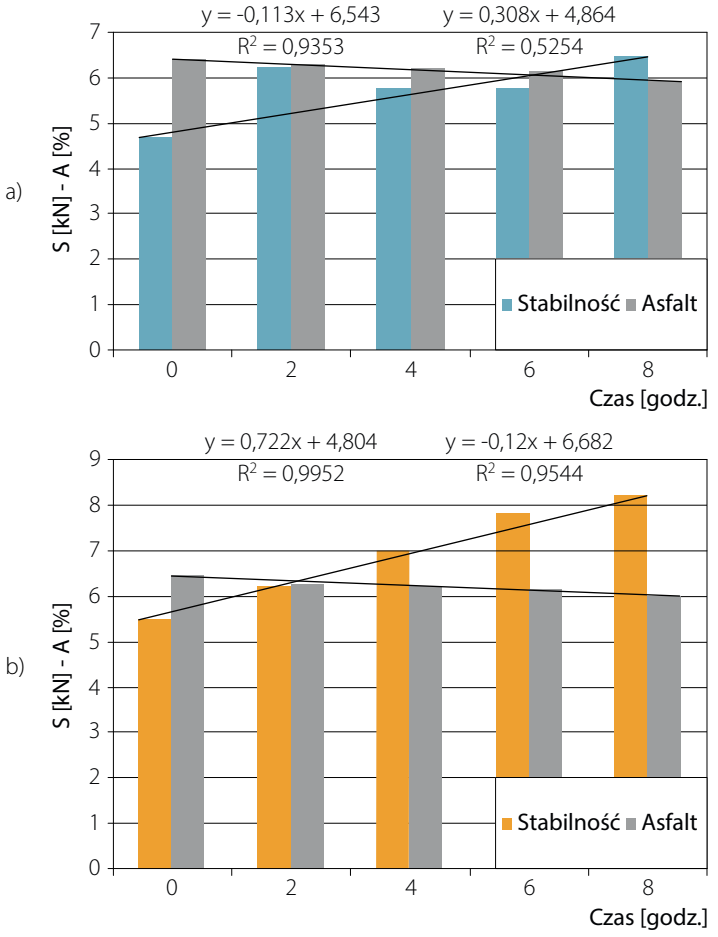
2.3.1. Wstępne badania laboratoryjne betonu asfaltowego

Program badań laboratoryjnych opracowany w 1994 roku polegał na ocenie wpływu na mieszankę mineralno-asfaltową wysokiej temperatury oraz czasu jej oddziaływania. Wykonano dwie mieszanki betonu asfaltowego o uziarnieniu do 12,8 mm różniące się rodzajem zastosowanego kruszywa. W pierwszej zaprojektowanej zgodnie z PN-S-96022:1974 – standardu I zastosowano kruszywo bazaltowe z kopalni Męcinka. Natomiast w drugiej opracowanej według BN-74-8934-06 (Drogi samochodowe. Nawierzchnie z bitumicznych mas otaczanych na gorąco) – standardu II wykorzystano kruszywo wapienne z kamieniołomu Kostomłoty. W obu mieszankach mineralno-asfaltowych zastosowano mączkę wapienną z Trzuskawicy. Jako lepiszcze zastosowano asfalt D70, którego dzisiaj pod względem formalnym odpowiednikiem jest asfalt 50/70. Z każdego rodzaju betonu asfaltowego wykonywano pięć serii próbek po pięć sztuk.

Ze względu na małe wydajności stosowanych wówczas otaczarek w drogownictwie w celu zapewnienia ciągłości dostaw na budowę mieszanki mineralno-asfaltowe produkowano na zapas i przechowywano w zbiornikach gorącej mieszanki nawet do 8 godzin. W związku z tym w celu symulacji procesu produkcyjnego próbki przechowywano przez okres 0, 2, 4, 6 i 8 godzin w suszarce z termoobiegiem w temperaturze 140°C. Dla każdej serii na podstawie ekstrakcji oznaczano zawartość asfaltu oraz gęstość objętościową, nasiąkliwość wagową i stabilność betonu asfaltowego według Marshalla [20, 21]. Wyniki zmiany zawartości asfaltu oraz stabilności betonu asfaltowego przedstawiono na Rys. 2.8.

Na podstawie analizy funkcji trendu można stwierdzić, że wraz z czasem oddziaływania wysokiej temperatury w przypadku betonu asfaltowego I standardu nastąpił wzrost stabilności wg Marshalla oraz spadek zawartości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej. Wraz z czasem badań następowało systematyczne zmniejszanie się oznaczanego asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej i po 8 godzinach oddziaływania wysokiej temperatury wynosiło ono 0,49%. Natomiast stabilność według Marshalla betonu asfaltowego wykazywała w procesie oddziaływania wysokiej temperatury zmienność, która najprawdopodobniej była wynikiem ograniczonego oddziaływaniu pomiędzy rodzajem zastosowanego kruszywa a asfaltem. Należy zaznaczyć, że nasiąkliwość wagowa badanego betonu asfaltowego praktycznie pozostawała na tym samym poziomie podczas badań.

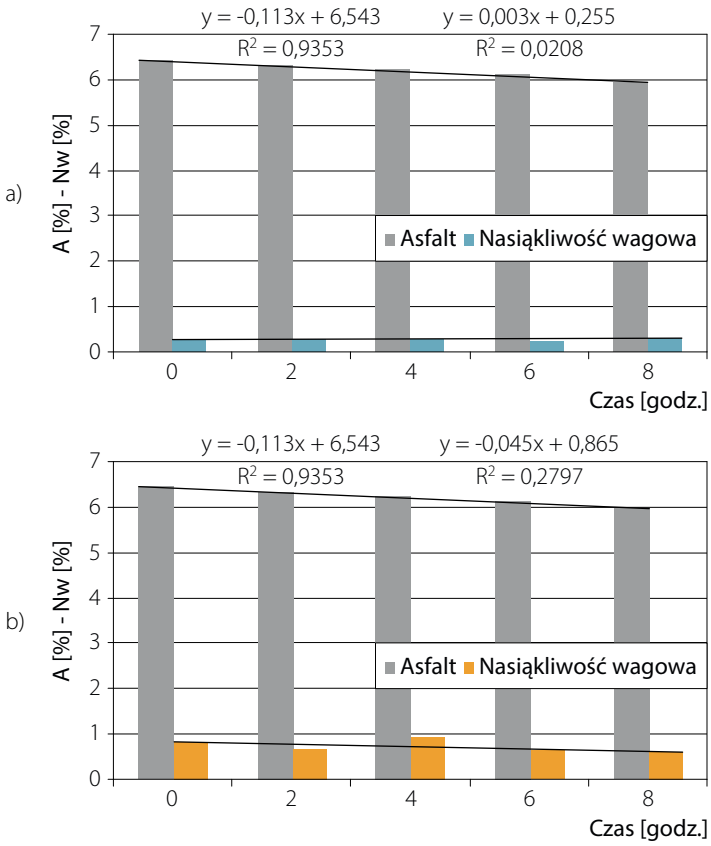
W przypadku betonu asfaltowego II standardu wykonanego z udziałem kruszywa wapiennego zaobserwowano podobną tendencję zmian stabilności oraz zawartości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej lecz intensywność zmiany stabilności – jej wzrost był znacznie większy niż dla betonu asfaltowego I standardu. Zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej po 8 godzinach oddziaływania wysokiej temperatury zmniejszyła się o 0,53%.



Rys. 2.8. Zmiana stabilności betonu asfaltowego w czasie oddziaływania wysokiej temperatury: a) beton asfaltowy I standardu, b) beton asfaltowy II standardu [21]

Rozpatrując wzrost stabilności betonu asfaltowego w czasie długotrwałego oddziaływania wysokiej temperatury należy rozważyć, czy jest on wynikiem starzenia lepiszcza, czy też efektem adsorpcji składników asfaltu na granicy powierzchni ziaren kruszywa. W wyniku starzenia lepiszcze traci właściwości lepko-sprężyste, staje się kruche i jednym

z efektów jest zwiększenie nasiąkliwości betonu asfaltowego. W związku z tym wykonano badania nasiąkliwości wagowej zgodnie z normą PN-S-96022:1974. Dla betonu asfaltowego o strukturze zamkniętej, przeznaczonego na warstwę ścieralną, nie powinna ona przekraczać 2%. Wyniki zmiany zawartości asfaltu oraz nasiąkliwości wagowej betonu asfaltowego w zależności od czasu oddziaływania wysokiej temperatury przedstawiono na Rys. 2.9.



Rys. 2.9. Zmiana nasiąkliwości wagowej betonu asfaltowego w czasie oddziaływania wysokiej temperatury: a) beton asfaltowy I standardu, b) beton asfaltowy II standardu

W przypadku betonu asfaltowego I standardu zmniejszeniu ilości asfaltu w czasie długotrwałego oddziaływania wysokiej temperatury towarzyszy nieznaczny wzrost nasiąkliwości. Funkcja trendu ma charakter rosnący. Przy czym analizując szczegółowe wyniki badań można stwierdzić, że w zakresie do 6 godzin oddziaływania wysokiej temperatury nasiąkliwość wagowa maleje, a po 8 godzinach następuje jej wzrost o 25% [21]. Można więc wnioskować, że w pierwszym zakresie oddziaływania temperatury dominujący wpływ na właściwości betonu asfaltowego I standardu ma adsorpcja składników asfaltu przez powierzchnię ziaren kruszywa, a w dłuższym okresie jego starzenie.

Natomiast dla betonu asfaltowego II standardu stwierdzono, że wystąpiła tendencja zmniejszenia się jego nasiąkliwości wagowej w badanym przedziale oddziaływania temperatury 140°C. Można więc wnioskować, że dominującym zjawiskiem jest adsorpcja i w wyniku reakcji pomiędzy związkami asfaltu a węglanem wapnia wystąpiło zjawisko wzmocnienia struktury wewnętrznej powierzchni kruszywa, efektem czego jest zmniejszanie się nasiąkliwości mieszanki mineralno-asfaltowej [21].

W celu weryfikacji wyników uzyskanych w laboratorium niezbędne było wykonanie badań wpływu wysokiej temperatury i czasu jej oddziaływania na beton asfaltowy w warunkach wykonawstwa nawierzchni. Możliwość taka zaistniała w sezonie drogowym w 1994 roku. Zostały opracowane dwa rodzaje betonu asfaltowego przeznaczonego na warstwę ścieralną nawierzchni. Pierwszy rodzaj betonu asfaltowego, przeznaczony na nawierzchnię I standardu (obecnie KR3-6) wykonano z kruszywa bazaltowego z jedną frakcją 0/4 mm kruszywa wapiennego przy zawartości 6,3% asfaltu D 70. Natomiast drugi beton asfaltowy, przeznaczony na nawierzchnię II standardu (obecnie KR1-2) zawierał tylko kruszywo wapienne oraz 6,5% asfaltu D70.

Po wyprodukowaniu, zarówno mieszanka standardu I jak i II, przechowywana była w termosie otaczarki przy temperaturze 150°C, a następnie transportowana na dużą odległość do miejsca wbudowania. Średni czas od chwili wyprodukowania mieszanki mineralno-asfaltowej do momentu jej wbudowania wynosił 2,5 godziny. Zaistniała więc podobna sytuacja, jak w przypadku badań laboratoryjnych, oddziaływania wysokiej temperatury przez długi okres czasu. Proces wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej był kontrolowany w zakresie ilości dozowanych składników, jak i reżimu temperaturowego.

Po dostarczeniu mieszanki mineralno-asfaltowej do miejsca jej wbudowania pobierano próby, które poddano ekstrakcji. Ze względu na wielkość zadań drogowych ilość prób była zróżnicowana w przypadku betonu asfaltowego I (32 próby) i II standardu (9 prób).

Określona średnia zawartość asfaltu wyekstrahowanego z prób betonu asfaltowego I standardu wynosiła $A_m = 6{,}0\%$ przy odchyleniu standardowym $S = 0{,}277\%$. W przypadku betonu asfaltowego II standardu średnia zawartość asfaltu określona na podstawie ekstrakcji wynosiła $A_m = 5{,}9\%$ przy odchyleniu standardowym $S = 0{,}266\%$.

Istotnym elementem oceny zawartości asfaltu wyekstrahowanego z badanych mieszanek mineralno-asfaltowych było określenie przedziałów ufności przy założonym $\alpha = 0{,}05$, które przybierają postać zgodnie ze wzorem:

$$\bar{x} - t_\alpha \cdot \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n-1}} < m < \bar{x} + t_\alpha \cdot \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n-1}} \tag{2.3}$$

gdzie:

$\bar{x}$ średnia arytmetyczna obliczona z wyników próby,
$\bar{\sigma}$ odchylenie standardowe obliczone z próby,
n liczebność próby,
t_α wartość rozkładu t-Studenta dla $n-1$ i α.

- dla mieszanki mineralno-asfaltowej I standardu:

$$6{,}0 - \frac{0{,}277 \cdot 2{,}042}{\sqrt{32-1}} < A_m < 6{,}0 + \frac{0{,}277 \cdot 2{,}042}{\sqrt{32-1}}$$

$$\text{czyli} \quad 5{,}9\% < A_m < 6{,}1\%$$

- dla mieszanki mineralno-asfaltowej II standardu:

$$5{,}9 - \frac{0{,}262 \cdot 2{,}306}{\sqrt{9-1}} < A_m < 5{,}9 + \frac{0{,}262 \cdot 2{,}306}{\sqrt{9-1}}$$

$$\text{czyli} \quad 5{,}7\% < A_m < 6{,}1\%$$

Analizując uzyskane wyniki badań można stwierdzić, że zawartość asfaltu określona na podstawie ekstrakcji z mieszanki mineralno-asfaltowej I jak i II standardu jest mniejsza niż w recepcie. Średnia zawartość asfaltu w betonie asfaltowym I standardu wynosiła 6,0% przy zaprojektowanej w recepcie 6,3%. Natomiast oszacowany statystycznie przedział zawartości asfaltu wynosił od 5,9% do 6,1%. Należy jednak stwierdzić, że pomimo mniejszej zawartości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej I standardu zawierała się ona w przedziale tolerancji normowej $A_{recepta}$ ±0,5%. W przypadku mieszanki mineralno-asfaltowej II standardu stwierdzono większą zmianę zawartości asfaltu określoną na podstawie ekstrakcji w porównaniu do recepty. Średnia zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej wynosiła 5,9% przy 6,5% określonej w recepcie, a statystycznie oszacowany przedział możliwej zawartości asfaltu wynosił od 5,7 do 6,1%. Nie spełnione zostało wymaganie zawartości ilości asfaltu w zakresie tolerancji $A_{recepta}$ ±0,5%.

Reasumując, można stwierdzić, że znaczący jest wpływ rodzaju kruszywa na zawartość wyekstrahowanego asfaltu z mieszanki mineralno-asfaltowej w aspekcie długotrwałego oddziaływania na nią wysokiej temperatury. W przypadku zastosowania kruszywa wapiennego obserwowano większy „zanik" asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej niż kiedy stosowano kruszywo bazaltowe.

Kolejny etap badań wpływu długotrwałego oddziaływania wysokiej temperatury na właściwości betonu asfaltowego oraz zmiany w zakresie zawartości asfaltu polegał na pobraniu prób z wykonanej warstwy ścieralnej nawierzchni po 14 dniach od wbudowania mieszanek mineralno-asfaltowych. Z nawierzchni asfaltowej I standardu pobrano do badań 13 prób, a z II standardu 6 prób.

Określona średnia zawartość asfaltu wyekstrahowanego z prób I standardu betonu asfaltowego wynosiła $A_m = 5{,}6\%$ przy odchyleniu standardowym $S = 0{,}596\%$. Czyli była mniejsza o 0,7% w stosunku do ilości asfaltu przewidzianej przez receptę ($A_{recepta} = 6{,}3\%$).

W przypadku betonu asfaltowego II standardu średnia zawartość asfaltu określona na podstawie ekstrakcji wynosiła $A_m = 4,7\%$ przy odchyleniu standardowym $S = 0,522\%$, a więc była mniejsza o 1,8% od przewidzianej w recepcie ($A_{recepta} = 6,5\%$).

Istotnym elementem oceny zawartości asfaltu wyekstrahowanego z badanych mieszanek mineralno-asfaltowych było określenie przedziałów ufności przy założonym $\alpha = 0,05$, które przybierały postać:

- dla mieszanki mineralno-asfaltowej I standardu:

$$5,6 - \frac{0,596 \cdot 2,179}{\sqrt{13-1}} < A_m < 5,6 + \frac{0,596 \cdot 2,179}{\sqrt{13-1}}$$

$$\text{czyli} \quad 5,2\% < A_m < 6,0\% \quad \text{przy } A_{recepta} = 6,3\%$$

- dla mieszanki mineralno-asfaltowej II standardu:

$$4,7 - \frac{0,522 \cdot 2,571}{\sqrt{6-1}} < A_m < 4,7 + \frac{0,522 \cdot 2,571}{\sqrt{6-1}}$$

$$\text{czyli} \quad 4,3\% < A_m < 5,1\% \quad \text{przy } A_{recepta} = 6,5\%$$

Analiza uzyskanych wyników badań potwierdziła istotny wpływ długotrwałego oddziaływania wysokiej temperatury na zawartość asfaltu wyekstrahowanego z mieszanek mineralno-asfaltowych. Należy zaznaczyć, że intensywność tego procesu zależy do rodzaju zastosowanego kruszywa. Zmniejszenie się ilości asfaltu w wyniku adsorpcji przez kruszywo wapienne jest znacznie większe, niż kiedy stosowano w mieszance mineralno-asfaltowej kruszywo bazaltowe. W betonie asfaltowym I standardu zawartość asfaltu oznaczona na podstawie ekstrakcji dla określonej ilości prób spełniała wymagania w zakresie tolerancji normowej $A_{recepta}$ ±0,5%. Natomiast w przypadku betonu asfaltowego II standardu nie stwierdzono występowania prób, w których zawartość asfaltu określona w nawierzchni jest zgodna z receptą w zakresie normowych tolerancji. W związku z tym, w przypadku kiedy projektowano następne mieszanki mineralno-asfaltowe zawierające tylko kruszywo wapienne lub dolomitowe, stosowano zwiększoną ilość asfaltu w recepcie, oczywiście przy zachowaniu wymaganych projektowych właściwości betonu asfaltowego. Zalecano również dozowanie o 0,2% większej ilości asfaltu w czasie produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej na wytwórni w stosunku do ilości określonej w recepcie. Przestrzeganie tej zasady przyczyniło się do tego, że na następnych budowach nie występowały już żadne problemy odbiorcze, wynikające z zaniżonej ilości asfaltu we wbudowanym betonie asfaltowym w wyniku procesu jego adsorpcji przez kruszywo węglanowe (dolomit, wapień dewoński). Tolerancja ±0,5% w zakresie zgodności ilości asfaltu wyekstrahowanego z betonu asfaltowego wbudowanego w nawierzchnię, a zawartą w recepcie, w zupełności gwarantowała pozytywny wynik procesu odbiorczego.

2.3.2. Badania betonu asfaltowego – II etap w 2004 roku

W 2004 roku ponownie dokonano oceny wpływu długotrwałego oddziaływania wysokiej temperatury na właściwości betonu asfaltowego. Przy czym należy zaznaczyć, że w okresie od poprzednich badań nastąpiła zmiana rodzaju asfaltu w wyniku udoskonalania procesu przeróbki ropy naftowej. Plan wykonanych badań składał się z trzech etapów, tak jak w 1994 roku, w zakresie adsorpcji asfaltu przez kruszywo. Zaprojektowano trzy rodzaje (BA1, BA2, BA3) betonu asfaltowego o uziarnieniu 0/12,8 mm, przeznaczonego na warstwę ścieralną nawierzchni zgodnie z wymaganiami normy PN-S-96025:2000. W mieszankach mineralnych zastosowano różne rodzaje kruszywa (Tablica 2.3). Natomiast jako lepiszcze zastosowano asfalt 50/70.

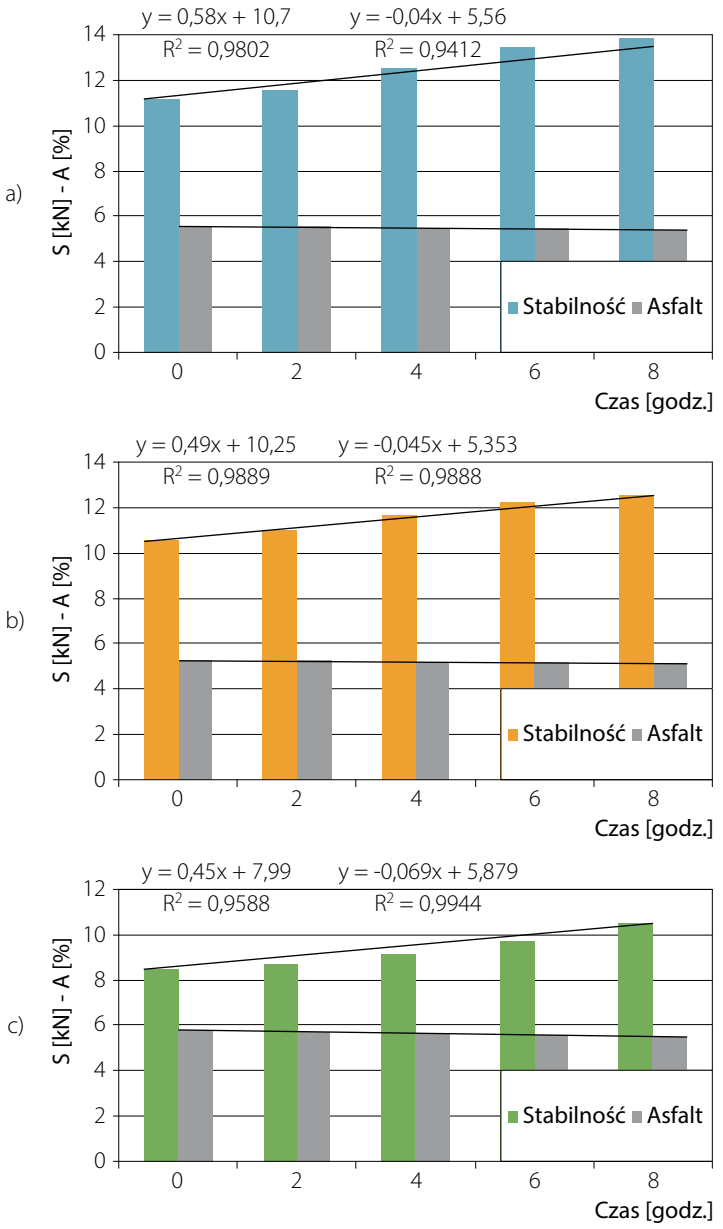
Rodzaj betonu asfaltowego		
BA1 – KR5	BA2 – KR5	BA3 – KR2
P. kwarcytowy 6,3/12,8 P. kwarcytowy 2/6,3 Bazalt 2/5 Granit 0/4 Mączka wapienna	P. kwarcytowy 6,3/12,8 Bazalt 5/8 Bazalt 2/5 Dolomit 0/4 Mączka wapienna	Wapień dewoński 6,3/12,8 Wapień dewoński 2/6,3 Wapień dewoński 0/4 Piasek naturalny Mączka wapienna
Asfalt ① 5,5%	Asfalt ② 5,4%	Asfalt 5,8%

Tablica 2.3. Rodzaj betonu asfaltowego PN-S-96025:2000; ① 0,3% płynnego środka adhezyjnego w stosunku do ilości asfaltu, ② 0,2% płynnego środka adhezyjnego w stosunku do ilości asfaltu [21]

Zaprojektowane betony asfaltowe spełniały stawiane im wymagania jakościowe przez normę PN-S-96025:2000. Następnie na seriach składających się z pięciu prób dokonano oceny oddziaływania wysokiej temperatury na ich właściwości w zależności od okresu pielęgnacji. Wyniki zmiany stabilności badanych betonów asfaltowych przedstawiono na Rys. 2.10.

Wyznaczone linie trendu stabilności pokazują, że wraz ze zwiększaniem się czasu oddziaływania wysokiej temperatury wzrasta stabilność, przy czym najbardziej intensywny jest ten proces w przypadku betonu asfaltowego BA1, następnie BA2 i BA3. Nie stwierdzono natomiast w trakcie badania istotnych zmian zawartości wolnych przestrzeni ocenianych betonów asfaltowych. W związku z tym można przyjąć, że nie wystąpił istotny wpływ starzenia asfaltu, konsekwencją czego mógł być wzrost stabilności betonu asfaltowego. A jest on w przeważającej mierze wynikiem absorpcji asfaltu przez kruszywo mieszanki mineralnej i w konsekwencji wzmocnienia struktury wewnętrznej betonu asfaltowego.

Stwierdzono, że średnia zawartość asfaltu w ocenianych betonach asfaltowych uległa zmniejszeniu w czasie eksperymentu. W przypadku betonu asfaltowego BA1 nastąpiło zmniejszenie zawartości asfaltu po 8 godzinach pielęgnacji o 0,15% przy $A_{recepta}$ = 5,5%, dla betonu asfaltowego BA2 zawartość asfaltu zmniejszyła się o 0,18% przy $A_{recepta}$ = 5,4%. Największy „zanik" asfaltu zaobserwowano dla betonu asfaltowego BA3, ponieważ wyniósł on 0,27% przy $A_{recepta}$ = 5,8%.



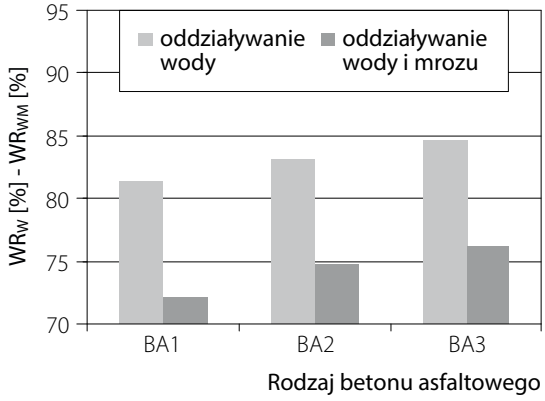
Rys. 2.10. Zmiana stabilności betonu asfaltowego według Marshalla w czasie oddziaływania wysokiej temperatury: a) BA1, b) BA2, c) BA3 [21]

W związku z tym potwierdza się, że rodzaj kruszywa odgrywa istotną rolę w procesie adsorpcji asfaltu i intensywność tego zjawiska jest największa w przypadku kruszywa

wapiennego. Należy jednak zauważyć, że w betonie asfaltowym BA3 zawierającym kruszywo wapienne ilość asfaltu była największa (tak wynikało z badań jakościowych), a w związku z tym i ilość asfaltu objętościowego w jego strukturze była największa, co z pewnością miało wpływ na wielkość efektu „zaniku" asfaltu.

Istotnym etapem badań laboratoryjnych było również określenie wpływu długotrwałego oddziaływania wysokiej temperatury na odporność na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego.

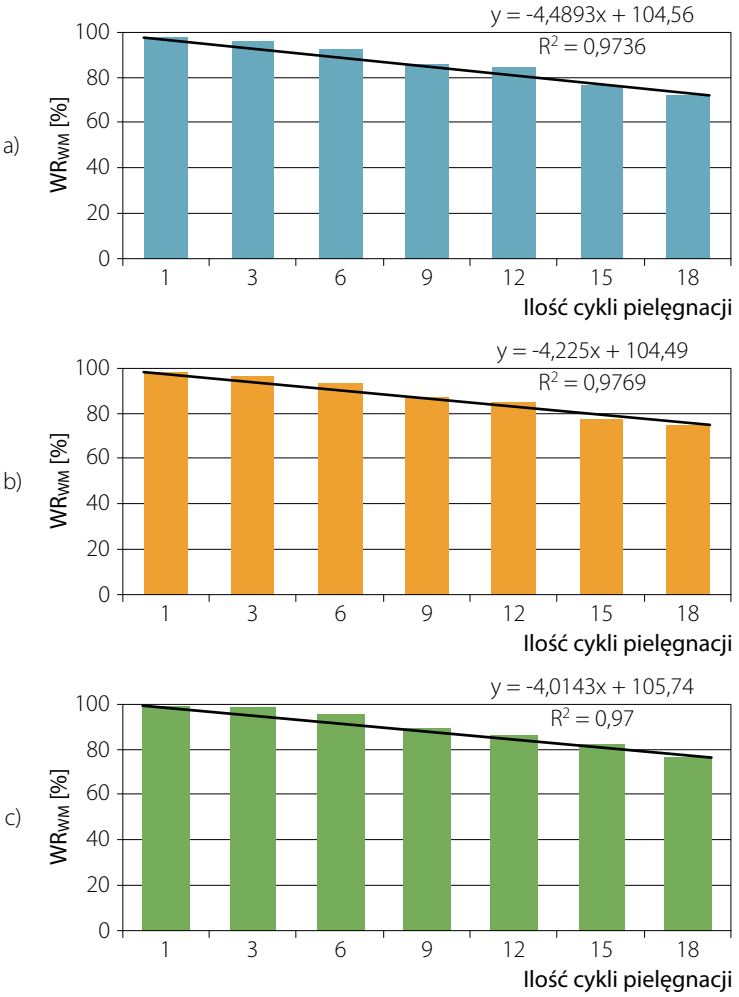
W tym celu zastosowano metodykę rekomendowaną przez AASHTO T283, zgodnie z którą odporność na oddziaływanie wody charakteryzowana jest przez wskaźnik WR_W, który określa się jako stosunek wytrzymałości na pośrednie rozciąganie betonu asfaltowego przed i po procesie kondycjonowania polegającym na oddziaływaniu wody [23]. Jeżeli wskaźnik WR_w jest większy od 80%, wówczas przyjmuje się, że zapewniona jest odporność na oddziaływanie wody betonu asfaltowego. Natomiast za pomocą wskaźnika WR_{WM}, którego wartość powinna być większa od 70%, oznacza się odporność na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego. Parametr ten określa się analogicznie jak poprzedni z tą różnicą, że beton asfaltowy w czasie pielęgnacji podlega 18 cyklom zamrażania i odmrażania w wodzie [23]. Wyniki badania odporności na oddziaływanie wody i mrozu badanych betonów asfaltowych po 8 godzinach oddziaływania temperatury 140°C przedstawiono na Rys. 2.11.



Rys. 2.11. Odporność na czynniki klimatyczne betonu asfaltowego wg AASHTO T283

Wszystkie badane betony asfaltowe spełniają kryteria odporności na oddziaływanie wody i mrozu wg AASHTO T283. Można zauważyć istotną zależność, że wraz ze wzrostem w mieszance mineralnej ilości kruszywa węglanowego (dolomit, wapień), zwiększa się odporność betonu asfaltowego na oddziałujące czynniki destrukcyjne. Oczywiście ilość asfaltu wywiera też wpływ na jego odporność na oddziaływanie wody i mrozu. Jednak rola lepiszcza nie jest dominująca. Beton asfaltowy BA2 zawiera najmniejszą ilość asfaltu, a charakteryzuje się wskaźnikami WR_M i WR_{WM} większymi niż BA1. Najbardziej odporny na oddziaływanie czynników klimatycznych jest beton asfaltowy BA3, zawierający poza piaskiem naturalnym tylko kruszywo wapienne. W związku z tym można wnioskować,

że adsorpcja asfaltu przez powierzchnię ziaren kruszywa wapiennego odgrywa istotną rolę w zapewnieniu odporności na oddziaływanie wody i mrozu tego rodzaju betonu asfaltowego. Negatywny efekt starzenia lepiszcza jest zmniejszany przez współdziałanie kontaktowe asfaltu z powierzchnią ziaren kruszywa wapiennego (adsorpcję). Natomiast wraz ze zmniejszeniem ilości kruszywa węglanowego (dolomit, wapień) w mieszance mineralnej betonu asfaltowego wpływ starzenia lepiszcza na właściwości betonu asfaltowego odgrywa większą rolę niż adsorpcja asfaltu przez ziarna kruszywa.



Rys. 2.12. Wpływ ilości cykli pielęgnacji na odporność betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i mrozu wg AASHTO T283: a) BA1, b) BA2, c) BA3

Analiza zmiany wskaźnika odporności na oddziaływane wody i mrozu WR_{WM} betonu asfaltowego w zależności od ilości cykli pielęgnacji wskazuje na efekt synergii kruszywa

wapiennego i asfaltu w zapewnieniu jego odporności na oddziaływane wody i mrozu. Praktycznie dopiero po 6 cyklach zamrażania – rozmrażania obserwuje się spadek wartości wskaźnika WR_{WM} betonu asfaltowego BA3. Natomiast w przypadku betonu asfaltowego BA1 już po pierwszym cyklu pielęgnacji można stwierdzić negatywny efekt oddziaływania wody i mrozu. Natomiast zastosowanie w mieszance mineralnej tylko jednej frakcji kruszywa dolomitowego spowodowało, że odporność betonu asfaltowego BA2 na oddziaływanie wody i mrozu była większa oraz dopiero po 3 cyklach pielęgnacji nastąpiło jej obniżenie (Rys. 2.12).

Tym samym można stwierdzić, że istotną rolę w kształtowaniu właściwości betonu asfaltowego odgrywa adsorpcja asfaltu przez ziarna kruszywa węglanowego (dolomit, wapień). W początkowym etapie procesu oddziaływania wody i mrozu w znaczącym stopniu eliminuje ona efekt starzenia lepiszcza i tym samym obniżenia właściwości betonu asfaltowego.

Następny etap badań polegał na oznaczeniu zawartości asfaltu określonego na podstawie ekstrakcji z prób pobranych z mieszanek mineralno-asfaltowych BA2 i BA3, dostarczanej na budowę w czasie 2 godzin od chwili jej wyprodukowania oraz wyciętych z warstwy nawierzchni po jednym miesiącu jej eksploatacji. Z betonu asfaltowego BA1 nie wykonywano nawierzchni. Zawierał on dużą ilość kruszywa „kwaśnego" i pomimo, że spełniał wymagania normowe, wykonawca obawiał się o trwałość nawierzchni w zakresie odporności na oddziaływanie wody i mrozu. Beton asfaltowy BA1 pełnił więc rolę kontrolną. Przedziały ufności, w których powinny zawierać się zawartości asfaltu określone dla poszczególnych prób betonu asfaltowego na poszczególnych etapach procesu wykonania nawierzchni przy założonym $\alpha = 0{,}05$, zestawiono w Tablicy 2.4.

Wyniki badań zawartości asfaltu, określonego na podstawie ekstrakcji na poszczególnych etapach wykonania warstwy ścieralnej nawierzchni, potwierdziły istotny wpływ na wartość tego parametru rodzaju kruszywa zastosowanego w betonie asfaltowym. Obserwowano większą intensywność procesu absorpcji asfaltu przez kruszywo wapienne niż mieszankę kruszywa bazaltowego i z piaskowca kwarcytowego w betonie asfaltowym. Przy czym należy zaznaczyć, że ze względów technologicznych w betonie asfaltowym BA2 zastosowano kruszywo dolomitowe frakcji 0/4 mm w ilości 10%, które mogło wpłynąć na adsorpcję asfaltu przez kruszywo mieszanki mineralnej.

Dla betonu asfaltowego BA2, przeznaczonego na nawierzchnię obciążoną ruchem KR3-6, stosowano w tym okresie czasu tolerancję zawartości asfaltu $A_{recepta} \pm 0{,}3\%$.

	Zawartość asfaltu wyekstrahowanego w BA	
Etap wykonawczy	BA2 $A_{recepta} = 5{,}4\%$	BA3 $A_{recepta} = 5{,}8\%$
Wytworzenie i wbudowanie BA ①	$4{,}8\% < A_m < 5{,}2\%$	$4{,}9\% < A_m < 5{,}5\%$
Eksploatacja nawierzchni ①	$4{,}6\% < A_m < 5{,}1\%$	$4{,}7\% < A_m < 5{,}3\%$

Tablica 2.4. Zawartość wyekstrahowanego asfaltu w betonie asfaltowym na poszczególnych etapach wykonania nawierzchni; ① przedział zmienności

W związku z tym można przyjąć, że spełniony jest warunek prawidłowej zawartości asfaltu w betonie asfaltowym na poszczególnych etapach procesu wykonania nawierzchni asfaltowej. Przy czym mogą wystąpić pojedyncze oznaczenia ilości asfaltu, które nie będą spełniały wymagań normatywnych. Podobnie przedstawia się sprawa betonu asfaltowego BA3, przeznaczonego na nawierzchnię obciążoną ruchem KR1-2, dla którego zakres tolerancji asfaltu wynosi $A_{recepta}$ ±0,5%. Pomimo więc większej adsorpcji asfaltu przez kruszywo wapienne, praktycznie również zostało spełnione wymaganie normowe w zakresie ilości asfaltu w betonie asfaltowym.

Należy zaznaczyć, że w wykonanych badaniach w 1994 i 2004 roku nie uwzględniano roli mączki wapiennej w procesie zmian ilości asfaltu w mieszankach mineralno-asfaltowych na poszczególnych etapach wykonywania nawierzchni. Stosowana w składzie ramowym badanych betonów asfaltowych mączka wapienna produkowana była ze skał wapiennych zawierających 95% węglanu wapnia. W związku z tym charakteryzowała się bardzo dobrym powinowactwem z asfaltem, a zatem odgrywała również rolę w procesie chemisorpcji, zachodzącym w strukturze betonu asfaltowego.

Reasumując, należy stwierdzić, że projektując mieszanki mineralno-asfaltowe konieczne jest zwracanie uwagi zarówno na rodzaj zastosowanego asfaltu jak również na to, jakie kruszywo jest wykorzystywane. Ustalając zawartość asfaltu, należy uwzględnić nie tylko jego powinowactwo z kruszywem w celu określenia adhezji, ale również absorpcji.

Określając zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej, przy spełnieniu przez nią normatywnych wymagań, należy optymalizować jego ilość z uwzględnieniem możliwości wystąpienia adsorpcji lepiszcza przez kruszywo. Zapewni to tym samym spełnienie wymagania niezbędnej ilości rozpuszczalnego asfaltu z uwzględnieniem tolerancji we wbudowanej mieszance mineralno-asfaltowej w warstwę konstrukcyjną nawierzchni na etapie jej odbioru.

Dokonując analizy wyników badań, można również sformułować następujące wnioski:

- procesy chemisorpcji zachodzące na granicy kontaktu asfalt – kruszywo wpływają na formowanie błonki asfaltowej na powierzchni ziaren kruszywa, zwłaszcza kiedy stosowane jest kruszywo węglanowe,
- na intensywność procesów kontaktowych – „zanik" asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej wpływa rodzaj kruszywa (węglanowe) i skład grupowy asfaltu,
- „zanikowi" asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej może towarzyszyć zjawisko wzrostu jej właściwości mechanicznych,
- długotrwałe oddziaływanie wysokiej temperatury (t > 2 godz.) na mieszankę mineralno-asfaltową odgrywa istotną rolę w intensyfikacji procesów chemisorpcji na granicy asfalt – ziarno kruszywa, wpływając na zaistnienie procesu „zaniku" asfaltu w przypadku zastosowania kruszywa wapiennego,
- adsorpcja asfaltu przez powierzchnię ziaren kruszywa węglanowego wpływa korzystnie na jego odporność na oddziaływanie wody i mrozu, zmniejsza niekorzystny efekt starzenia lepiszcza i obniżenia właściwości betonu asfaltowego.

3. Zastosowanie wapna w stabilizacji gruntów

3.1. Charakterystyka wapna jako wyrobu wypalanego z kamienia wapiennego

Pozyskiwany materiał kamienny ze skał wapiennych przeznaczany jest nie tylko do produkcji kruszywa, ale przede wszystkim do przetwarzania w wyniku wypalania na wapno. Na podstawie wykopalisk szacuje się, że piece do wypalania wapna powstały prawdopodobnie w 7 tysiącleciu p.n.e. Oczywiście były one bardzo prymitywne i nie miały nic wspólnego z obecnie stosowanymi, chociaż idea wypalania wapna jest ta sama. Były to przede wszystkim małe jaskinie lub jamy wykopane w ziemi, w których składowano kamień wapienny, a następnie wypełniano je drewnem, które podpalano. W wyniku tego procesu otrzymywano wapno palone, które następnie rozdrabniano i mieszano z wodą, uzyskując spoiwo. Z upływem czasu proces wypału wapna palonego ulegał modyfikacji. Na przemian układano warstwę kamienia wapiennego oraz drewna. Czas wypału ulegał skróceniu, a uzyskana jakość materiału była lepsza i bardziej jednorodna.

Kolejny etap w rozwoju technologii wypalania skały wapiennej polegał na wykonywaniu z gliny piecy polowych typu dymarek, w których umieszczano na przemian warstwę kamienia i drewna, a w okresie późniejszym węgla drzewnego [4].

Wapno wykorzystywano przede wszystkim w budownictwie. Pierwsze pisemne informacje dotyczące zastosowania wapna w starożytnym Egipcie datowane są na okres około 3000 lat p.n.e. Stosowano wówczas wapno do produkcji wapiennej zaprawy murarskiej, którą wykorzystywano w trakcie wznoszenia piramid w Gizie. Wykorzystywano również tego rodzaju materiał do nawożenia gleby [2]. W celu zapewnienia trwałości wznoszonych konstrukcji również Chińczycy stosowali wapno. Najbardziej znanym przykładem jest budowa Wielkiego Muru Chińskiego w okresie VII–III w. p.n.e., przy wznoszeniu którego jako zaprawę zastosowano mieszankę wapna palonego, pucolanów i wody [2].

Również przy budowie świątyń, obiektów inżynieryjnych i fortyfikacji wykorzystywano wapno. Także przy wznoszeniu licznych budowli na obszarze dawnego Babilonu stosowano wapno jako spoiwo. Najbardziej znanym przykładem w tym zakresie jest budowa bramy Bogini Isztar. Dokumenty historyczne wskazują również, że już w tamtym okresie wykorzystywano też wapno przy budowie obiektów w Grecji [4].

Znaczący wpływ na rozwój zastosowania wapna w budownictwie miało Imperium Rzymskie [2, 4]. W oparciu o selekcję materiału wapiennego oraz stosowanie różnego rodzaju modyfikatorów uzyskiwano bardzo dobrej jakości spoiwo, które było stosowane przy wznoszeniu licznych budowli, nie tylko w Rzymie, ale również na terenach, które zostały zajęte przez Imperium Rzymskie [4]. Olbrzymie znaczenie dla rozpowszechnienia

wapna jako spoiwa wykorzystywanego przy wznoszeniu budowli miało opublikowanie prawdopodobnie między 20 a 10 r. p.n.e. traktatu pt. „O architekturze ksiąg dziesięć". Opracowany on został przez Witruwiusza, jednego z największych rzymskich budowniczych i architektów ówczesnych czasów [62]. Przedstawione zostały w nim bezcenne informacje dotyczące architektury i sztuki budowlanej starożytnych Greków i Rzymian. Należy zaznaczyć, że w tym okresie nastąpił również postęp technologiczny w zakresie wypalania wapna, rozpoczęto stosować bowiem na szeroką skalę piece polowe, tzw. mielerze [2].

Natomiast pierwsze informacje dotyczące wykorzystania wapna na terytorium polskim datowane są na X wiek. Dotyczą one zastosowania zaprawy wapiennej przy wznoszeniu budowli przede wszystkim obronnego charakteru np. rotundy na Wawelu [3, 4]. Należy zaznaczyć, że do naszych czasów zachowały się również budowle wzniesione w XI wieku, które zostały zbudowane z kamienia wapiennego połączonego zaprawa wapienną. Można do nich zaliczyć Opactwo Benedyktynów w Tyńcu i Kościół Św. Andrzeja w Krakowie [4].

Rozwój wykorzystania wapna jako spoiwa w budownictwie zahamowany został przez upadek Cesarstwa Rzymskiego. Dopiero w XIV w. nastąpił rozwój produkcji wapna w całej Europie. Należy jednak podkreślić, że technologia wypalania wapna praktycznie niewiele się różniła w tym okresie od opracowanej przez Rzymian. Oczywiście nastąpił postęp w zakresie modernizacji pieców polowych. Zaczęto stosować piece komorowe o przekroju ciągłym prostokątnym lub kolistym z otworami ciągowymi w sklepieniu, które w dalszym ciągu były opalane drewnem lub węglem drzewnym. Przełomowym momentem w rozwoju technologii produkcji wapna było zastosowanie w XVIII w. do wypalania skały wapiennej węgla kamiennego. W tym okresie we Francji zaczęto stosować piece szybowe, które rozpowszechniły się w całej Europie. Zastąpiły one mało wydajne piece komorowe i polowe.

Wiek XVIII to również rozwój na skalę przemysłową produkcji wapna palonego w Polsce. Przy czym tradycje w tym zakresie sięgają XII wieku. Jedne z pierwszych informacji pochodzą z około 1770 roku i dotyczą wybudowania na wzgórzu Kadzielnia w Kielcach pierwszego wapiennika, który powstał z inicjatywy bp. Kajetana Sołtyka [84]. Zakład ten rozwijał się, a wzrost zapotrzebowania na wapno palone spowodował, że w 1886 roku wybudowano tam trzy piece do jego wypalania. O rozmiarach i znaczeniu zakładu produkcji wapna palonego na Kadzielni może świadczyć fakt, że w 1938 roku zatrudnionych tam było około 200 pracowników, co na ówczesne czasy było bardzo dużo (Fot. 3.1).

Na Kadzielni wydobywano skałę wapienną do produkcji wapna palonego, topnika dla przemysłu hutniczego, nawozów, wapienia dla przemysłu cukrowniczego i hut szkła. Pewna część pozyskanego kamienia, zwłaszcza ze skały wapiennej o mniejszej przydatności do wypału (mniejszej zawartości $CaCO_3$), przeznaczona była jako kamień budowlany i tłuczeń dla kolejnictwa. Dzięki temu, że skała wapienna zawierała dużą zawartość węglanu wapnia ($CaCO_3 > 90\%$), jakość produkowanego wapna palonego była bardzo dobra i w związku z tym było ono nawet eksportowane. Niestety w 1968 roku, w wyniku ograniczenia możli-

wości pozyskiwania skały na terenie kamieniołomu Kadzielnia ze względu na uciążliwość jego działalności na terenie miasta Kielce oraz coraz większych kosztów wydobycia urobku skalnego z głębszych pokładów, podjęto decyzję o jego zamknięciu. Obecnie kamieniołom Kadzielnia jest rezerwatem skalnym.

Fot. 3.1. Widok zakładu produkcyjnego wapna na Kadzielni – fotografia z 1920 roku [85]

Należy podkreślić, że przemysł wapienniczy na ziemiach polskich rozwijał się podobnie jak i w całej ówczesnej Europie. W okresie międzywojennym do wypalania wapna stosowano piece kręgowe Hoffmana, piece szybowe o niskiej wydajności oraz w dalszym ciągu prymitywne piece polowe [2].

Początek nowoczesnego polskiego przemysłu wapienniczego przypada na rok 1935. Wówczas to w Trębaczowie k. Działoszyna zbudowany został pierwszy wapiennik „Wapnodział", który posiadał piec typu „rüdersdorfskiego", stojący, częściowo zmechanizowany. Rozpoczął on produkcję wapna na skalę przemysłową. Natomiast współczesne nowoczesne zakłady wapiennicze zlokalizowane są przede wszystkim w rejonie Kielc, Opola i na Kujawach. Wytwarzają one wapno palone na skalę przemysłową we współprądowo-regeneracyjnych piecach Maerza (Fot. 3.2), które opalane są ciekłymi paliwami lub gazem oraz w jednoszybowych piecach cylindrycznych opalanych koksem lub antracytem [62].

Fot. 3.2. Piec Maerza

Rodzaj wykorzystywanego pieca uzależniony jest od wymagań, jakie stawiane są wapnu palonemu w zakresie jego zastosowania [6]. Należy jednak zaznaczyć, że wapno palone

w piecach Maerza charakteryzuje się zarówno wysoką aktywnością jak i wysokim stopniem czystości, który przekracza nawet 97%, kiedy stosowany jest dobrej jakości kamień wapienny.

Wapno palone przede wszystkim wykorzystywane jest w produkcji wapna hydratyzowanego, nazywanego często wapnem suchogaszonym. Bardzo dobrą jego jakość uzyskuje się z wapna wypalanego w piecach Maerza, dla którego czas gaszenia t60 wynosi około 30 s. Wapno palone z pieców Maerza po procesie gaszenia umożliwia otrzymanie bardzo wysokiej jakości wapna hydratyzowanego, większej niż w przypadku wykorzystania wapna palonego w piecach szybowych. Powierzchnia właściwa BET wapna hydratyzowanego uzyskanego z wapna palonego, otrzymanego w piecach Maerza, jest większa od 20 m^2/g, podczas gdy powierzchnia właściwa hydratu z pieców szybowych nie przekracza 16 m^2/g [62].

Należy zaznaczyć, że aby uzyskać wymaganą jakość wapna hydratyzowanego, niezbędne jest stosowanie wapna palonego o wysokiej jakości, która determinowana jest właściwościami skały wapiennej – zawartością $CaCO_3$. Obecnie wapno suchogaszone jest otrzymywane w hydratorach mechanicznych metodą bezdojrzewalnikową, która wymaga zastosowania jednorodnego wapna palonego o dużej aktywności [83].

Wapno było więc tym podstawowym produktem, który przyczynił się do rozwoju górnictwa skalnego, zarówno w Europie jak i na terenach polskich w regionie świętokrzyskim, śląsko-krakowskim jak również na Dolnym Śląsku. Już bowiem pięćset lat temu pozyskiwano skałę wapienną i wypalając ją w bardzo prymitywny sposób, wytwarzano wapno palone w bryłach. A nieprzydatny do wypału kamień wykorzystywano do budowy dróg. Natomiast w naszym kraju jeszcze do końca XX wieku podstawową działalnością zakładów przeróbczych skały wapiennej było wapno.

Dopiero realizacja programu budowy nowoczesnej sieci drogowej przyczyniła się do dynamicznego rozwoju sektora kruszyw zakładów przeróbczych skały wapiennej.

Obecnie produkowany jest następujący asortyment wyrobów wapienniczych:

- wapno palone w bryłach, którego głównym składnikiem jest tlenek wapniowy CaO (Fot. 3.3). Wykorzystywane jest przede wszystkim do przemiału oraz w przemyśle chemicznym, cukrowniczym oraz ochrony środowiska,
- wapno palone mielone, głównym jego składnikiem jest tlenek wapniowy CaO, otrzymywane przez równomierne wypalanie kamienia wapiennego w temperaturze 900-1300°C, a następnie zmielonego w młynie. Stosowane jest ono w budownictwie (w tym również w drogownictwie), hutnictwie, przemyśle chemicznym i przemyśle energetycznym jako sorbent do odsiarczania spalin,
- wapno mielone stosowane jest w przemyśle materiałów budowlanych do produkcji betonu komórkowego, cegły silikatowej, zapraw oraz w przemyśle chemicznym jako katalizator i neutralizator,

- wapno hydratyzowane (suchogaszone) otrzymywane przez działanie na wapno niegaszone odpowiednią ilością wody (Fot. 3.4). Głównym jego składnikiem jest wodorotlenek wapniowy $Ca(OH)_2$. Wapno suchogaszone wykorzystywane jest w budownictwie do zapraw murarskich i tynkarskich oraz w produkcji chemii budowlanej (m.in. do gotowych mieszanek murarskich i tynkarskich) i w sektorze ochrony środowiska (m.in. do uzdatniania wody pitnej, neutralizacji ścieków).

Fot. 3.3. Wapno palone w bryłach na taśmociągu z pieca Maerza [83]

Fot. 3.4. Wapno hydratyzowane (Fot. M. Iwański)

Wapno hydratyzowane należy produkować i klasyfikować według normy PN-EN 459-1:2010 w trzech różnych asortymentach, podstawą jego klasyfikacji jest zawartość sumy tlenków CaO + MgO, przy czym wapno hydratyzowane zawierające największą sumaryczną ilość tlenków CaO + MgO jest najbardziej przydatne dla celów drogowych.

Szczegółowe wymagania w zakresie właściwości dla wapna hydratyzowanego zgodnie z normą PN-EN 459-1:2010 zestawiono w Tablicy 3.1.

Właściwości chemiczne	Wymagania wg PN-EN 459-1:2010		
	CL 90-S	CL 80-S	CL 70-S
Wilgotność [%]	≤ 2		
Zawartość [%]:			
– CaO+MgO	≥ 90	≥ 80	≥ 70
– MgO	≤ 5	≤ 5	≤ 5
– CO_2	≤ 4	≤ 7	≤ 12
– SO_3	≤ 2	≤ 2	≤ 2
Właściwości fizyczne			
Stałość objętościowa [mm]:			
– metoda wzorcowa	≤ 2		
– metoda alternatywna	≤ 20		
Pozostałość na sicie [%]:			
– 0,2 mm	≤ 2		
– 0,09 mm	≤ 7		

Tablica 3.1. Właściwości wapna hydratyzowanego wg PN-EN 459-1:2010

W drogownictwie zastosowanie znajduje przede wszystkim wapno palone mielone, które wykorzystywane jest do ulepszania i osuszania gruntów oraz wapno hydratyzowane, stosowane jako mineralny środek adhezyjny w postaci wypełniacza mieszanego, jak również czasami jest wykorzystywane do poprawy właściwości gruntów.

Właściwość użytkowa wapna palonego	Charakterystyka wg PN-EN 459-1:2010	
	wartość deklarowana	wymagania normowe
Zawartość [%]: – CaO+MgO – MgO – CO_2 – SO_3	 ≥ 92 ≤ 1,5 ≤ 2,5 ≤ 0,5	 ≥ 90 ≤ 5 ≤ 4 ≤ 2
Wapno czynne [%]	≥ 83	≥ 80
Stałość objętości	wynik pozytywny	
Wydajność [cm^3/10kg]	≥ 26	
Przesiew przez sito [%]: – 2 mm – 0,2 mm – 0,09 mm	 100 ≥ 97 ≥ 90	 100 ≥ 95 ≥ 85
$t_{60°C}$ [min.]	2 - 6	< 10 (R5)
Promieniotwórczość [Bq/kg]: – f_{1max} – f_{2max}	 0,05 12,54	 ≤ 1 ≤ 200

Tablica 3.2. Właściwości wapna palonego mielonego ostropalonego [83]

W zależności od sposobu wypalania można otrzymać wapno palone lekko, średnio, ostropalone i wysokoreaktywne zgodnie z PN-EN 459-1:2010. Właściwości wapna palonego mielonego ostropalonego, na przykładzie wytwarzanego przez zakład przeróbczy w Trzuskawicy, oznaczone na podstawie badania zgodnie z PN-EN 459-2:2010, zestawiono w Tablicy 3.2 [83]. Natomiast w Tablicy 3.3 zestawiono właściwości wapna hydratyzowanego wg PN-EN 459-1 CL 90-S. Jako przykładowe podano charakterystyki produktu otrzymywanego w ZPW Trzuskawica, określone na podstawie badań właściwości wg PN-EN 459-2.

Właściwość użytkowa wapna hydratyzowanego	Charakterystyka wg PN-EN 459-1 CL 90-S	
	wartość deklarowana	wymagania normowe
Zawartość [%]: – CaO+MgO – MgO – CO_2 – SO_3	 ≥ 92 ≤ 1 ≤ 2,5 ≤ 0,5	 ≥ 90 ≤ 5 ≤ 4 ≤ 2

Wapno czynne [%]	≥ 84	≥ 80
Zawartość wolnej wody	≤ 2	
Odsiew na sicie [%]: – 90 µm – 200 µm	 ≤ 7 ≤ 2	
Stałość objętości	wynik pozytywny	
Głębokość wnikania [mm]	10 - 50	
Zawartość powietrza [%]	≤ 7	≤ 12
Promieniotwórczość [Bq/kg]: – f_{1max} – f_{2max}	 0,05 12,54	 ≤ 1 ≤ 200

Tablica 3.3. Właściwości wapna hydratyzowanego [83]

3.2. Wykorzystanie wapna do uzdatniania gruntów

Inwestycje drogowe bardzo często realizowane są na terenach, na których grunt zalegający w podłożu pod konstrukcją nawierzchni charakteryzuje się właściwościami, które nie odpowiadają stawianym mu wymaganiom przez obowiązujące przepisy [65]. W związku z tym, z reguły stosowane są dwa rozwiązania.

Pierwsze polega na wymianie gruntu nieprzydatnego klasy G2-G4 na grunt spełniający wymagania klasy G1, na którym można wykonywać konstrukcje nawierzchni. Rozwiązanie to jest jednak bardzo czasochłonne oraz kosztowne. Wymaga bowiem wywiezienia gruntu z podłoża korpusu drogowego oraz dowiezienia gruntu dobrego. Ponieważ roboty ziemne są robotami masowymi, w związku z tym trzeba je czasem wykonywać w setkach tysięcy lub milionach ton. Oczywiście zakres prac ziemnych związanych z wymianą gruntu uzależniony jest od szczegółowego jego rozpoznania. Dodatkowym problemem jest zagospodarowanie wywożonego gruntu z terenu inwestycji drogowej.

Natomiast drugie rozwiązanie jest mniej czasochłonne i tym samym bardziej efektywne ekonomicznie. Polega ono na dokonaniu uzdatnienia gruntu – zmiany jego parametrów w wyniku procesu stabilizacji chemicznej poprzez zastosowanie spoiwa, którego rodzaj powinien być określony na podstawie szczegółowych badań laboratoryjnych.

Jednym z podstawowych spoiw do stabilizacji gruntów jest wapno. Stosowane jest ono do poprawy właściwości gruntów spoistych oraz bardzo spoistych, które zawierają duże ilości minerałów ilastych. W zakresie rodzaju są to różnego typu gliny, iły, żwiry gliniaste, pospółki gliniaste, gliny piaszczyste, piaski gliniaste, lessy i pyły. Przy czym, im grunt zawiera więcej frakcji pylastej (> 10%) oraz frakcji iłowej (ponad 7,0%) charakteryzującej się ziarnami mniejszymi od 0,002 mm, tym proces jego wzmacniania jest bardziej efektywny.

W czasie bowiem mieszania gruntu z wapnem zachodzą reakcje pucolanowe, w wyniku których tworzą się związki o właściwościach hydraulicznych. Tworzy się trwała struktura wapienno-gruntowa, w wyniku powstawania i krystalizacji hydratów krzemianów wapnia oraz węglanu wapnia w procesie wiązania przez wodorotlenek wapnia dwutlenku węgla z powietrza.

W konsekwencji następuje zmiana właściwości stabilizowanego gruntu. Wzrasta jego granica plastyczności, zmienia się wilgotność optymalna, poprawie ulega (wzrasta) CBR oraz wskaźnik piaskowy (WP), który wzrasta nawet dwukrotnie.

Oprócz wzmocnienia struktury gruntów spoistych za pomocą wapna, zaleca się je stosować również do ulepszania gruntów kwaśnych o zawartości części organicznych do 10% oraz nawodnionych, czyli o wilgotności większej niż optymalna.

Do stabilizacji oraz osuszania zaleca się stosować wapno palone mielone (CaO), które jest jednym z najstarszych materiałów wykorzystywanych w tym zakresie. W czasie procesu mieszania wapna palonego mielonego z gruntem, a zwłaszcza gruntem nawodnionym, zachodzi reakcja egzotermiczna hydratacji tlenku wapnia:

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + 1{,}14\ kJ/kg\ CaO$$

Wydziela się wówczas duża ilość ciepła, która przyspiesza proces osuszania gruntu powodując, że staje się on nośny. Następnie w wyniku procesu karbonatyzacji wodorotlenku wapnia $Ca(OH)_2$ zachodzą reakcje jonowymienne ze znajdującymi się w gruncie minerałami ilastymi do chwili wstępnej fazy CSH. Procesowi temu towarzyszy również zjawisko koagulacji oraz strukturalne przemieszczanie się wody [27].

Występujące w gruncie minerały iłowe zachowują się jak koloidy, których właściwości uzależnione są od rodzaju występujących przede wszystkim w nich jonów Na^+ lub H^+. Iły zawierające jony Na^+ charakteryzują się zdolnością do wchłaniania znaczącej ilości wody konsekwencją czego jest ich duże pęcznienie i skurcz. W wyniku oddziaływania wapna następuje wymiana jonowa, jony Na^+ w ile zastępowane są jonami Ca^{++} z wapna. W związku z czym iły z jonami Ca^{++} mają znacznie mniejsze zdolności do kumulacji wody oraz wykazują mniejszy skurcz i pęcznienie niż przed wymianą jonową.

Procesowi temu towarzyszy strukturalne przemieszczanie się wody i wewnętrznego jej wysychania w gruncie. Przy czym im bardziej nasączony jest grunt przed wprowadzeniem wapna do gruntu, tym zjawisko to jest bardziej intensywne. Wydzielający się bowiem nadmiar wody w wyniku wymiany jonowej jest adsorbowany przez wapno. Następuje zmniejszenie ilości wody pozostałej w stanie ciekłym w gruncie. Konsekwencją tego jest zmiana właściwości gruntu na takie, jakimi charakteryzuje się po wyschnięciu [27].

Wymianie jonowej towarzyszy koagulacja czyli proces zbrylenia spoistych cząstek gruntu. Zmienia się uziarnienie gruntu. Następuje zmniejszenie ilości najdrobniejszych

cząstek frakcji iłowej ≤ 0,002 mm i cząstek namulistych o uziarnieniu od 0,002 do 0,06 mm w strukturze gruntu. W wyniku czego wzrasta jego granica plastyczności i następuje zmiana właściwości gruntu spoistego. Grunt uzyskuje wówczas tzw. „strukturę wtórną", staje się porowaty. Możliwe jest wówczas wykonywanie robót ziemnych.

Fizyczno-mechaniczne właściwości gruntów stabilizowanych wapnem ①	Wartość wskaźników technicznych gruntów stabilizowanych lub ulepszanych wapnem, przeznaczonych na		
	górną warstwę ulepszonego podłoża drogi ②	podbudowę pomocniczą dla dróg o ruchu bardzo lekkim	wstępne ulepszenie gruntów przeznaczonych do dalszej stabilizacji lub na dolne warstwy ulepszonego podłoża ③
Zmiana granic konsystencji (L_y i L_p), zwiększenie [%]	≥ 30	≥ 40	≥ 30
Odczyn pH po ulepszeniu gruntu wapnem [pH]	≥ 7	≥ 7	≥ 7
Wytrzymałość na ściskanie (R) próbek nasyconych wodą [MPa]: – po 7 dniach – po 28 dniach	 ≥ 0,3 ≥ 0,4	 ≥ 0,5 ≥ 0,7	 ≥ 0,2 ≥ 0,2
Odporność na zamrażanie i odmrażanie [ilość cykli]	≥ 3	≥ 5	–
Wskaźnik nośności (CBR) [%]	≥ 25	≥ 40	≥ 15
Pęcznienie w cylindrze (CBR) [%]	≤ 1	≤ 0,5	≤ 2

Tablica 3.4. Wymagane cechy mieszanki i gruntów stabilizowanych: ① w zależności od sprzętu wykonuje się badania wytrzymałości na ściskanie (R) lub badanie wskaźnika nośności (CBR); dodatkowo zaleca się określić wskaźnik piaskowy (WP) po rozkruszeniu gruntu stabilizowanego i przesianiu przez sito 2 mm, a kapilarność bierna (K_b) [dla gruntów ulepszonych lub stabilizowanych wapnem i rozkruszonych po 28 dniach pielęgnacji dla materiału przesianego przez sito 2 mm wskaźnik piaskowy (WP) powinien wynosić ≥ 35, a kapilarność bierna (K_b) ≤ 1 m]; ② do 1 metra poniżej niwelety drogi, ③ poniżej 1 metra od niwelety drogi [92]

Konsekwencją zaistniałych procesów, w wyniku oddziaływania wapna na grunt spoisty nawodniony, jest obniżenie włoskowatości warstwy stabilizowanego gruntu w porównaniu z rodzimym. Pęcznienie oraz skurcz gruntu praktycznie nie występuje, a warstwa wzmocnionego podłoża gruntowego jest odporna na oddziaływanie wody oraz mrozu.

Oddziaływanie wapna hydratyzowanego $Ca(OH)_2$ na grunt spoisty jest podobne do wapna palonego mielonego CaO, z wyjątkiem ograniczenia jego efektu osuszającego. Pomimo to do niedawna było ono częściej stosowane w praktyce drogowej niż wapno palone mielone.

W zależności od przeznaczenia stabilizowanego gruntu, zaleca się stosowanie rekomendowanych ilości wapna na następujące warstwy konstrukcyjne:
– górna warstwa ulepszonego podłoża (od 3 do 7%),
– dolna warstwa podbudowy dla dróg o ruchu KR1-2 (od 5 do 8%),
– dolne warstwy ulepszonego podłoża lub wstępne ulepszanie gruntu przeznaczonego do dalszej stabilizacji lub do wbudowania w nasyp powyżej 1 metra od niwelety drogi.

Należy jednak zawsze wymaganą ilość wapna ustalić na podstawie badań laboratoryjnych dla konkretnego rodzaju gruntu.

W Tablicy 3.4 zestawiono wymagane cechy mieszanki i gruntów stabilizowanych wapnem [92]. Natomiast w Tablicy 3.5 zestawiono właściwości stabilizowanej warstwy gruntu wapnem [92].

Fizyczno-mechaniczne właściwości gruntów stabilizowanych wapnem	Wartość wskaźników technicznych gruntów stabilizowanych lub ulepszanych wapnem, przeznaczonych na		
	górną warstwę ulepszonego podłoża drogi	podbudowę pomocniczą dla dróg o ruchu bardzo lekkim	wstępne ulepszenie gruntów przeznaczonych do dalszej stabilizacji
Wskaźnik zagęszczenia	≥ 0,98	≥ 1	–
Moduł odkształcenia (M_E) [MPa]	≥ 40	≥ 60	–
Zmiana granic konsystencji (L_y i L_p) [%]	–	–	≥ 30
Odczyn mieszanki [pH]	≥ 7	≥ 7	≥ 7

Tablica 3.5. Właściwości warstwy gruntu stabilizowanej wapnem [92]

Technologia stabilizacji gruntu wapnem w Polsce wykorzystywana jest od lat 60. XX wieku. W celu uzdatnienia gruntu pod konstrukcją nawierzchni stosowana jest ona na drodze – in situ. Przez bardzo długi okres do wykonywania prac stabilizacyjnych wykorzystywano sprzęt rolniczy (pługi, brony talerzowe).

Fot. 3.5. Stabilizator/recykler WR 2500 S (Budar Sp. z o.o. Królewiec Poprzeczny) [85]

Jednorodność wykonanej warstwy, a w związku z tym jej jakość, była bardzo zróżnicowana. W konsekwencji warstwy stabilizowanego gruntu pękały w czasie eksploatacji nawierzchni i następowało przemieszanie gruntu stabilizowanego z rodzimym. Konstrukcja nawierzchni była wówczas narażona na przedwczesne zniszczenie.

Istotne znaczenie dla rozwoju technologii stabilizacji gruntu miał koniec XX wieku. Wówczas to wdrożono do drogownictwa nowoczesne maszyny wieloczynnościowe, jakimi są stabilizatory/recyklery (Fot. 3.5).

W czasie jednego cyklu (przejście po jednym śladzie na gruncie) recykler wykonuje następujące czynności:
- skrawa grunt wraz z rozsypanym na jego powierzchni wapnem (wcześniej należy rozsypać wapno na gruncie),
- podaje wodę na rozdrabniany grunt z wapnem,
- miesza grunt z wapnem,
- wstępnie zagęszcza mieszankę gruntowo-wapienną za pomocą listwy wibracyjnej.

Fot. 3.6. Czynności procesu technologicznego wykonania stabilizacji gruntu: a) rozsypanie spoiwa, b) skrawanie i mieszanie gruntu ze spoiwem oraz wodą przez mieszarkę/stabilizator [79], c) zagęszczanie warstwy gruntu stabilizowanego [85]

Należy zaznaczyć, że najnowocześniejsze recyklery wyposażone są w zbiorniki zawierające spoiwo, dzięki czemu wyeliminowana została czynność wcześniejszego rozsypywania wapna na gruncie. Podstawowe czynności procesu stabilizacji gruntu wapnem przedstawiono na Fot. 3.6.

Zastosowanie stabilizatorów umożliwia uzyskanie warstwy ulepszonego podłoża o wymaganej jednorodności materiałowej i wysokich parametrach jakościowych, zapewniających prawidłową pracę konstrukcji w czasie jej eksploatacji.

3.3. Badania wpływu wapna na uzdatnianie gruntów nawodnionych

3.3.1. Rozpoznanie rodzaju gruntu

Celem badań było dokonanie oceny skuteczności oddziaływania wpływu wapna hydratyzowanego i wapna palonego mielonego oraz wytypowanych rodzajów spoiw na grunt spoisty [70].

Tego rodzaju grunty ulegają szybko nawilgoceniu w wyniku opadów deszczu, jak również na ich powierzchni tworzą się lokalne zastoiska wody. W związku z tym, wilgotność naturalna tego rodzaju gruntów przekracza znacznie ich wilgotność optymalną, a tym samym stają się one nieprzydatne jako podłoże drogowe, ponieważ nie można ich w tym stanie zagęszczać. Aby przyśpieszyć ten proces stosuje się spoiwo, którego celem jest osuszenie gruntu do takiego stanu - wilgotności, która umożliwi proces ich zagęszczania.

Właściwość	Rodzaj gruntu	
	glina G1 (średni spoisty)	ił G2 (bardzo spoisty)
Granica plastyczności [%]	12,21	25,88
Granica płynności [%]	30,1	63
Wskaźnik plastyczności [%]	17,89 (0,18)	37,12 (0,37)
Wskaźnik piaskowy (WP)	15	9
pH	6	6,5
Zawartość części organicznych	brak	brak
Wilgotność optymalna [%]	11,8	18,7
Maksymalna gęstość szkieletu gruntowego [Mg/m^3]	1,782	1,721
Zawartość frakcji [%]: – iłowej - gliniastej - piaskowej	 12,2 31,6 56,2	 35,2 45,8 19

Tablica 3.6. Rozpoznanie właściwości badanych gruntów spoistych

Ponieważ w badaniach jako podstawowe spoiwo wykorzystano wapno palone mielone oraz wapno hydratyzowane, w związku z tym jako podstawę badań przyjęto wymagania sformułowane przez PN-S-96011:1998„Drogi samochodowe. Stabilizacja gruntu wapnem do celów drogowych" [92].

Istotnym elementem badań było zastosowanie w celach porównawczych dodatkowo czterech rodzajów spoiwa, które również są stosowane w celu stabilizacji gruntu spoistego lub osuszania gruntu spoistego nawodnionego. Spoiwa te otrzymywane są w wyniku mieszania wapna, cementu oraz innych dodatków np. pyłów, zmielonego żużla itp. Jako spoiwo kontrolne zastosowano dodatkowo cement portlandzki, który stosowany jest przede wszystkim jako środek stabilizujący wpływający na poprawę nośności gruntu.

W badaniach zastosowano grunt gliniasty G1 i grunt ilasty G2, które poddano kompleksowej ocenie oddziaływania spoiw w zakresie ich stabilizacji oraz osuszania. W celu rozpoznania ich właściwości dokonano oznaczenia podstawowych cech zgodnie z normami PN-S-02205:1998 „Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania" [93], PN-B-04452:1974 „Grunty budowlane. Badania polowe" [94], PN-B-04481:1988 „Grunty budowlane. Badania próbek gruntu" [95] i PN-B-02480:1986 „Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów" [96].

Na początku badań dokonano oceny makroskopowej gruntów spoistych na podstawie próby wałeczkowania, rozmakania i rozcierania gruntu w wodzie, a następnie określono podstawowe właściwości fizyko-mechaniczne, które zestawiono w Tablicy 3.6.

3.3.2. Charakterystyka stosowanych w badaniach spoiw

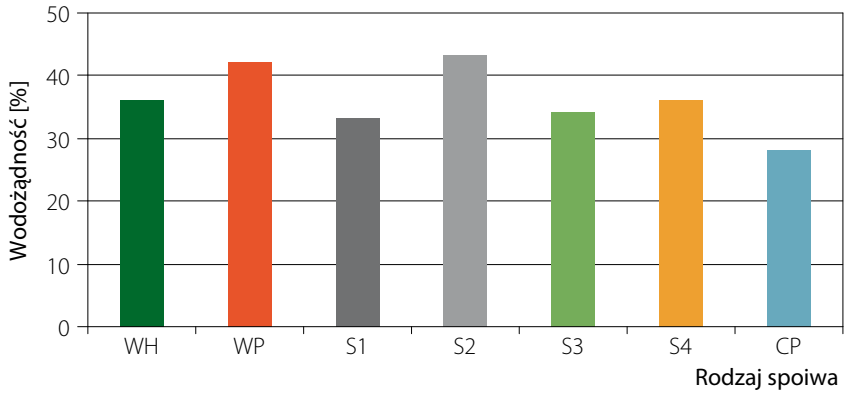
Zakres badań obejmował 7 rodzajów spoiw do stabilizacji i ulepszania gruntu spoistego oraz jego osuszania. Jako spoiwa podstawowe powszechnie stosowane, które zalecane są przez dokumenty normatywne zastosowano wapno palone mielone i hydratyzowane zgodne z [92] oraz cement portlandzki CEM II/B-V 32,5 R [97]. Przy czym należy zaznaczyć, że cement portlandzki CEM II/B-V 32,5 R stosowany jest przede wszystkim do stabilizacji gruntów sypkich i w programie badań stosowany jest jako typowe spoiwo kontrolne. Wapno hydratyzowane stosowane jest jako główne spoiwo, zalecane do stabilizacji oraz osuszania gruntów spoistych zgodnie z normą PN-S-96011:1998 „Drogi samochodowe. Stabilizacja gruntów wapnem do celów drogowych" [92]. Charakterystykę stosowanych w badaniach spoiw w oparciu o bibliografię [5, 38] informacje producenta oraz Aprobaty Techniczne zestawiono w Tablicy 3.7.

Rodzaj spoiwa - oznaczenie	Dokument odniesienia
Wapno hydratyzowane – WH	PN-EN 459-1:2003 [99]
Wapno palone mielone – WP	PN-EN 459-1:2003 [99]
Środek sypki S1	Aprobata Techniczna IBDiM AT/2002-04-1296 [100]
Środek sypki S2	Aprobata Techniczna IBDiM AT/2008-03-1588 [101]
Środek sypki S3	Aprobata Techniczna IBDiM AT/2008-03-1588 [101]
Środek sypki S4	Aprobata Techniczna IBDiM AT/2005-03-1866 [102]
Cement portlandzki CEM II/B-V 32,5 R – CP	Aprobata Techniczna IBDiM AT/2006-03-2077 [98]

Tablica 3.7. Charakterystyka stosowanych w badaniach spoiw

Spoiwa S1, S2, S3 i S4 wytwarzane są na bazie wapna, cementu oraz różnego rodzaju dodatków jak zmielony żużel, pyły itd. W związku z tym istotne jest zastosowanie ich w badaniach w celach porównawczych z wapnem palonym mielonym i wapnem hydratyzowanym.

Natomiast cement portlandzki jest wykorzystywany w badaniach jako spoiwo kontrolne. Istotnym czynnikiem charakteryzującym spoiwa przeznaczone do ulepszania gruntów nawodnionych jest ich wodożądność. Została ona określona zgodnie z metodyką przedstawioną w PN-EN 196-3:2006 [103] (Rys. 3.1).



Rys. 3.1. Wodożądność stosowanych w badaniach spoiw

Na podstawie uzyskanych wyników wodożądności badanych spoiw można stwierdzić, że najwyższą tę charakterystykę posiada wapno palone mielone i spoiwo S2. Wodożądność dla tych spoiw waha się w granicach od 42 do 43. Następnie wapno hydratyzowane i spoiwo S4 posiadają podobną charakterystykę w tym zakresie. Wodożądność dla tych dwóch spoiw wynosi 36. Zaś spoiwa S1 i S3 posiadają ten parametr w granicach od 33 do 34. Najniższą wodożądnością charakteryzuje się cement portlandzki CEM II/B-V 32,5 R – CP, dla którego parametr ten osiąga wartość 28.

Reasumując, można wnioskować, że największymi właściwościami osuszającymi powinno charakteryzować się wapno palone mielone i spoiwo S2, a następnie wapno hydratyzowane i spoiwo S4 oraz spoiwa S1, S3 i cement CEM II/B-V 32,5 R – CP.

3.3.3. Badania normowe gruntu stabilizowanego zgodnie z PN-S-96011

Zgodnie z wymaganiami normowymi PN-S-96011:1998 [92] stabilizowany wapnem grunt przeznaczony na górną warstwę ulepszonego podłoża, w zakresie ocenianych właściwości fizyko-mechanicznych, powinien charakteryzować się następującymi podstawowymi parametrami:

– wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach ≥ 0,3 MPa,
– wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach ≥ 0,4 MPa,

– odporność na zamrażanie i odmrażanie, minimum 3 cykle,
– wskaźnik nośności CBR ≥ 25%.
– wskaźnik piaskowy po rozkruszeniu gruntu stabilizowanego (WP) ≥ 35.

Przy czym należy podkreślić, że głównym celem badań była ocena skuteczności stosowanych spoiw w zakresie ich efektywności osuszania gruntów spoistych. W związku z tym dokonano oceny wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu w czasie oraz określano początek czasu wiązania mieszanki gruntu stabilizowanego.

Aby dokonać optymalizacji ilości stosowanych w badaniach spoiw i ocenić skuteczność oddziaływania rodzaju spoiwa na stabilizowane i osuszane grunty G1 i G2, przyjęto następujące ich procentowe zawartości w stosunku do gruntu:
– 3,0%: najmniejsza ilość spoiwa zalecana przez PN-S-96011:1998,
– 6,0%: często stosowana ilość spoiwa wynikająca z praktyki drogowej w celu stabilizacji gruntów spoistych,
– 10%: maksymalna ilość spoiwa stosowana w celu stabilizacji i osuszania gruntu podłoża.

3.3.3.1. Badania wpływu rodzaju spoiwa na właściwości gliny – grunt G1

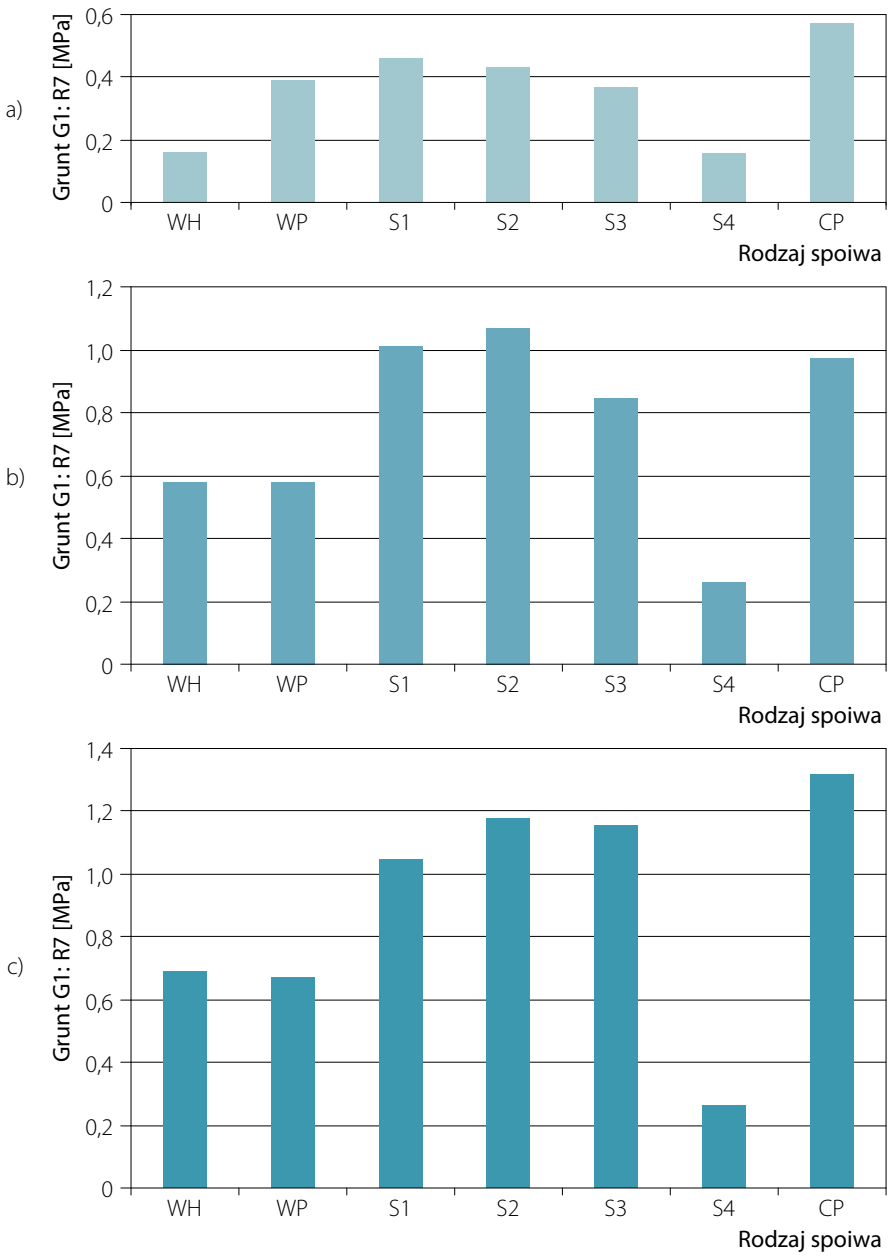
W celu oceny skuteczności oddziaływania rodzaju spoiwa na właściwości stabilizujące gruntu G1 wykonano program badawczy w zakresie jego wytrzymałości na ściskanie po 7 i 28 dniach, odporności na zamrażanie i odmrażanie, wskaźnika piaskowego po rozkruszeniu oraz wskaźnika nośności CBR stabilizowanego gruntu.

Wytrzymałość gruntu stabilizowanego G1 po 7 dniach

Wyniki badania wytrzymałości gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw po 7 dniach w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.2.

Na podstawie analizy wyników badań wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach gruntu G1 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% wapna palonego mielonego, spoiwa S1, S2 i S3 oraz cementu CP zapewnia spełnienie kryterium normowego w tym zakresie [92]. Przy czym cement CP znacznie korzystniej wpływa na wytrzymałość po 7 dniach gruntu stabilizowanego niż pozostałe spoiwa. Natomiast koncentracja 3% wapna hydratyzowanego i spoiwa S4 okazała się za mała, aby zostało spełnione kryterium normowe w zakresie wymaganej wytrzymałości 7 dniowej.

Zastosowanie większej ilości stosowanych w badaniach spoiw do 6% spowodowało wzrost wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach gruntu stabilizowanego G1. Należy zaznaczyć, że znaczący wzrost nastąpił w przypadku zastosowania spoiwa S1, S2, S3 i cementu CP. Przy czym nieznacznie większą wytrzymałością charakteryzuje się grunt stabilizowany spoiwem S1 i S2 niż gdy zastosowano cement CP. Przy tej koncentracji spoiwa wytrzymałość gruntu stabilizowanego wapnem hydratyzowanym i wapnem palonym mielonym są porównywalne. Należy jednak zaznaczyć, że zastosowanie 6% spoiwa S4 w dalszym ciągu nie zapewniło wymaganej wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach gruntu G1. Wzrost tej charakterystyki jest nieznaczny przy zwiększeniu koncentracji spoiwa S3 o 100%.



Rys. 3.2. Wytrzymałość na ściskanie gruntu stabilizowanego G1 po 7 dniach: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

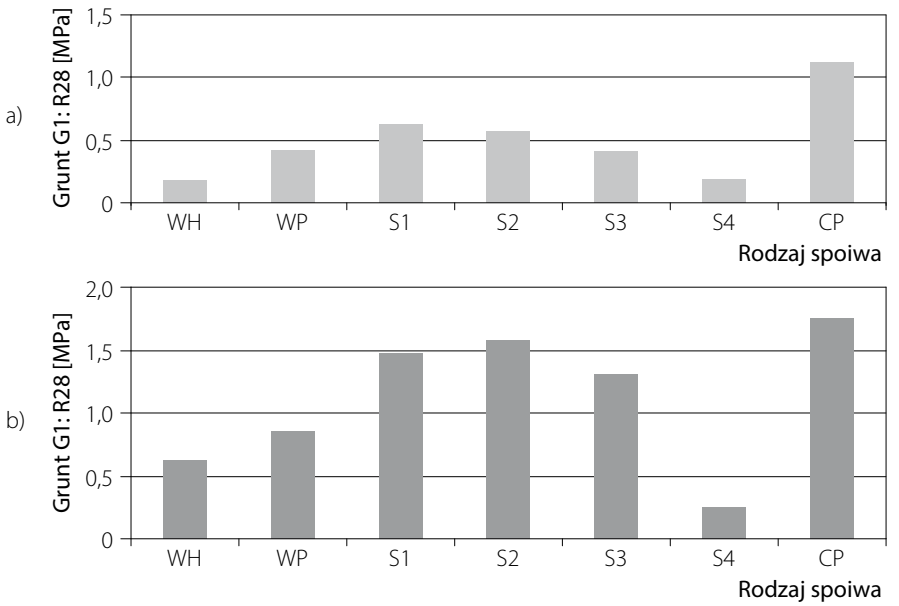
Dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% praktycznie nie wpływa na znaczący wzrost wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach gruntu stabilizowanego G1. Nieznaczny wzrost tej charakterystyki gruntu stabilizowanego powoduje zastosowanie wapna hydratyzowanego, wapna palonego mielonego , spoiwa S1, S2 i S4. Jedynie w przypadku spoiwa S3 i cementu CP można zaobserwować przyrost wytrzymałości na ściskanie gruntu stabilizowanego po 7 dniach w porównaniu z zastosowaniem 6% spoiwa w czasie stabilizacji. Przy koncentracji 10% cementu CP grunt stabilizowany G1 uzyskał największą wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach. Należy zaznaczyć, że w dalszym ciągu nie jest spełniony warunek normowej wytrzymałości na ściskanie gruntu stabilizowanego po 7 dniach w przypadku stosowania spoiwa S4.

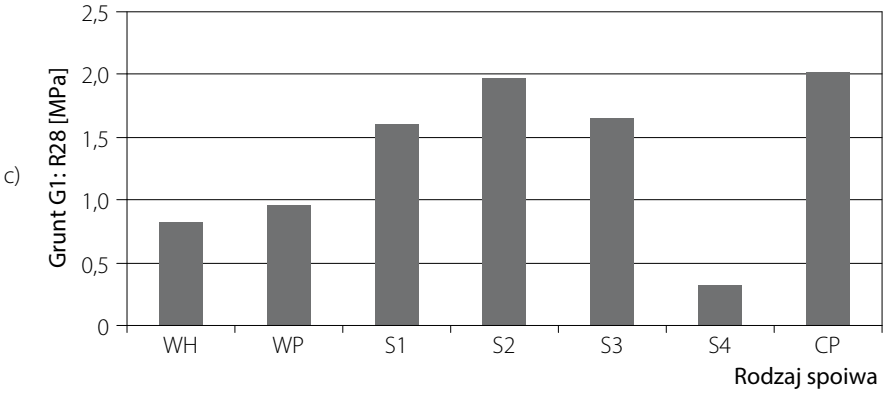
Analizując wpływ rodzaju spoiwa na wytrzymałość na ściskanie gruntu G1 stabilizowanego po 7 dniach należy stwierdzić, że najkorzystniej na jej zapewnienie wpływa zastosowanie cementu CP, następnie spoiwa S2, S3 i S1 oraz wapna hydratyzowanego i palonego mielonego , których oddziaływanie jest porównywane. Natomiast zastosowanie spoiwa S4 w badanym przedziale od 3% do 10% nie zapewnia uzyskania wymaganej wytrzymałości na ściskanie gruntu G1 po 7 dniach.

Wytrzymałość gruntu stabilizowanego G1 po 28 dniach

Wyniki badania wytrzymałości gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw po 28 dniach w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.3.

Analizując wyniki oznaczeń wytrzymałości po 28 dniach gruntu G1 stabilizowanego stosowanymi w badaniach spoiwami można stwierdzić, że przy zastosowaniu ich dodatku w ilości 3%, 6% i 10% obserwuje się podobną zależność jak w przypadku oceny wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach.





Rys. 3.3. Wytrzymałość na ściskanie gruntu stabilizowanego G1 po 28 dniach: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

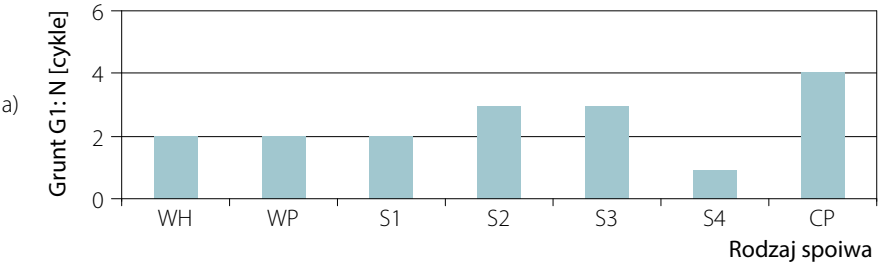
Analizując wpływ rodzaju spoiwa na wytrzymałość na ściskanie gruntu G1 stabilizowanego po 28 dniach należy stwierdzić, że najkorzystniej na jej zapewnienie wpływa zastosowanie cementu CP, następnie spoiwa S2, S3 i S1 oraz wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane. Natomiast zastosowanie spoiwa S4 w badanym przedziale od 3% do 10% nie zapewnia uzyskania wymaganej wytrzymałości na ściskanie gruntu G1 po 28 dniach.

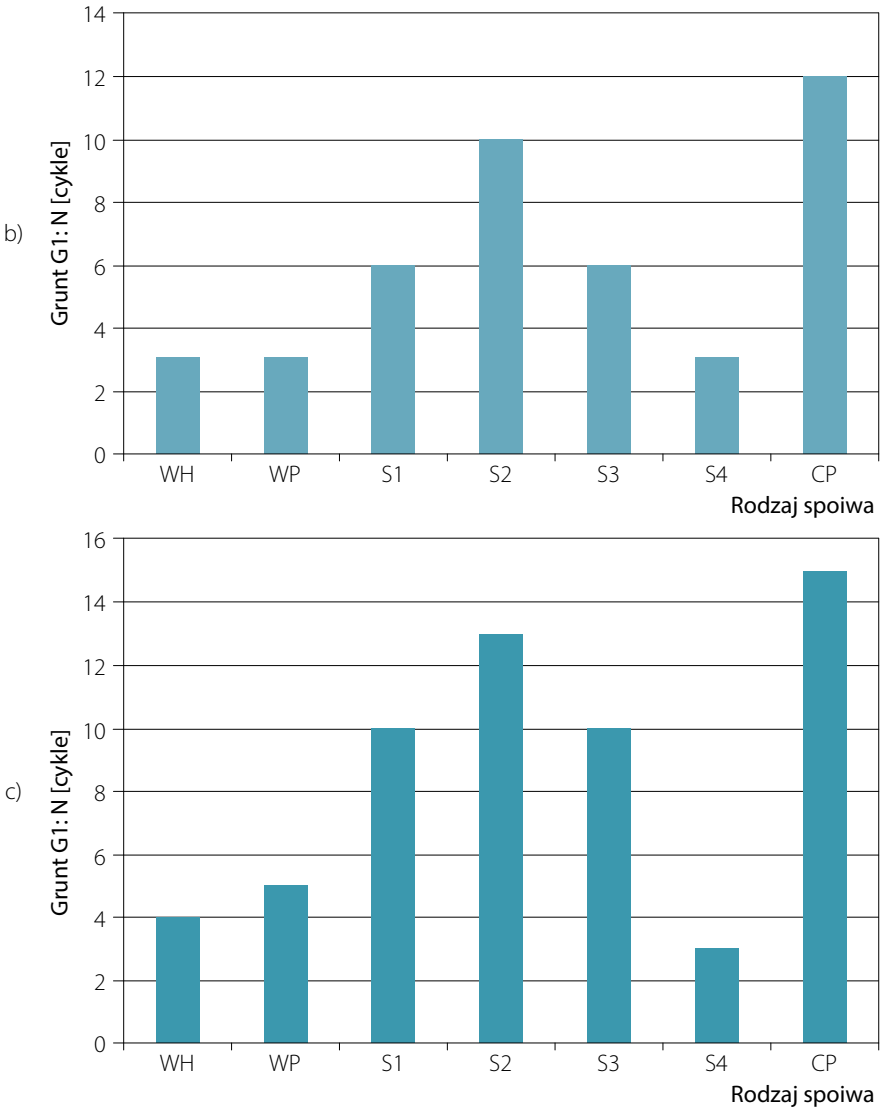
Mrozoodporność (liczba cykli do zniszczenia) gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw

Wyniki badania mrozoodporności gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.4.

Na podstawie dokonanej analizy wyników badań na odmrażanie i zamrażanie gruntu G1 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku w ilości tylko 3% spoiwa S2 i S3 oraz cementu CP zapewnia spełnienie kryterium normowego w tym zakresie [92]. Przy czym należy zaznaczyć, że spełnione jest tylko minimalne wymaganie odporności na zamrażanie i rozmrażanie gruntu stabilizowanego.

Zastosowanie większej ilości wykorzystywanych w badaniach spoiw do 6% spowodowało wzrost odporności na zamrażanie i odmrażanie gruntu stabilizowanego. Należy zaznaczyć, że przy zastosowaniu wapna hydratyzowanego i wapna palonego mielonego oraz spoiwa S4 zostało spełnione minimalne wymaganie normowe w tym zakresie.





Rys. 3.4. Mrozoodporność (liczba cykli do zniszczenia) gruntu stabilizowanego G1: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

Natomiast zastosowanie cementu CP oraz spoiwa S2 zapewnia odporność na zamrażanie i odmrażanie gruntu stabilizowanego przy 12 cyklach, a w przypadku spoiwa S1 i S6 przy 6 cyklach.

Natomiast zwiększenie ilości stosowanych w badaniach spoiw do 10% nie odgrywa istotnego wpływu na wzrost ilości cykli zamrażania i odmrażania gruntu stabilizowanego w przypadku zastosowania spoiwa S4 oraz wpływa nieznacznie przy wykorzystaniu wapna

palonego mielonego oraz wapna hydratyzowanego. Zwiększenie ilości cementu CP, spoiwa S2, S1 i S3 powoduje przyrost ilości cykli zamrażania i odmrażania gruntu stabilizowanego około 30% w porównaniu do zastosowania ich przy koncentracji 6%.

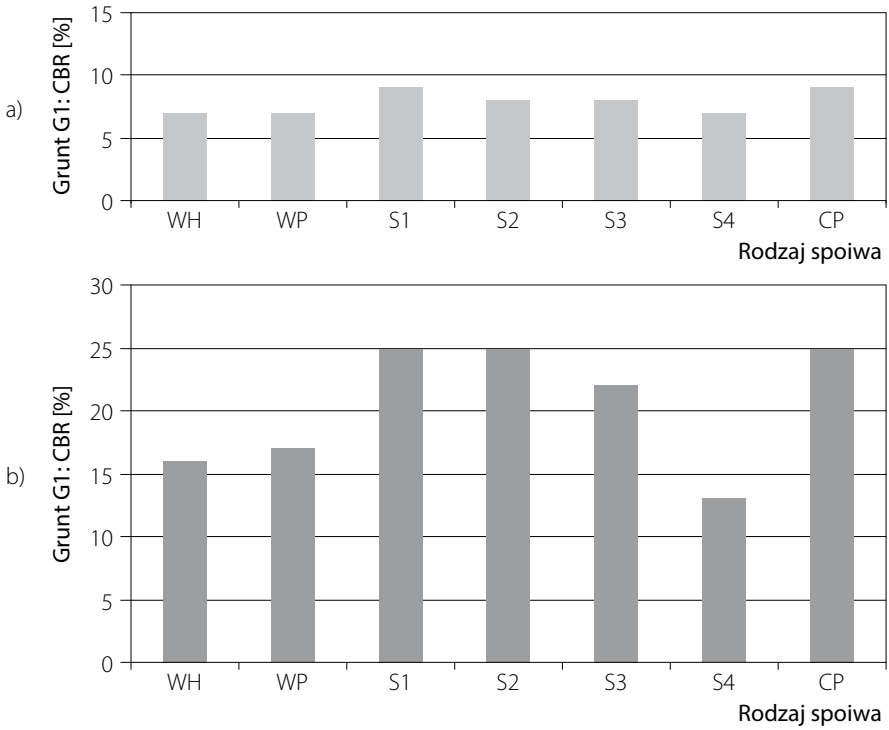
Reasumując, na podstawie analizy wpływu rodzaju spoiwa na odporność na zamrażanie i odmrażanie gruntu stabilizowanego G1 można sformułować wniosek, że najkorzystniej na jej zapewnienie wpływa zastosowanie cementu CP, następnie spoiwa S2, S1 i S3 oraz wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane. Natomiast zastosowanie spoiwa S4 dopiero w przedziale od 6 do 10% zapewnia uzyskanie minimalnej wymaganej odporności na zamrażanie i odmrażanie gruntu stabilizowanego G1.

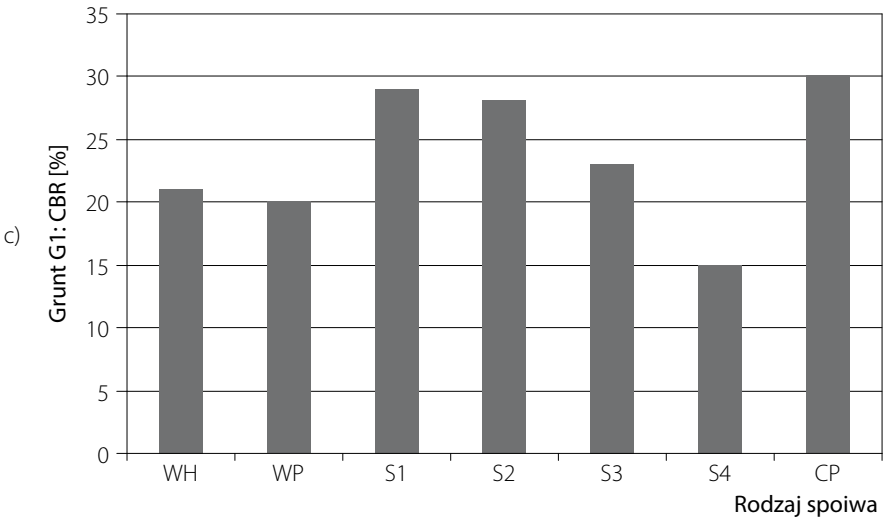
Wskaźnik nośności CBR gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw

Wyniki badania wskaźnika nośności CBR gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.5.

Na podstawie analizy wyników badań wskaźnika nośności CBR gruntu G1 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% ocenianych spoiw nie zapewnia spełnienia kryterium normowego w tym zakresie [92].

Zwiększenie ilości stosowanych w badaniach spoiw do 6% spowodowało wzrost wartości wskaźnika nośności CBR gruntu G1. Przy zastosowaniu jedynie spoiwa S1, S2 i cementu CP zapewnione zostało spełnienie kryterium normowego gruntu stabilizowanego G1 w ocenianym zakresie.





Rys. 3.5. CBR gruntu G1 stabilizowanego: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

Natomiast wraz ze zwiększeniem koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% obserwuje się dalszy wzrost wartości wskaźnika nośności CBR gruntu stabilizowanego G1. Stosowanie wapna hydratyzowanego, wapna palonego mielonego oraz spoiwa S3 powoduje, że parametr ten bliski jest spełnieniu wymagań normowych. Natomiast nawet przy maksymalnej koncentracji 10% spoiwa S4 wskaźnik nośności CBR gruntu stabilizowanego G1 znacząco odbiega od wymagań normowych w ocenianym zakresie.

Analizując wpływ rodzaju spoiwa na wskaźnik nośności CBR gruntu stabilizowanego G1 można stwierdzić, że najkorzystniej na jego zapewnienie wpływa zastosowanie cementu CP, następnie spoiwa S1 i S2 oraz spoiwa S3, wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane. Wykorzystanie spoiwa S4 w badanym przedziale od 6 do 10% nie zapewnia uzyskania minimalnej wartości wymaganej wskaźnika nośności CBR gruntu G1.

Wskaźnik piaskowy (WP) gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw

Wyniki badania wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G1 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.6.

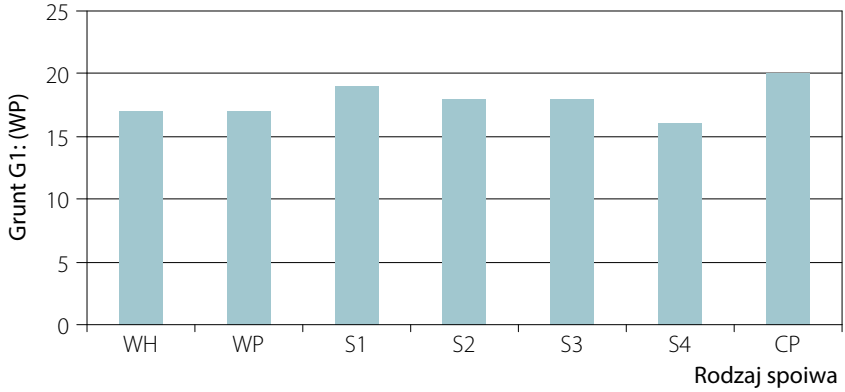
Analizując wyniki badań wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G1 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% ocenianych spoiw nie zapewnia spełnienia kryterium normowego w tym zakresie [92].

Zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 6% spowodowało wzrost wartości wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G1. Przy zastosowaniu jedynie spoiwa cementu CP i spoiwa S1 oraz praktycznie spoiwa S2 zapewnione zostało spełnienie kryterium normowego gruntu stabilizowanego G1 w ocenianym zakresie.

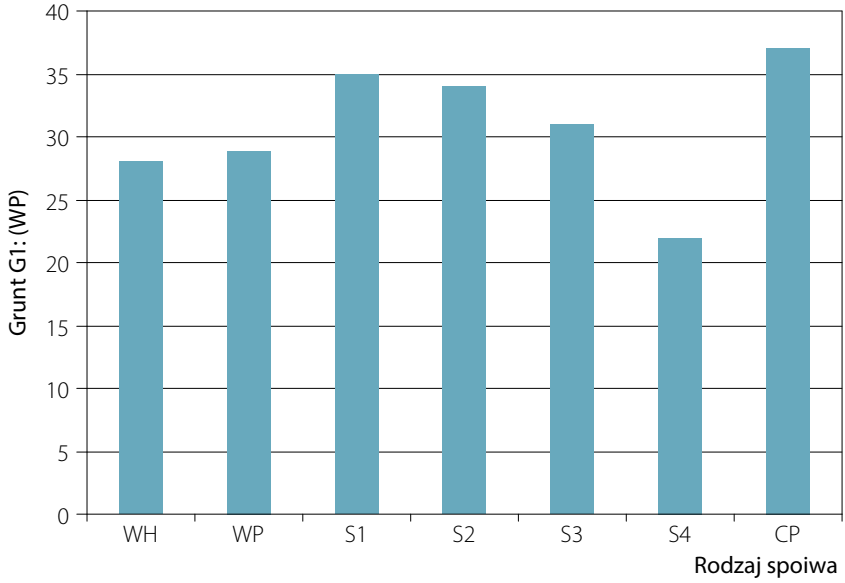
Dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% wpływa na wzrost wartości wskaźnika piaskowego (WP) gruntu stabilizowanego G1. Zastosowanie wapna hydratyzowanego i wapna palonego mielonego powoduje, że parametr ten bliski jest spełnieniu wymagań normowych. Natomiast nawet przy maksymalnej koncentracji 10% spoiwa S4 wskaźnik piaskowy (WP) gruntu stabilizowanego G1 znacząco odbiega od wymagań normowych w ocenianym zakresie.

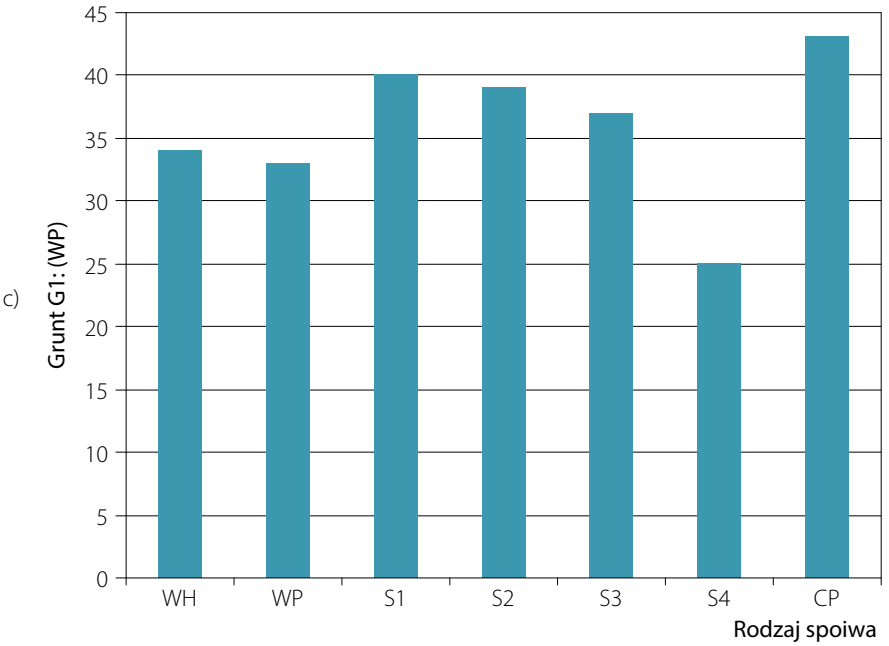
Analizując wpływ rodzaju spoiwa na wartość wskaźnika piaskowego (WP) gruntu stabilizowanego G1 można stwierdzić, że najkorzystniej na jego zapewnienie wpływa zastosowanie cementu CP, następnie spoiwa S1 i S2 oraz spoiwa S3, wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane. Zastosowanie spoiwa S4 w badanym przedziale od 3 do 10% nie zapewnia uzyskania minimalnej wymaganej wartości wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G1.

a)



b)





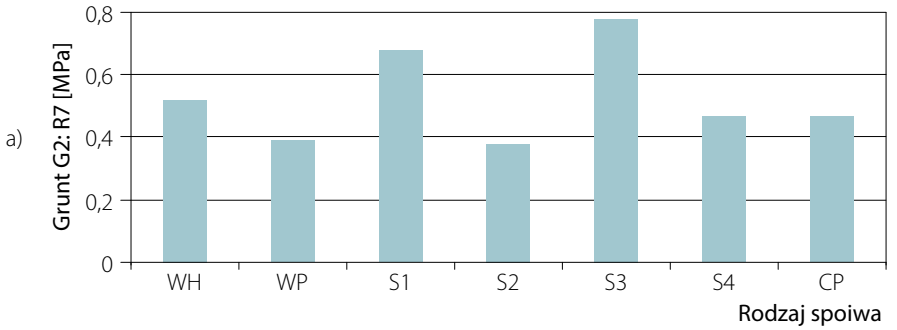
Rys. 3.6. Wskaźnik piaskowy (WP) gruntu stabilizowanego G1: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

3.3.3.2. Badania wpływu rodzaju spoiwa na właściwości iłu – grunt G2

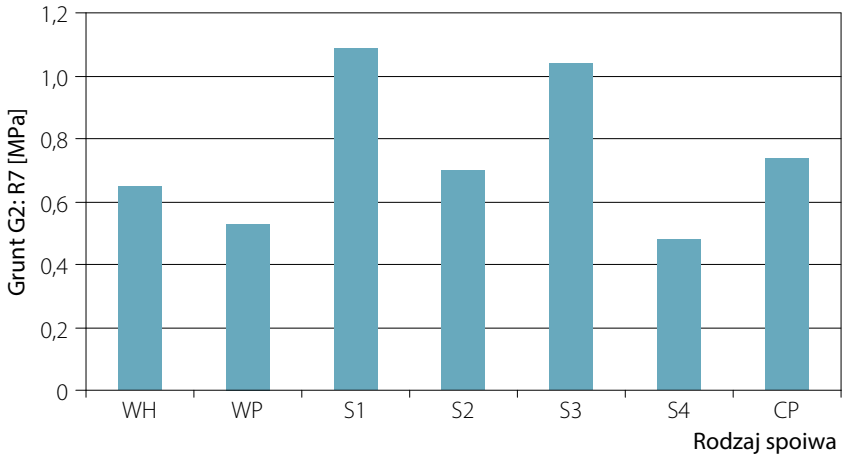
Zakres wykonanych badań wpływu wapna palonego mielonego i wapna hydratyzowanego na właściwości gruntu oraz pozostałych spoiw był analogiczny jak w przypadku gruntu G1.

Wytrzymałość gruntu stabilizowanego G2 po 7 dniach

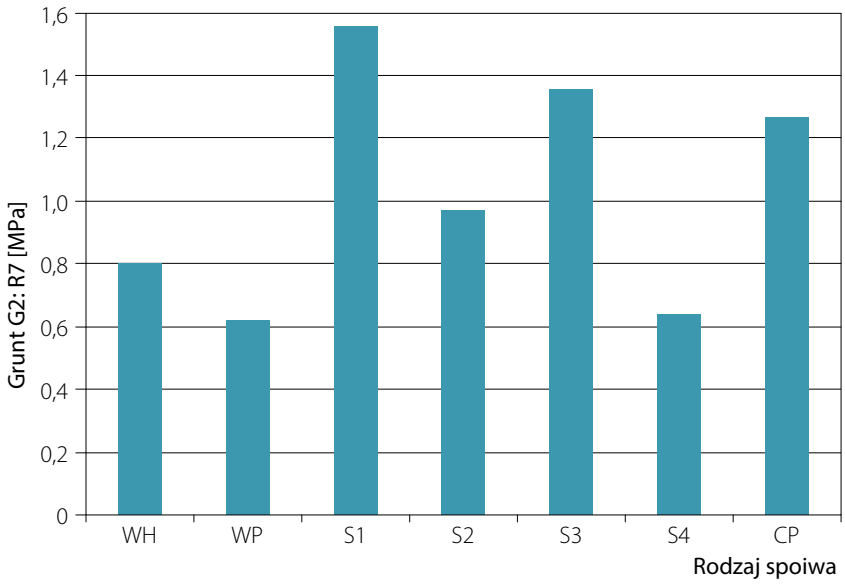
Wyniki badania wytrzymałości gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw po 7 dniach w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.7.



b)



c)



Rys. 3.7. Wytrzymałość na ściskanie gruntu stabilizowanego G2 po 7 dniach: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

Analizując wyniki badań wytrzymałości po 7 dniach gruntu G2 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% każdego ze stosowanych spoiw zapewnia spełnienie kryterium normowego w tym zakresie [92]. Przy czym spoiwo S1 i S3 korzystniej wpływa na wytrzymałość po 7 dniach gruntu stabilizowanego niż pozostałe spoiwa. Natomiast najmniejszą wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach gruntu stabilizowanego zapewnia wapno palone mielone i spoiwo S4.

Wzrost ilości stosowanych w badaniach spoiw do 6% spowodowało zwiększenie wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach gruntu stabilizowanego G2. Należy zaznaczyć, że znaczący wzrost nastąpił w przypadku zastosowania spoiwa S1, S2, S3 i cementu CP. Przy czym największą wytrzymałością charakteryzuje się grunt stabilizowany spoiwem S1 i S3. Przy tej koncentracji spoiwa wytrzymałość gruntu stabilizowanego wapnem hydratyzowanym jest nieznacznie większa niż gdy zastosowano wapno palone mielone.

Natomiast zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% powoduje znaczący wzrost wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach gruntu stabilizowanego G2. Wzrost tej charakterystyki gruntu stabilizowanego wywołuje zwłaszcza zastosowanie spoiwa S1, S3 i cementu CP. Należy zaznaczyć, że wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach w przypadku zastosowania wapna hydratyzowanego jest większa około 30% w porównaniu z zastosowaniem wapna palonego mielonego.

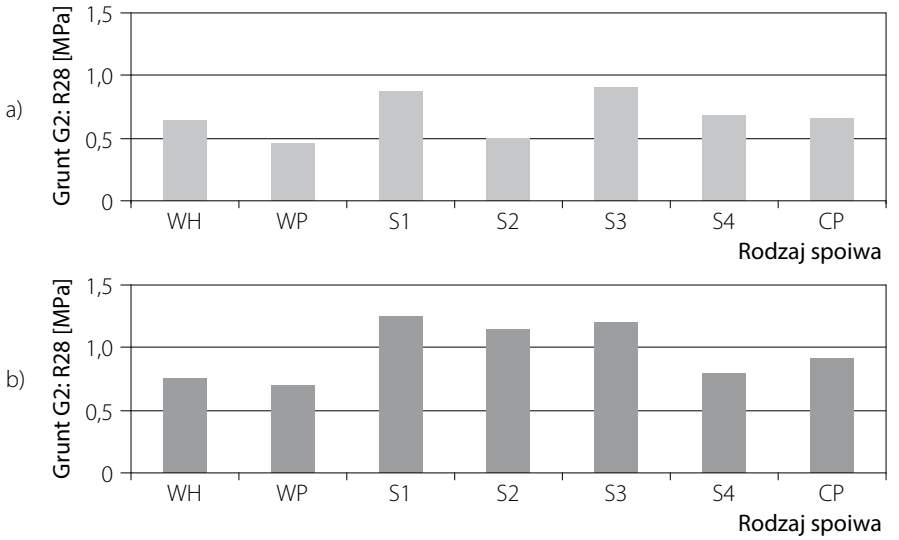
Analizując wpływ rodzaju spoiwa na wytrzymałość na ściskanie gruntu G2 stabilizowanego po 7 dniach należy stwierdzić, że najkorzystniej na jej zapewnienie wpływa zastosowanie spoiwa S1, następnie spoiwa S3 i cementu CP oraz spoiwa S2, wapna hydratyzowanego, palonego mielonego i spoiwa S4, których oddziaływanie jest porównywane.

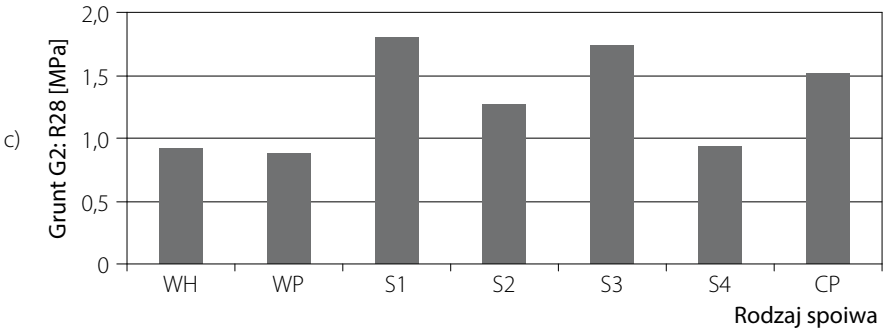
Wytrzymałość gruntu stabilizowanego G2 po 28 dniach

Wyniki badania wytrzymałości gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw po 28 dniach w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.8.

Na podstawie analizy wyników oznaczeń wytrzymałości po 28 dniach gruntu stabilizowanego G2 stosowanymi w badaniach spoiwami można stwierdzić, że przy zastosowaniu ich dodatku w ilości 3%, 6% i 10% obserwuje się podobną zależność jak w przypadku oceny wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach.

Należy zauważyć, że nastąpił przyrost wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach w stosunku do wytrzymałości po 7 dniach gruntu stabilizowanego. Przyrost ten jest proporcjonalny





Rys. 3.8. Wytrzymałość na ściskanie gruntu stabilizowanego G2 po 28 dniach: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa

do koncentracji stosowanego spoiwa. Przy zawartości spoiwa 10% (cement CP, S1, S2, S3) nastąpił znaczący wzrost wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach gruntu stabilizowanego w stosunku do wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach.

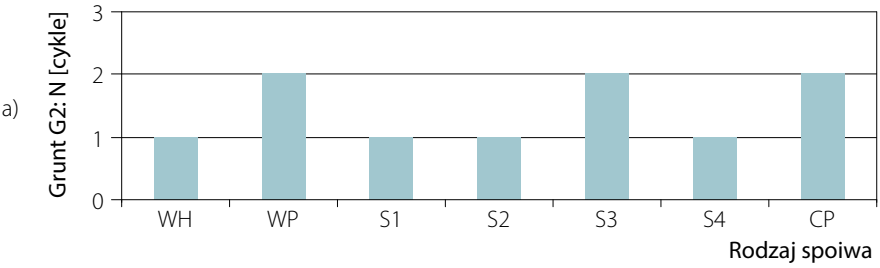
Reasumując, należy stwierdzić, że wpływ rodzaju spoiwa na wytrzymałość na ściskanie gruntu G2 stabilizowanego po 28 dniach jest najkorzystniejszy w przypadku zastosowania spoiwa S1, następnie spoiwa S3 i cementu CP oraz spoiwa S2, S4, wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane.

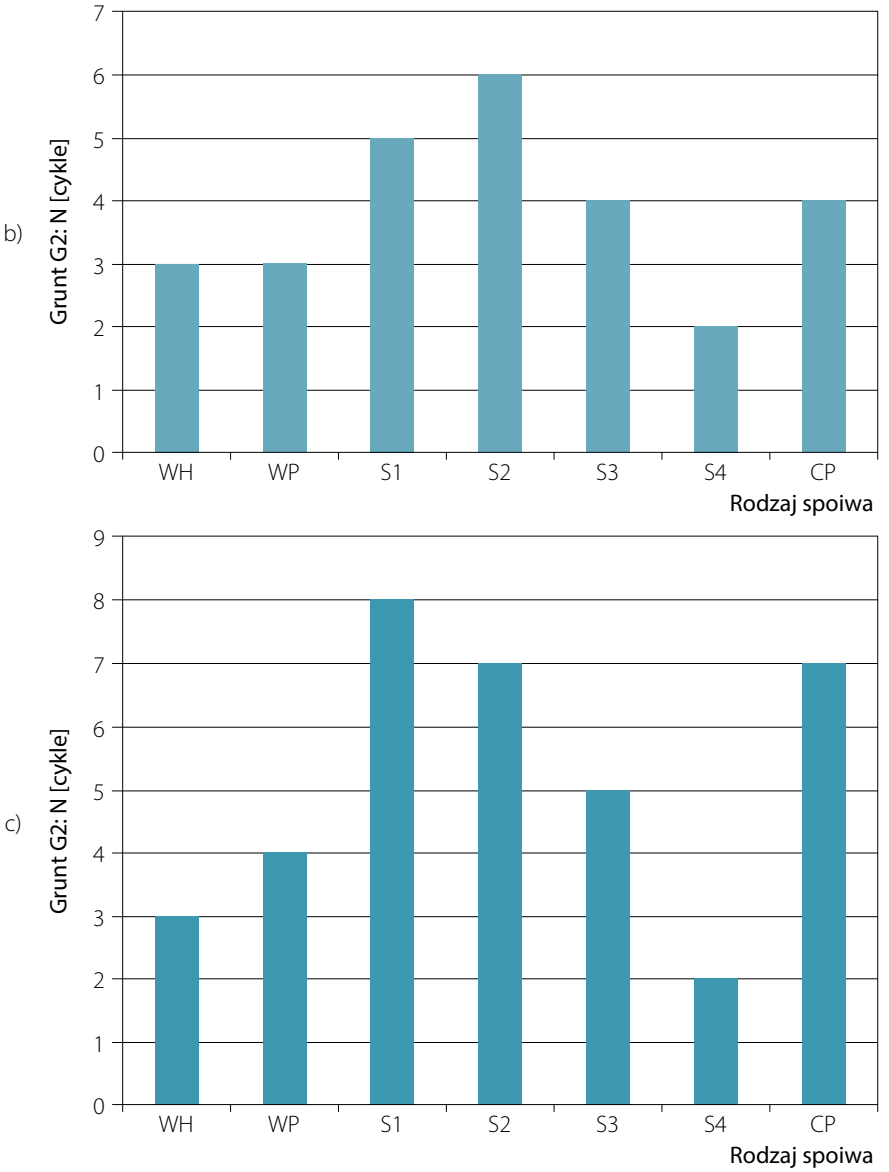
Mrozoodporność (liczba cykli do zniszczenia) gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw

Wyniki badania mrozoodporności gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.9.

Na podstawie analizy wyników badań na odmrażanie i zamrażanie gruntu G2 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% ocenianych spoiw nie zapewnia spełnienia kryterium normowego w tym zakresie [92].

Wzrost koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 6% spowodował zwiększenie odporności na zamrażanie i odmrażanie gruntu stabilizowanego. Należy zaznaczyć, że przy zastosowaniu wapna hydratyzowanego i wapna palonego mielonego zostało spełnione minimalne kryterium normowe w rozpatrywanym zakresie. Natomiast zastosowanie spoiwa S2, S1,S3 i cementu CP zapewnia większą odporność na zamrażanie





Rys. 3.9. Mrozoodporność (liczba cykli do zniszczenia) gruntu stabilizowanego G2: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

i odmrażanie gruntu stabilizowanego G2. Przy czym jednak nie jest w dalszym ciągu spełnione kryterium normowe w zakresie wymaganej ilości cykli zamrażania i odmrażania dla gruntu stabilizowanego spoiwem S4.

Dalsze zwiększenie ilości wykorzystywanych w badaniach spoiw do 10% nie wpływa istotnie na wzrost ilości cykli zamrażania i odmrażania gruntu stabilizowanego G2. Przy czym w dalszym ciągu nie jest spełnione kryterium normowe w zakresie wymaganej ilości cykli zamrażania i odmrażania dla gruntu stabilizowanego spoiwem S4.

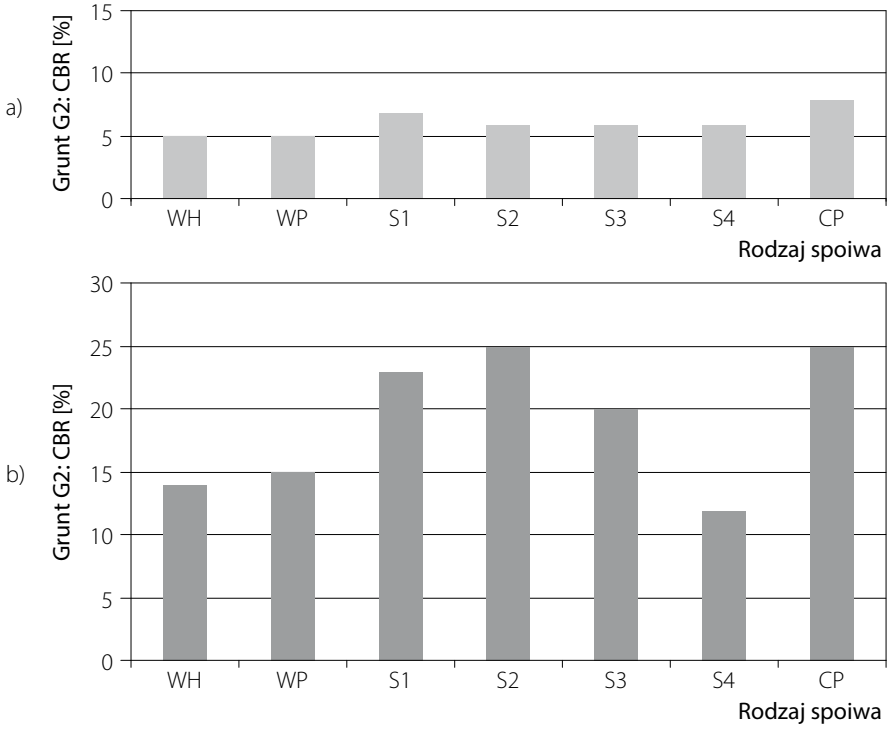
Dokonując analizy wpływu rodzaju spoiwa na odporność na zamrażanie i odmrażanie gruntu stabilizowanego G2 można stwierdzić, że najkorzystniej na jej zapewnienie wpływa zastosowanie spoiwa S1, S2 i cementu CP, następnie spoiwa S3 oraz wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane. Jedynie w przypadku zastosowania spoiwa S4 w przedziale od 3 do 10% nie jest zapewnione uzyskanie minimalnej wymaganej odporności na zamrażanie i odmrażanie gruntu stabilizowanego G2.

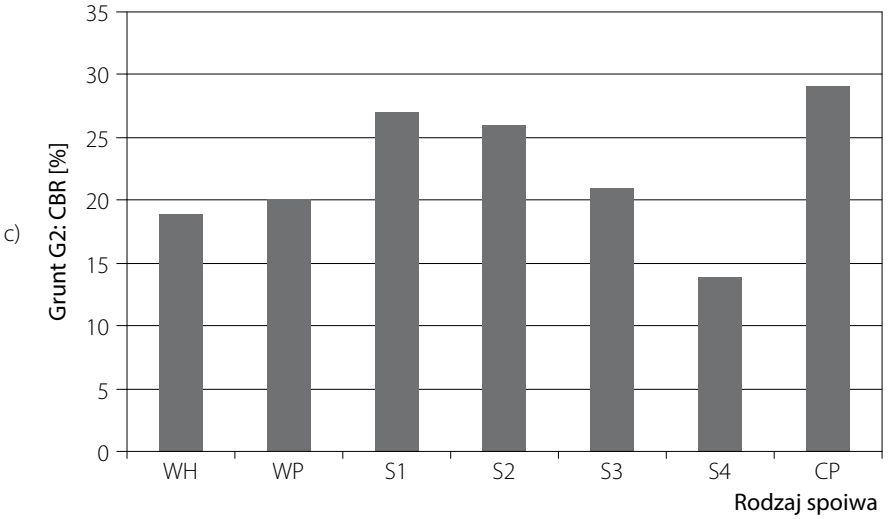
Wskaźnik nośności CBR gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw

Wynik badania wskaźnika nośności CBR gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.10.

Na podstawie analizy wyników badań wskaźnika nośności CBR gruntu G2 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% ocenianych spoiw nie zapewnia spełnienia kryterium normowego w tym zakresie [92].

Zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 6% spowodowało wzrost wartości wskaźnika nośności CBR gruntu G2. Przy zastosowaniu jedynie spoiwa S1, S2





Rys. 3.10. CBR gruntu stabilizowanego G2: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

i cementu CP praktycznie zapewnione zostawało spełnienie kryterium normowego gruntu stabilizowanego G2 w ocenianym zakresie.

Dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% wpływa na dalszy wzrost wartości wskaźnika nośności CBR gruntu G2 stabilizowanego. Zastosowanie wapna hydratyzowanego, wapna palonego mielonego oraz spoiwa S3 powoduje, że parametr ten bliski jest spełnieniu wymagań normowych. Natomiast nawet przy maksymalnej koncentracji 10% spoiwa S4 wskaźnik nośności CBR gruntu G2 stabilizowanego znacząco odbiega od wymagań normowych w ocenianym zakresie.

Analizując wpływ rodzaju spoiwa na wskaźnik nośności CBR gruntu stabilizowanego G2 można stwierdzić, że najkorzystniej na jego zapewnienie wpływa zastosowanie cementu CP, następnie spoiwa S1 i S2 oraz spoiwa S3, wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane. Zastosowanie spoiwa S4 w badanym przedziale od 6 do 10% nie zapewnia uzyskania minimalnej wymaganej wartości wskaźnika nośności CBR gruntu G2.

Wskaźnik piaskowy (WP) gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw

Wyniki badania wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G2 stabilizowanego różnymi rodzajami spoiw w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.11.

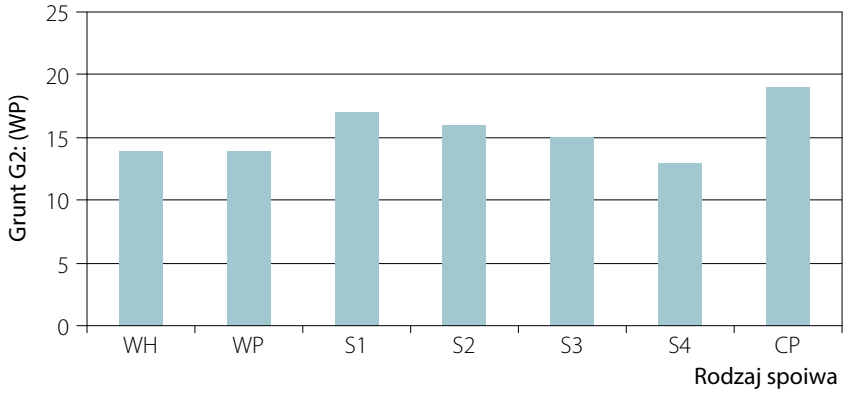
Analizując wyniki badań wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G2 stabilizowanego spoiwem można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% ocenianych spoiw nie zapewnia spełnienia kryterium normowego w tym zakresie [92].

Zwiększenie ilości stosowanych w badaniach spoiw do 6% spowodowało wzrost wartości wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G2. Przy zastosowaniu jedynie spoiwa cementu CP i spoiwa S1 oraz praktycznie spoiwa S2 zapewnione zostało spełnienie kryterium normowego gruntu stabilizowanego G2 w ocenianym zakresie.

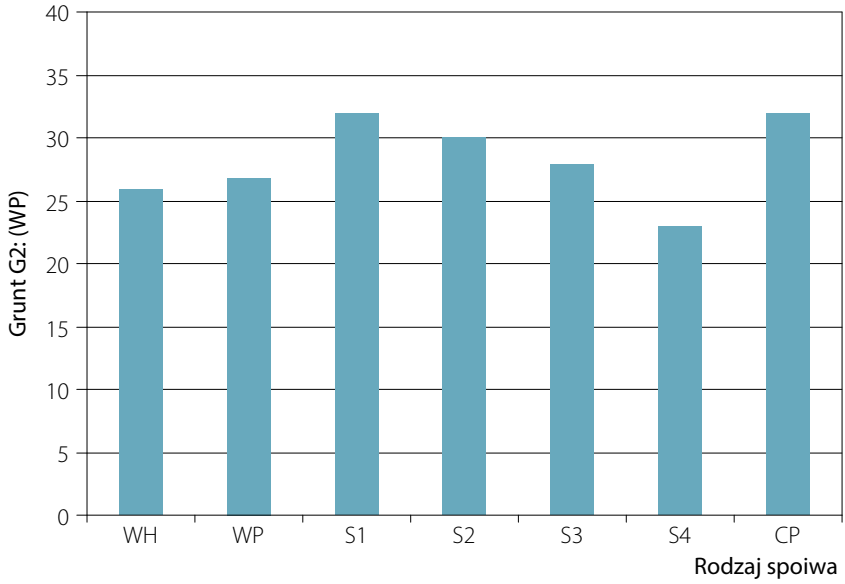
Dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% wpływa na wzrost wartości wskaźnika piaskowego (WP) gruntu stabilizowanego G2. Zastosowanie wapna hydratyzowanego i wapna palonego mielonego powoduje, że parametr ten bliski jest spełnieniu wymagań normowych. Natomiast nawet przy maksymalnej koncentracji 10% spoiwa S4 wskaźnik piaskowy (WP) gruntu stabilizowanego G2 odbiega od wymagań normowych w ocenianym zakresie.

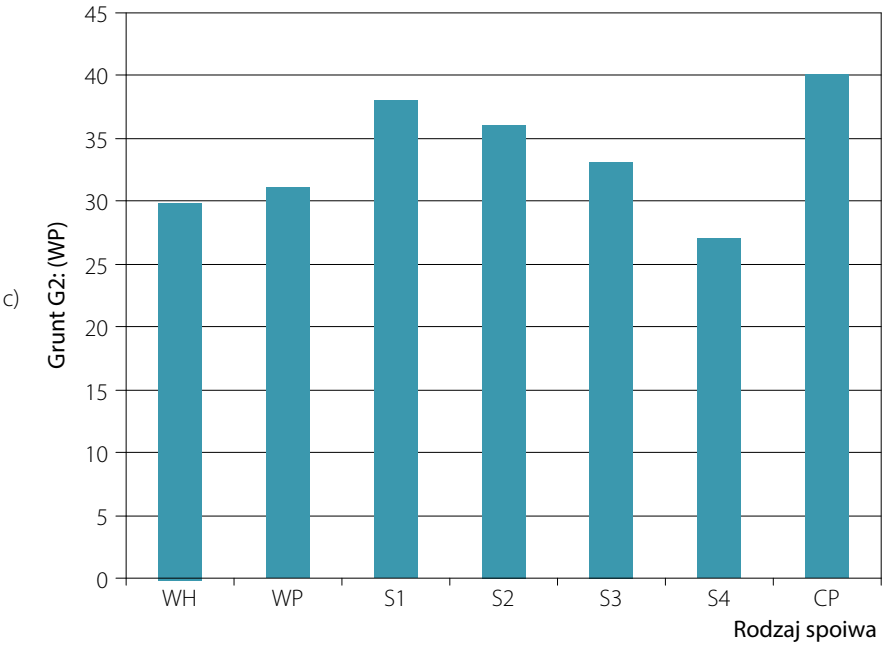
Analizując wpływ rodzaju spoiwa na wartość wskaźnika piaskowego (WP) gruntu stabilizowanego G2 można stwierdzić, że najkorzystniej na jego zapewnienie wpływa zastosowanie cementu CP, następnie spoiwa S1 i S2 oraz spoiwa S3, wapna hydratyzowanego i palonego mielonego, których oddziaływanie jest porównywane. Zastosowanie spoiwa S4 w badanym przedziale od 3 do 10% nie zapewnia uzyskania minimalnej wymaganej wartości wskaźnika piaskowego (WP) gruntu G2.

a)



b)





Rys. 3.11. Wskaźnik piaskowy (WP) gruntu stabilizowanego G2: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

3.3.4. Badania wpływu rodzaju spoiwa na właściwości osuszające grunt

W celu oceny oddziaływania rodzaju spoiwa na właściwości osuszające badanych gruntów dokonano oceny ich wpływu na spadek wilgotności gruntu oraz na czas wiązania mieszanki gruntu ze spoiwem.

Podczas prac drogowych prowadzonych na terenie województwa świętokrzyskiego wielokrotnie obserwowano zastoiska wody na terenie podłoża gruntowego, które stanowią grunty spoiste. Wilgotność naturalna takich gruntów była ponad 30% w warstwie przypowierzchniowej (około 30 cm). Praktyka drogowa pokazuje, że wilgotność gruntu spoistego około 30% jest wilgotnością graniczną, przy której możliwe jest zastosowanie maszyn do stabilizacji i osuszania gruntu podłoża. Przy większej wilgotności gruntu praktycznie nie jest możliwe stosowanie ze względów technicznych maszyn roboczych.

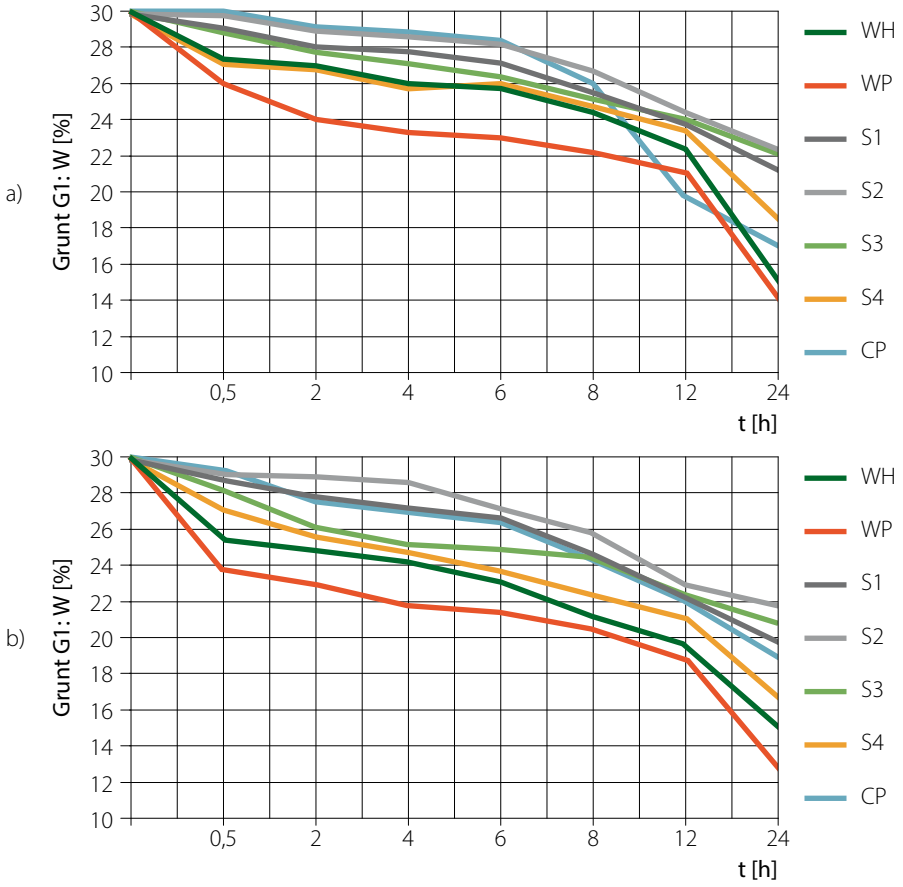
W celu oceny sprawności osuszających spoiw przyjęto wilgotność gruntów G1 i G2 na 30%. Badania osuszających właściwości spoiw prowadzono przez 24 godziny od chwili dodania spoiwa do nawodnionego gruntu.

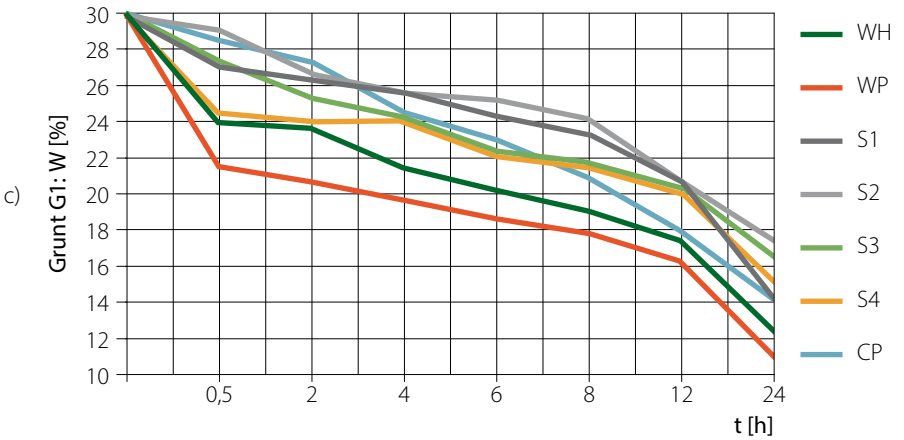
Istotnym elementem badań było określenie również początku czasu wiązania (twardnienia) mieszanki gruntu stabilizowanego spoiwem. Badania te wykonano zgodnie z PN-EN 196-3:2006.

Badania wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu G1

Wyniki badania wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu G1 w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.12.

Na podstawie analizy wyników wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu G1 stabilizowanego można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% wapna palonego mielonego najkorzystniej wpływa na obniżenie wilgotności nawodnionego gruntu w czasie. W zakresie czasu od momentu dokonania stabilizacji aż do 12 godzin po jej wykonaniu zdecydowanie wyróżnia się ono jako materiał obniżający wilgotność gruntu. Pozostałe rodzaje spoiw praktycznie w przedziale czasu od chwili połączenia ich z gruntem do 12 godzin w ten sam sposób oddziałują na obniżenie wilgotności nawodnionego gruntu. Należy zaznaczyć, że w przypadku cementu CP obserwuje się interesujące zjawisko, po upływie 8 godzin następuje znaczące obniżenie wilgotności stabilizowanego gruntu G1 tak, że jest ona mniejsza niż przy zastosowaniu wapna palonego mielonego. Natomiast po 12 godzinach następuje zwolnienie tempa spadku wilgotności gruntu stabilizowanego





Rys. 3.12. Wpływ rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu G1: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [18, 70]

cementem CP i jego wpływ na tę charakterystykę gruntu G1 po 24 godzinach jest mniejszy niż wapna palonego mielonego. Należy również zaznaczyć, że po 12 godzinach następuje wyraźne przyspieszenie osuszającego oddziaływania wapna hydratyzowanego i spoiwa S4 nawodnionego gruntu stabilizowanego w porównaniu z oddziaływaniem pozostałych spoiw. Reasumując, najkorzystniej dodatek spoiwa w ilości 3% wpływa na spadek wilgotności nawodnionego gruntu w przypadku zastosowania wapna palonego mielonego (wilgotność gruntu stabilizowanego zbliżyła się do wilgotności optymalnej gruntu G1), następnie wapna hydratyzowanego oraz cementu CP i spoiwa S4. Natomiast wpływ spoiwa S1, S2 i S3 jest mało znaczący na spadek wilgotności gruntu stabilizowanego G1.

Przy zwiększeniu koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 6% w dalszym ciągu widoczna jest dominacja wapna palonego mielonego w aspekcie spadku wilgotności nawodnionego gruntu stabilizowanego G1. Należy zaznaczyć, że po upływie 24 godzin wilgotność nawodnionego gruntu G1 jest praktycznie równa wilgotności optymalnej tego gruntu. W dalszym ciągu po wapnie palonym mielonym najkorzystniejszy jest wpływ na spadek nawodnionego gruntu stabilizowanego G1 wapna hydratyzowanego i spoiwa S4. Natomiast wpływ pozostałych spoiw (S1, S2, S3 i cementu CP) na obniżenie wilgotności nawodnionego gruntu stabilizowanego G1 jest porównywalny.

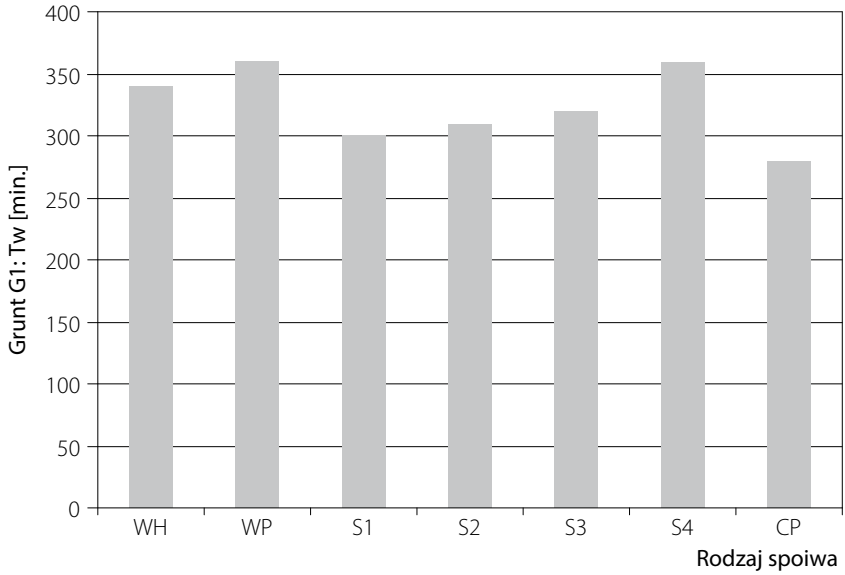
Dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% potwierdza najkorzystniejszy wpływ wapna palonego mielonego oraz wapna hydratyzowanego na spadek wilgotności gruntu stabilizowanego G1. Pozostałe rodzaje spoiw praktycznie do 8 godzin charakteryzują się takim samym oddziaływaniem na spadek wilgotności nawodnionego gruntu stabilizowanego G1. Należy zaznaczyć, że po upływie tego czasu następuje zwiększenie oddziaływania cementu CP na spadek wilgotności gruntu stabilizowanego G1. Natomiast po 12 godzinach wzrasta osuszające oddziaływanie spoiwa S1 i S4 na właściwości gruntu stabilizowanego G1.

Badania wpływu rodzaju spoiwa na czas wiązania mieszanki gruntu G1 i spoiwa

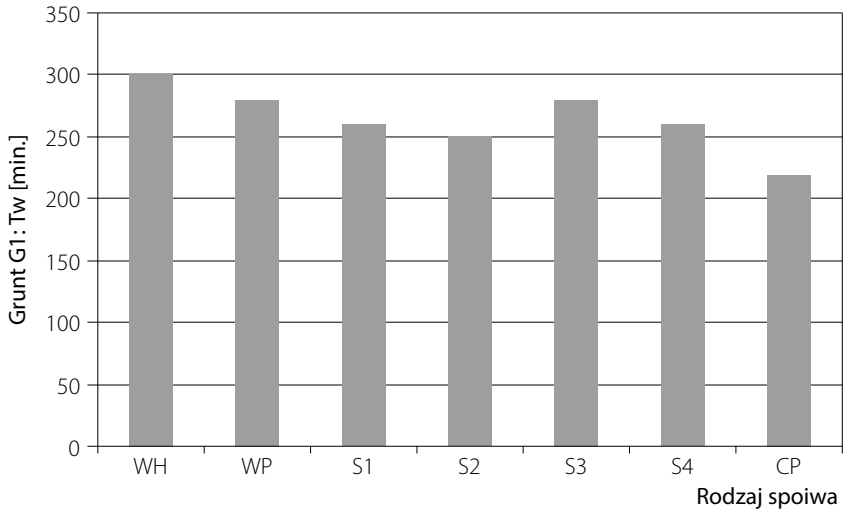
Wyniki badania wpływu rodzaju spoiwa na początek czasu wiązania mieszanki gruntu G1 i spoiwa w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.13.

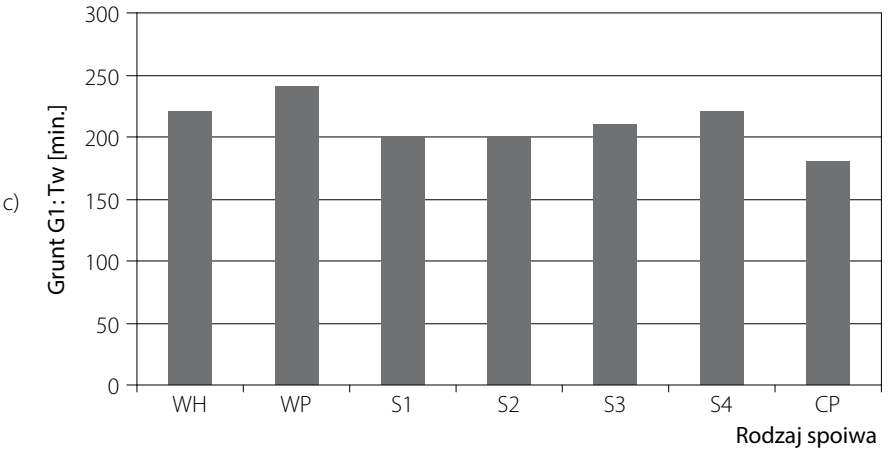
Analizując wyniki wpływu rodzaju spoiwa na początek czasu wiązania (twardnienia) mieszanki gruntu G1 i spoiwa można stwierdzić, że najszybciej zachodzi on przy zastosowaniu cementu CP, następnie spoiwa S1, S2 i S3 oraz wapna palonego mielonego i wapna hydratyzowanego oraz spoiwa S4. Zwiększenie zawartości spoiwa do 6% nie powoduje zmiany zaobserwowanej tendencji oddziaływania rodzaju spoiwa na początek czasu wiązania

a)



b)





Rys. 3.13. Wpływ rodzaju spoiwa na początek wiązania mieszanki gruntu G1 i spoiwa: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

mieszanki gruntowo-spoiwowej. Można stwierdzić, że wzrost koncentracji spoiwa powoduje przyspieszenie początku czasu wiązania mieszanki gruntowo-spoiwowej około 60 minut wcześniej, niż kiedy stosowano 3% spoiwa, zależnie od rodzaju zastosowanego spoiwa.

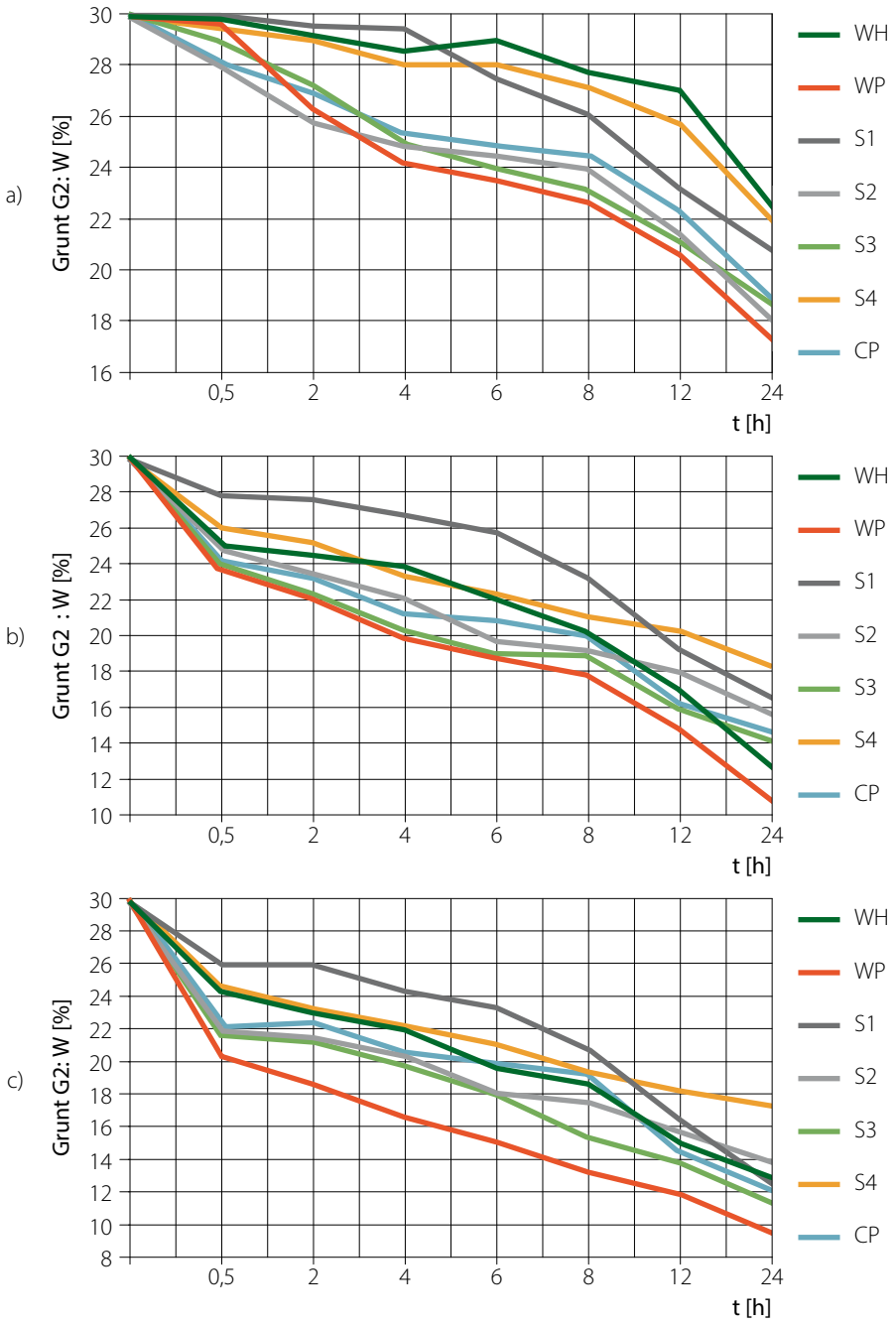
Dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% potwierdza najistotniejszy wpływ cementu CP na badaną charakterystykę mieszanki gruntu i spoiwa. Przy czym i przy tej koncentracji spoiwa została zachowana zaobserwowana tendencja wpływu spoiwa na początek czasu wiązania, jaka wystąpiła przy koncentracji 3% spoiwa w mieszance gruntu i spoiwa. Należy jednak zaznaczyć, że przy 10% spoiwa w mieszance gruntowej nastąpiło pewne zrównanie ocenianej charakterystyki początku czasu wiązania mieszanki gruntowo-spoiwowej niezależnie od rodzaju zastosowanego spoiwa.

Badania wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu G2

Wyniki badania wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu G2 w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.14.

Na podstawie analizy wyników wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu stabilizowanego G2 można stwierdzić, że zastosowanie dodatku 3% wapna palonego mielonego najkorzystniej wpływa na obniżenie wilgotności nawodnionego gruntu w czasie. Przy czym można wyróżnić dwie grupy spoiw, które w podobny sposób wpływają na obniżenie wilgotności nawodnionego stabilizowanego gruntu G2. Do pierwszej grupy, w której oddziaływanie na grunt stabilizowany G2 jest większe, należy zaliczyć wapno palone mielone, spoiwo S2, spoiwo S3 i cement CP. Po 24 godzinach wilgotność gruntu stabilizowanego G2 z zastosowaniem tych spoiw jest porównywalna z wilgotnością optymalną gruntu G2. Drugą zaś grupę, o mniejszym oddziaływaniu na obniżenie wilgotności gruntu stabilizowanego stanowią spoiwa S1, S4 i wapno hydratyzowane.

Nawet przy zwiększeniu koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 6% w dalszym ciągu widoczna jest dominacja wapna palonego mielonego w aspekcie spadku wilgotności



Rys. 3.14. Wpływ rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu G2: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [18, 70]

nawodnionego gruntu stabilizowanego G2. Należy zaznaczyć, że po upływie już 8 godzin wilgotność nawodnionego gruntu G2 jest praktycznie równa wilgotności optymalnej tego gruntu. Natomiast po 12 godzinach wilgotność gruntu stabilizowanego G2 jest porównywalna przy zastosowaniu spoiwa S3, cementu CP i wapna hydratyzowanego.

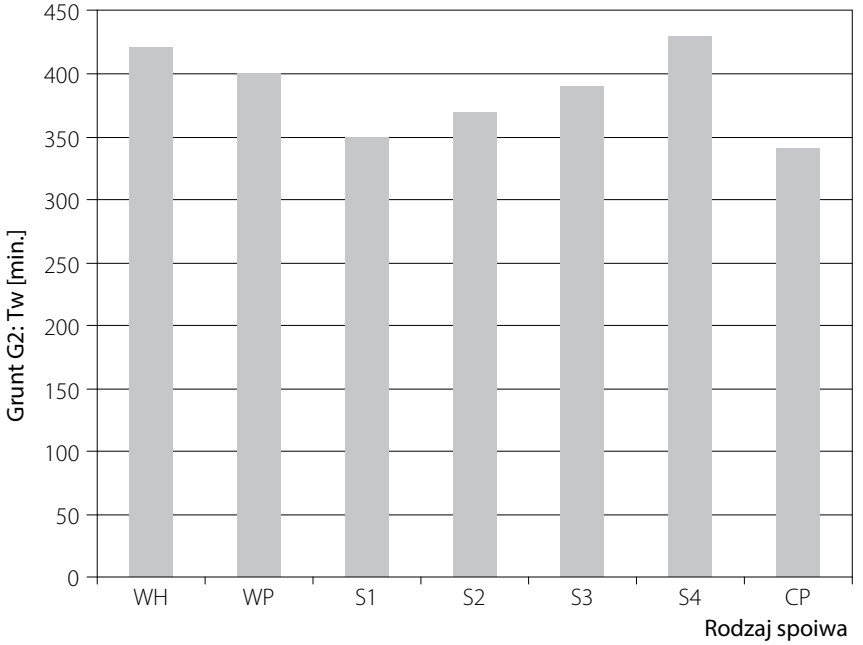
Dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% potwierdza najkorzystniejszy wpływ wapna palonego mielonego na spadek wilgotności gruntu stabilizowanego G2. Przy czym praktycznie już po 2 godzinach wilgotność gruntu stabilizowanego G2 jest porównywalna z wilgotnością optymalną gruntu G2. Po 6 godzinach podobne jest oddziaływanie na grunt stabilizowany G2 spoiwa S3 i S2 a w dalszym przedziale czasu pozostałych spoiw. Najwolniejszy jest wpływ osuszający spoiwa S1 w przedziale czasu do 8 godzin.

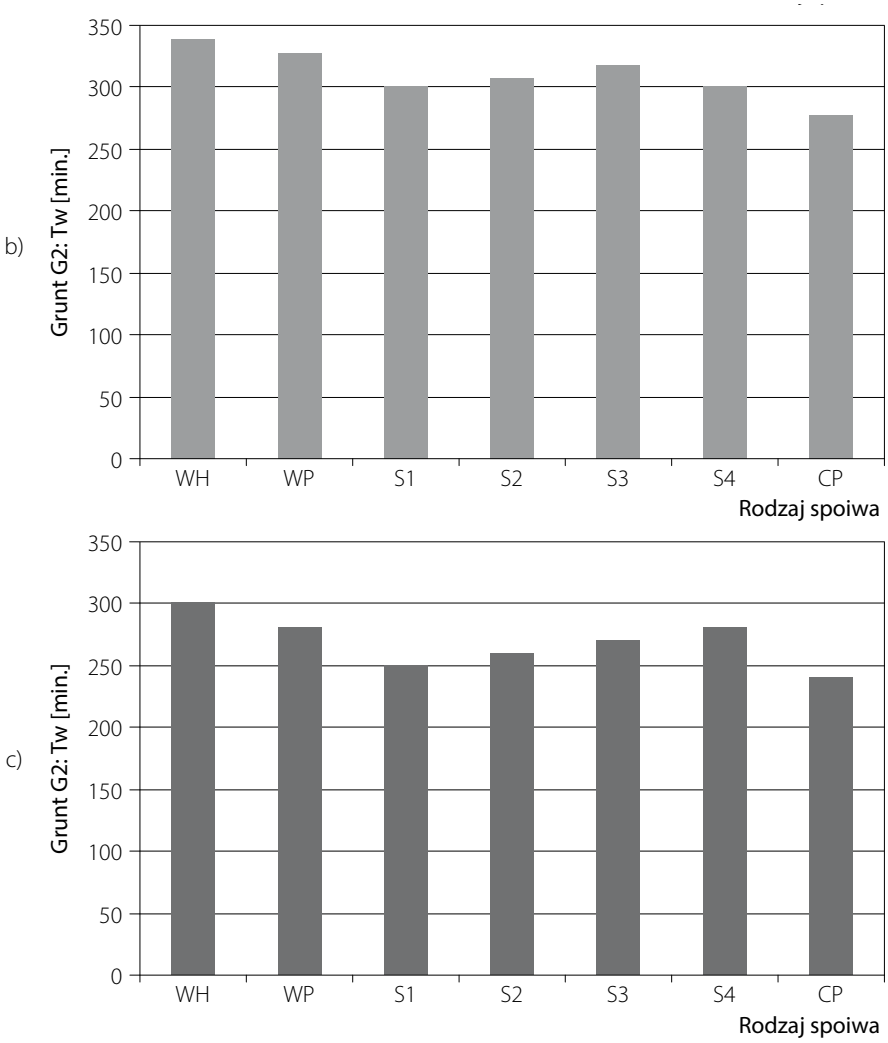
Badania wpływu rodzaju spoiwa na czas wiązania mieszanki gruntu G2 i spoiwa

Wyniki badania wpływu rodzaju spoiwa na początek czasu wiązania mieszanki gruntu G2 i spoiwa w zależności od ich ilości (3%, 6% i 10%) przedstawiono na Rys. 3.15.

Na podstawie analizy wyników wpływu rodzaju spoiwa na początek czasu wiązania (twardnienia) mieszanki gruntu G2 i spoiwa można stwierdzić, że najszybciej zachodzi on przy zastosowaniu cementu CP, następnie spoiwa S1, S2 i S3 oraz wapna palonego mielonego i wapna hydratyzowanego oraz spoiwa S4. Zwiększenie zawartości spoiwa do 6% nie powoduje zmiany zaobserwowanej tendencji oddziaływania rodzaju spoiwa na początek czasu wiązania mieszanki gruntowo-spoiwowej.

a)





Rys. 3.15. Wpływ rodzaju spoiwa na początek wiązania mieszanki gruntu G2 i spoiwa: a) dodatek 3% spoiwa, b) dodatek 6% spoiwa, c) dodatek 10% spoiwa [70]

Należy zaznaczyć, że dalsze zwiększenie koncentracji stosowanych w badaniach spoiw do 10% potwierdza najistotniejszy wpływ cementu CP na badaną charakterystykę mieszanki gruntu G2 i spoiwa. Przy czym i przy tej koncentracji spoiwa została zachowana zaobserwowana tendencja wpływu spoiwa na początek czasu wiązania, jaka wystąpiła przy koncentracji 3% spoiwa w mieszance gruntu i spoiwa. Należy jednak zaznaczyć, że przy 10% spoiwa w mieszance gruntowej nastąpiło pewne zrównanie ocenianej charakterystyki początku czasu wiązania mieszanki gruntowo-spoiwowej niezależnie od rodzaju zastosowanego środka wiążącego.

Reasumując, można stwierdzić, że zależność wpływu ocenianych spoiw na początek czasu wiązania mieszanki gruntowo-spoiwowej jest analogiczna w przypadku zastosowania w badaniach gruntu G1 i G2, oczywiście z uwzględnieniem specyfiki tych gruntów.

Podczas procesu wytwarzania mieszanki gruntu ze spoiwami oraz w czasie badania wpływu rodzaju spoiwa na zmianę wilgotności gruntu nawodnionego zaobserwowano pewne charakterystyczne zachowanie się tych spoiw:

- wapno hydratyzowane – WH: podczas wykonywania gruntu stabilizowanego wapnem hydratyzowanym – konsystencja gruntu gliniastego dla 3% i 6% zawartości spoiwa była dobra (materiał wilgotny i dobry do wymieszania). Natomiast dodatek 10% zawartości spoiwa powodował przesuszenie mieszanki. Grunt ilasty zachowywał się podobnie, lecz był trudniejszy do wymieszania w porównaniu do gruntu gliniastego, spowodowane to mogło być większą zawartością części ilastych w materiale. Po wymieszaniu – mieszanka była jednorodna bez bryłek,
- wapno palone mielone – WP: wykonywanie próbek z wapnem palonym dla dwóch rodzajów gruntów było jednakowe pod względem procesu mieszania – gruntu i spoiwa. Podobnie przebiegał proces wytwarzania mieszanki gruntu z cementem portlandzkim. Wapno palone powodowało szybki spadek wilgotności. Podczas procesu mieszania następowało wydzielanie ciepła, które było odczuwalne w procesie mieszania składników. Należy zaznaczyć, że dodatek 3% i 6% wapna palonego mielonego pozwalał na dobre wymieszanie składników oraz uzyskanie jednorodnej mieszanki gruntu nawodnionego i wapna. Natomiast 10% dodatku wapna palonego powodowało bardzo szybkie osuszenie mieszanki gruntowej, na powierzchni mieszanki występowało zjawisko łuszczenia się gruntu,
- spoiwa S1, S2 i S3: wpływały identycznie na mieszanki „gruntowo-spoiwowe". Proces mieszania był bardziej utrudniony niż w przypadku stosowania wapna hydratyzowanego czy też wapna palonego. Mieszanka gruntu z tymi spoiwami była plastyczna (przy wilgotności optymalnej gruntu G1 i G2), co powodowało utrudnienia w procesie formowania próbek i ich zagęszczania. Proces ten nie zależał od ilości zastosowanego dodatku spoiwa,
- spoiwo S4: mieszanie gruntu i spoiwa było bardzo podobne do procesu mieszania gruntu ze spoiwami S1, S2 i S3. Mieszanka miała konsystencję plastyczną. Próbki zagęszczały się w sposób poprawny. Dodatek 3%, 6% oraz 10% spoiwa nie wpływał na zmienię procesu mieszania oraz zagęszczania,
- cement portlandzki – CP: po 8 godzinach (podczas badania spadku wilgotności) mieszanka gruntu G1 ze spoiwem przy zawartości 6% i 10% cementu portlandzkiego była częściowo związana i trudna do ponownego wymieszania.

Reasumujac wyniki badań wpływu różnych rodzajów spoiwa na dwa grunty G1 (grunt średnio spoisty – glina) oraz grunt G2 (grunt spoisty – ił) w zakresie ich właściwości stabilizujących i osuszających, można stwierdzić, że najlepsze charakterystyki osuszające wykazało wapno palone mielone w zakresie jego koncentracji od 3 do 10%, przy czym zastosowanie 10% wapna palonego mielonego pozwala znacznie skrócić czas osuszania

gruntu w porównu z wykorzystaniem pozostałych spoiw. Należy zaznaczyć, że podobnymi właściwościami osuszającymi jak wapno palone mielone charakteryzuje się wapno hydratyzowane, jednak intensywność jego oddziaływania w aspekcie osuszającym uzależniona jest od rodzaju gruntu, znacznie intensywniejsze jest oddziaływanie wapna hydratyzowanego w tym zakresie w przypadku gruntu G1 niż gruntu G2.

Dość dobrymi właściwościami osuszającymi grunt charakteryzuje się spoiwo S4, ale tylko dla gruntu G1, natomiast w przypadku gruntu G2 dobrymi właściwościami osuszającymi charakteryzuje się spoiwo S3 i S2. Należy również zazaczyć, że dla obu badanych gruntów korzystne chrakterystyki osuszające posiada cement CP, który zapewnia właściwości wytrzymałościowe na ściskanie stabilizowanego gruntu G1 i G2 na najwyższym poziomie. Natomiast pozostałe rodzaje spoiw S1, S2, S3 i S4, które są mieszankami cementu i wapna hydratyzownego oraz różnego rodzaju dodatków charakteryzują się pośrednimi właściwościami pomiędzy cementem a wapnem hydratyzowanym w zakresie ich wpływu na charakterystyki wytrzymałościowe gruntu stabilizowanego. W przypadku gruntu G1 i G2 najkorzystniej wpływa spoiwo S2, S1 i S3 na wytrzymałość gruntu stabilizowanego.

Wpływ rodzaju spoiwa na pozostałe charakterystki mechaniczne stabilizowanych gruntów G1 i G2 jest bardzo zróżnicowany i uzależniony od rodzaju zastosowanego spoiwa oraz od jego koncentracji w mieszance jak również od rodzaju samego gruntu (czy jest to grunt G1 czy G2).

Podsumowując, można stwierdzić, że bardzo trudno jest sformułować jednoznaczne zalecenia dotyczące zastosowania konkretnego rodzaju spoiwa dla danego rodzaju gruntu, grunt jest bowiem zróżnicowanym materiałem pod względem właściwości i w związku z tym należy dla danego rodzaju gruntu na podstawie badań dobrać najodpowiedniejszy rodzaj spoiwa w aspekcie osuszającym czy też stabilizującym.

4. Charakterystyka wypełniacza mineralnego

4.1. Wypełniacz mineralny – kruszywo wypełniające

Obecnie według obowiązującej normy PN-EN 13043 wypełniacz mineralny (mączka) produkowany ze skał litych zaliczany jest do „kruszywa wypełniającego". Należy zaznaczyć, że przede wszystkim do jego produkcji zalecane jest wykorzystywanie materiału skalnego zawierającego nie mniej niż 90% węglanu wapnia ($CaCO_3$). Jego cechą charakterystyczną jest uziarnienie, które w większości przechodzi przez sito 0,063 mm. Dzięki składowi mineralogicznemu oraz uziarnieniu wypełniacz mineralny odgrywa istotną rolę w mieszance mineralno-asfaltowej, kształtując jej specjalne właściwości. Zgodnie z normą PN-EN 13043 może występować również [88]:

– wypełniacz dodany,
– wypełniacz mieszany, zawierający dodatek wodorotlenku wapnia $Ca(OH)_2$ (wapno hydratyzowane).

W celu uzyskania wymaganego uziarnienia proces produkcji wypełniacza mineralnego odbywa się w młynach rolowo-misowych. Zasypywany jest do nich płukany materiał skalny. W wyniku procesu hydraulicznego dociskania walce stożkowe dokonują mielenia materiału mineralnego. Przy czym cały proces odbywa się w środowisku gorącego powietrza, w którym następuje suszenie mączki. Następnie rozsiewana jest ona na frakcje i ta o uziarnieniu mniejszym od 0,0125 mm jest przeznaczana do mieszanek mineralno-asfaltowych (Fot. 4.1).

Fot. 4.1. Widok wypełniacza – mączki mineralnej (Fot. M. Iwański)

Podstawowym zadaniem wypełniacza jest utworzenie razem z asfaltem zaprawy asfaltowej – mastyksu, której zadaniem jest wiązanie ze sobą ziaren kruszywa mieszanki mineralno-asfaltowej. Tym samym od jakości zaprawy asfaltowej uwarunkowana będzie jakość mieszanki mineralno-asfaltowej i wykonanej z niej nawierzchni.

Przy czym na jakość mastyksu znaczący wpływ ma zdolność do tworzenia błonki asfaltowej na powierzchni ziaren wypełniacza. Istotną rolę w tym procesie odgrywają zdolności adsorpcyjne ziaren wypełniacza. Intensywność adsorpcji pomiędzy asfaltem a ziarnami

wypełniacza oraz trwałość tego procesu uzależniona jest od jego składu chemicznego, mineralogicznego oraz od struktury i kształtu porów oraz wielkości powierzchni. Szczególne znaczenie odgrywają procesy chemisorpcji zachodzące na granicy kontaktu powierzchni ziaren wypełniacza i błonki asfaltowej. Oczywiście im większa jest zawartość węglanu wapnia tym proces ten przebiega bardziej intensywniej. Natomiast procesy adsorpcji fizycznej mają mniejszy wpływ na kształtowanie właściwości asfaltu w cienkiej warstwie.

Należy wspomnieć, że wypełniacz mineralny wypełnia wolną przestrzeń, między ziarnami kruszywa mieszanki mineralnej. Wpływa tym samym na odporność mieszanki mineralno-asfaltowej na oddziaływanie wody i mrozu, zapewniając wymaganą trwałość nawierzchni asfaltowej.

Zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 13043 [88] właściwości wypełniacza charakteryzowane są przez następujące parametry:

– uziarnienie,
– zawartość węglanu wapnia,
– zawartość szkodliwych pyłów,
– zawartość wody,
– właściwości usztywniające charakteryzowane: metodą różnicy temperatury mięknienia, zawartością wolnych przestrzeni suchego zagęszczonego wypełniacza,
– rozpuszczalność w wodzie,
– liczbę bitumiczną (asfaltową).

Należy zwrócić również uwagę, że wraz z wprowadzeniem nowych paramentów charakteryzujących właściwości wypełniacza nastąpiła również zmiana metodyki oceny niektórych z nich. Szczególnie jest to istotne w przypadku określenia uziarnienia wypełniacza. Wcześniej oznaczane było ono za pomocą zestawu sit i wstrząsarki. Natomiast obecnie zgodnie z PN-EN 933:2002 oznaczenie to wykonuje się w aparacie do przesiewania w strumieniu powietrza, przy różnicy ciśnienia 3±0,5 kPa.

	Procent przechodzącej masy [%]	
Wymiar sita #	ogólny zakres dla poszczególnych wyników	maksymalny zakres uziarnienia deklarowany przez producenta
2 mm	100	–
0,125 mm	85 - 100	10
0,063 mm	70 - 100	10

Tablica 4.1. Uziarnienie kruszywa wypełniającego (wypełniacza) wg PN-EN 13043 [88]

Zmianie uległa również metodyka oceny uziarnienia partii wypełniacza z uwzględnieniem zakresu tolerancji. W tablicy 4.1 przedstawiono tolerancje dotyczące uziarnienia podczas jego wytwarzania, które zobowiązany jest dotrzymać producent. Należy zaznaczyć, że zobowiązany jest on na podstawie początkowego badania typu do zadeklarowania charakterystycznego uziarnienia wypełniacza, które powinno spełniać wymagania tole-

rancji w zakresie od -5 do + 5% m/m. Przy czym uziarnienie wytworzonego wypełniacza wraz z uwzględnieniem tolerancji powinno spełniać wymagania przedstawione w Tablicy 4.1. Inna więc jest metodyka oceny uziarnienia wypełniacza niż kruszywa drobnego lub grubego zgodnie z PN-EN 13043.

W celu oceny prawidłowości jakościowej na etapie wytwarzania wypełniacza norma PN-EN 13043 obejmuje sprawdzenie co najmniej jednej z następujących właściwości:
- liczba bitumiczna,
- gęstość ziaren wypełniacza,
- gęstość nasypowa w stanie luźnym oznaczona w nafcie,
- badanie powierzchni właściwej wg Blaine'a,
- strat przy prażeniu dla wypełniacza otrzymanego z mielonego popiołu lotnego z węgla.

Właściwość fizyko-mechaniczna	Wartość deklarowana przez producenta			Wymaganie WT-1 2010
	LB ①	NM ②	ZPW ③	
Uziarnienie [% przechodzącej masy], PN-EN 933-10:2009: – 2 mm – 0,125 mm – 0,063 mm	 100 99 92	 100 90 - 100 90 - 100	 100 85 - 100 70 - 100	 100 85 - 100 70 - 100
Wskaźnik błękitu metylowego MB_F, PN-EN 933-9	MB_F 10	MB_F 10	MB_F 10	MB_F 10
Zawartość wody [%], PN-EN 1097-5:2008	< 1	< 1	0,2	1
Gęstość ziaren, Mg/m³ Qf [%], PN-EN 1097-7:2008	2,64	2,65	2,65 - 2,75	
Rozpuszczalność w wodzie WS [%], PN-EN 1744-1:2010	WS_{10}	WS_{10}	WS_{10}	WS_{10}
Zawartość węglanu wapnia CC, PN-EN 196-2:2006	CC_{90}	CC_{90}	CC_{90}	CC_{70}
Liczba bitumiczna BN [%], PN-EN 13179-2:2002	BN28/39	BN28/39	BN28/39	$BN_{Deklarowana}$
Pierścień delta i kula $\Delta_{R\&D}$ [°C], PN-EN 13179-1:2002	$\Delta_{R\&D}$ 8/16	$\Delta_{R\&D}$ 8/16	$\Delta_{R\&D}$ 8/16	$\Delta_{R\&D}$ 8/25
Gęstość nasypowa w stanie luźnym w nafcie [Mg/m³]	0,6	0,5 - 0,7	–	
Badanie Blaine'a S [m²/kg], PN-EN 196-6:1997	–	397,8	500	
Objętość wolnych przestrzeni [%], PN-EN 1097-4	$V_{28/38}$	$V_{28/38}$	–	$V_{28/45}$

Tablica 4.2. Właściwości fizyko-mechaniczne wybranych wypełniaczy mineralnych; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Wybrane właściwości fizyko-mechaniczne przykładowych wypełniaczy mineralnych deklarowane przez producentów zestawiono w Tablicy 4.2. Podstawową zaletą przedstawionych wypełniaczy mineralnych jest duża w nich zawartość węglanu wapnia $CaCO_3$, która wynosi nawet ponad 90%. W związku z tym odgrywają one rolę mineralnego środka adhezyjnego. Charakteryzują się tym samym bardzo dobrym powinowactwem z asfaltem. Wpływają również na poprawę potencjału energostatycznego mieszanki kruszywa obniżając jego ujemną wartość, zwłaszcza w przypadku kiedy w jej składzie stosowane są kruszywa hydrofilowe, które zawierają dużą ilość krzemionki SiO_2. W konsekwencji zastosowania tego rodzaju wypełniaczy mineralnych zapewniony jest proces prawidłowego wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej oraz korzystne kształtowanie odporności na oddziaływanie wody i mrozu warstw asfaltowych konstrukcji nawierzchni.

4.2. Wypełniacz mieszany

Zgodnie z normą PN-EN 13043 wypełniacz mieszany to kruszywo wypełniające pochodzenia mineralnego wymieszane z wodorotlenkiem wapnia $Ca(OH)_2$ (wapnem hydratyzowanym). Zawartość wapna hydratyzowanego w wypełniaczu mieszanym oznacza się zgodnie z normą EN 459-2 i deklaruje zgodnie z wymaganiami przedstawionymi w Tablicy 4.3.

Kategoria Ka	Zawartość węglanu wapnia [% m/m]
Ka_{25}	≥ 25
Ka_{20}	≥ 20
Ka_{10}	≥ 10
$Ka_{Deklarowana}$	< 10
Ka_{NR}	brak wymagania

Tablica 4.3. Kategorie minimalnych zawartości wodorotlenku wapnia (wapna hydratyzowanego) w wypełniaczu mieszanym wg PN-EN 13043 [88]

Podstawową rolą wapna hydratyzowanego w wypełniaczu mieszanym jest funkcja środka adhezyjnego. Mechanizm oddziaływania wapna hydratyzowanego polega na łączeniu się kationów wapnia ze związkami krzemu na powierzchni kruszywa o dużej zawartości krzemionki (SiO_2) w wyniku czego tworzą się silne wiązania jonowe. Następuje zamiana kationów potasu i sodu występujących na powierzchni kruszywa przez kationy wapnia efektem czego jest powstawanie nierozpuszczalnych w wodzie soli. W wyniku tego procesu następuje zamiana ładunku powierzchniowego kruszywa z ujemnego na dodatni. W związku z tym następuje bardzo dobre łączenie (otaczanie) kruszywa przez kwaśny asfalt. Zastosowanie wapna hydratyzowanego wpływa również na wiele jeszcze innych właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej i wykonanej z niej nawierzchni.

Należy zaznaczyć, że pierwsze udokumentowane próby wykorzystania wapna hydratyzowanego w produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych sięgają końca XIX wieku, kiedy to

w USA firma National Vulcanite Company w miastach Waszyngton i Buffalo wykonała z tego rodzaju materiału nawierzchnie ulic. Wbudowywana była specjalnie opracowana mieszanka mineralno-asfaltowa pod nazwą Vulcanite, która zawierała 0,3% wapna hydratyzowanego. Natomiast na początku XX wieku stosowane były dwa rodzaje mieszanek mineralno-asfaltowych z wapnem hydratyzowanym pod nazwą Warreniete [29] i Amiesite [1, 29, 41].

Następnie prawie przez około 70 lat wapno hydratyzowane do mieszanek mineralno-asfaltowych było stosowane bardzo sporadycznie. Dopiero lata 70. XX wieku przyniosły ponowne zainteresowanie wykorzystaniem wapna hydratyzowanego do mieszanek mineralno-asfaltowych. Stało się to w wyniku niedoborów ropy asfaltowej na rynkach światowych, której konsekwencją było pogorszenie jakości asfaltu. W związku, z tym w celu poprawy jakości mieszanek mineralno-asfaltowych ponownie rozpoczęto wykorzystywanie wapna hydratyzowanego zarówno w USA jak i innych krajach. Należy zaznaczyć, że w tym okresie również w Polsce stosowano wapno hydratyzowane przy produkcji asfaltu lanego wytwarzanego w kotłach [39].

Wykonywane na świecie w tym okresie badania dotyczyły wpływu wapna hydratyzowanego nie tylko na poprawę adhezji asfaltu do kruszywa ale również w zakresie:

- odporności na uszkodzenia nawierzchni powodowane oddziaływaniem wody i mrozu,
- odporności na starzenie chemiczne związane z oddziaływaniem soli rozmrażających w okresie zimy,
- właściwości mechanicznych a zwłaszcza odporności na powstawanie kolein, wytrzymałości na pośrednie rozciąganie oraz modułu sztywności.

Podstawowym problemem dotyczącym stosowania wapna hydratyzowanego była ocena jego skuteczności jako środka adhezyjnego w porównaniu z płynnymi środkami adhezyjnymi, które w większości stanowią pochodne amin kwasów tłuszczowych.

Wykonane badania porównawcze przez R.E. Sebaaly z Uniwersytetu Nevada w Reno [52] pokazały, że wapno hydratyzowane jest tak samo skutecznym środkiem adhezyjnym jak i płynny środek adhezyjny. Kontynuowane w tym zakresie badania potwierdziły tę zasadę [11, 30]. Należy jednak zaznaczyć, że w zależności od zastosowanej metodyki badań, w zakresie odporności na oddziaływanie wody i mrozu mieszanki mineralno-asfaltowe z dodatkiem wapna hydratyzowanego, uzyskiwały różne wartości ocenianego parametru [31, 52]. W związku z tym nieodzowne było dokonanie oceny w warunkach rzeczywistych odporności nawierzchni wykonanych z mieszanek mineralno-asfaltowych z dodatkiem wapna hydratyzowanego. Istotnym elementem w tym zakresie było przedstawienie przez G.W. Maupina Jr. wyników oceny 12 odcinków dróg podległych Departamentowi Transportu w stanie Wirginia, których nawierzchnie asfaltowe wykonano z dodatkiem wapna hydratyzowanego i płynnego środka adhezyjnego [42]. Okazało się, że po 3-4 latach na 3 odcinkach dróg na których nawierzchnia wykonana była z mieszanki mineralno-asfaltowej z dodatkiem wapna hydratyzowanego uszkodzenia mrozowe (wyłuszczenia ziaren kruszywa) są znacznie mniejsze niż w przypadku kiedy stosowano płynny środek adhezyjny w mieszance mineralno-asfaltowej [42]. Podobne rezultaty badań uzyskano w czasie oceny

po 5 latach 15 odcinków doświadczalnych wykonanych przez Federalną Administrację Drogową USA (FHWA) [56]. Również prowadzona ocena nawierzchni asfaltowych z dodatkiem wapna hydratyzowanego wykonanych w stanie Nevada potwierdziła, że są one bardziej trwałe niż kiedy w składzie mieszanki mineralno-asfaltowej stosowano płynny środek adhezyjny.

Pozytywne doświadczenia w zakresie odporności nawierzchni asfaltowych na oddziaływanie wody i mrozu były podstawą do stwierdzenia w 2003 roku przez organy administracji drogowej USA, że jest to główny powód stosowania wapna hydratyzowanego do mieszanki mineralno-asfaltowej [41].

Jak wspomniano wcześniej wapno hydratyzowane odgrywa istotną rolę w procesie spowalniania starzenia asfaltu, a tym samym również mieszanki mineralno-asfaltowej i wykonanej z niej nawierzchni wydłużając jej trwałość. Jedne z pierwszych badań w tym zakresie zostały wykonane przez C. V. Chachas i jego współpracowników z Departamentu Autostrad stanu Utah w końcu lat 60. XX wieku. Stwierdzono wówczas, że próbki kontrolne asfaltu pobrane z mieszanki mineralno-asfaltowej zawierającej wapno hydratyzowane są bardziej miękkie niż próbki kontrolne. Badania w tym zakresie były prowadzone przez wielu badaczy, którzy potwierdzili pozytywną rolę wapna hydratyzowanego w obniżeniu intensywności procesu zmian właściwości asfaltu w wyniku oddziaływania wysokiej temperatury np. w czasie wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej [36, 48, 52, 60, 61]. Należy zaznaczyć, że większość tych badań wykonywanych była w warunkach laboratoryjnych a tylko nieliczne dotyczą asfaltu pobranego z nawierzchni asfaltowej (in situ). Natomiast praktycznie brak jest danych dotyczących właściwości asfaltu pobranego z nawierzchni po okresie kilkuletnim jej eksploatacji.

W czasie badań dotyczących wpływu wapna hydratyzowanego na zmianę właściwości asfaltu stwierdzono również inną istotną zależność. Zastosowanie tego rodzaju dodatku spowodowało wolniejszy wzrost asfaltenów w asfalcie niż kiedy nie stosowano wapna hydratyzowanego [14, 43, 48, 61]. Tym samym proces usztywniania lepiszcza przebiegał wolniej, co ma istotne znaczenie dla zapewnienia prawidłowej pracy nawierzchni asfaltowej w długim okresie jej eksploatacji, ponieważ spowalnia powstanie spękań termicznych na nawierzchni.

Zaobserwowano również, że wapno hydratyzowane spowalnia proces tworzenia się karbonyli w asfalcie przy temperaturze starzenia wynoszącej ponad 88°C [48, 61, 63]. Natomiast nie zaobserwowano tworzenia się ich w temperaturze 60°C [53]. Stwierdzono również, że asfalt który poddany był wcześniej oddziaływaniu wapna hydratyzowanego, a później usunięto go, nadal charakteryzuje się spowolnionym tempem starzenia [43, 48].

Szczególnie istotny jest wpływ wapna hydratyzowanego na proces zmniejszenia podatności mieszanek mineralno-asfaltowych na powstawanie deformacji plastycznych – kolein. Laboratoryjne badania prowadzone w tym zakresie zarówno w USA jak i Francji pokazały, że zastosowanie wapna hydratyzowanego ogranicza powstawanie kolein w mieszance mineralno-asfaltowej [8, 32, 36, 37, 50, 52, 53]. Przy czym należy zaznaczyć, że

w czasie badań były stosowane różne metodyki oraz temperatury określania podatności mieszanki mineralno-asfaltowej.

Należy zaznaczyć, że zarówno badania laboratoryjne jak również in situ – na drodze wykonywane były praktycznie dla betonu asfaltowego. Natomiast dla innych mieszanek mineralno-asfaltowych np. mieszanki mastyksowo-grysowej SMA były wykonane w bardzo ograniczonym zakresie [69, 135]. Wykazały one synergizm oddziaływania zarówno polimeru jak i wapna hydratyzowanego na badane właściwości mieszanki SMA i wykonanej z niej warstwy ścieralnej. W związku z tym, można zmniejszyć ilość polimeru stosując dodatek wapna hydratyzowanego i zachować właściwości mieszanki SMA jak przy zastosowaniu większej jego koncentracji.

Badania dotyczące wykorzystania wapna hydratyzowanego jako środka adhezyjnego wykonane były również w Polsce. Pod kierunkiem J.Judyckiego zostały przeprowadzone badania mieszanki mineralno-asfaltowej w zakresie jej odporności na oddziaływanie wody i mrozu oraz starzenia [23, 24, 25, 26]. Pozytywne wyniki badań laboratoryjnych stały się podstawą do budowy odcinka doświadczalnego nawierzchni drogi, której warstwa ścieralna była wykonana z betonu asfaltowego z dodatkiem wapna. W czasie jej eksploatacji został potwierdzony pozytywny wpływ wapna hydratyzowanego na odporność warstwy ścieralnej na oddziaływanie wody i mrozu.

Reasumując można stwierdzić, na podstawie wykonanych badań, korzystny wpływ wapna hydratyzowanego jako środka adhezyjnego do mieszanek mineralno-asfaltowych. Wapno hydratyzowane spowalnia również tempo starzenia asfaltu. Korzystny jest więc jego wpływ na zapewnienie wodo i mrozoodporności nawierzchni asfaltowej. Również pozytywne oddziaływanie wapna hydratyzowanego przejawia się we wzroście odporności na koleinowanie oraz charakterystyk mechanicznych takich jak np. wytrzymałość na pośrednie rozciąganie czy moduł sztywności betonu asfaltowego.

Należy równocześnie stwierdzić, że zakres badań wpływu wapna hydratyzowanego na mieszankę SMA i wykonaną z niej warstwę ścieralną jest bardzo ograniczony. Nie sprecyzowano wpływu wapna hydratyzowanego na starzenie lepiszcza asfaltowego modyfikowanego polimerem w czasie długotrwałej eksploatacji nawierzchni SMA. Nie badano również zmian właściwości powierzchniowych parametrów eksploatacyjnych warstwy ścieralnej SMA w zakresie odporności na koleinowanie, równości podłużnej, szorstkości czy makrotekstry.

4.3. Badania wpływu wapna hydratyzowanego na właściwości eksploatacyjne warstwy ścieralnej wykonanej z mieszanki SMA

4.3.1. Założenia projektowe

W celu zapewnienia wymaganej szorstkości nawierzchni niezbędne jest zastosowanie odpowiednich technologii oraz rodzaju kruszywa, które gwarantują odpowiednią makro i mikroteksturę nawierzchni [15, 16, 57, 68]. Do podstawowych technologii w tym zakresie

należy zaliczyć mieszankę mastyksowo grysową SMA. W zależności od zastosowanego rodzaju kruszywa oraz składu mieszanki mineralnej w czasie eksploatacji może wystąpić zjawisko obniżania lub dalszego wzrostu właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni asfaltowej. W dłuższym okresie eksploatacji nawierzchni podstawową rolę w zapewnieniu jej szorstkości odgrywa materiał mineralny.

Podstawowym kryterium oceny przydatności kruszywa pod względem właściwości przeciwpoślizgowych jest jego odporność na ścieranie określona w bębnie Los Angeles wg EN 1097-2 oraz polerowanie za pomocą wskaźnika PSV wg EN 1097-8. Odporność kruszywa na ścieranie związana jest z zapewnieniem wymaganej makrotekstury nawierzchni, która odgrywa istotną rolę w początkowym okresie jej eksploatacji. Natomiast odporność kruszywa na polerowanie wpływa na mikroteksturę nawierzchni, zapewniając jej właściwości przeciwpoślizgowe w długim okresie eksploatacji [16].

Do kruszyw najbardziej odpornych na proces ścierania i polerowania w Polsce zalicza się piaskowiec kwarcytowy, którego jedne z największych jego złóż występują w okolicach Kielc znajdujących się w Górach Świętokrzyskich [16, 49].

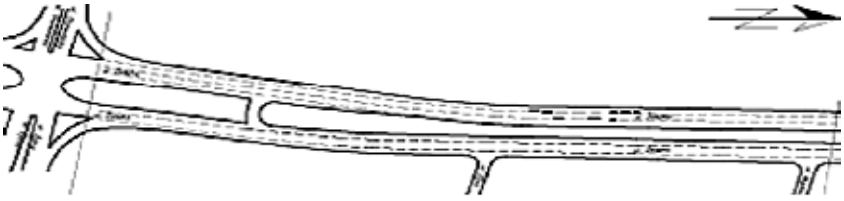
Istotną zaletą kruszywa kwarcytowego jest również jego jasna barwa. W porównaniu z barwą kruszywa bazaltowego, które jest uznawane jako kruszywo standardowe do mieszanek mineralno-asfaltowych, można przyjąć, że jest ono białe. Zastosowanie kruszywa kwarcytowego w nawierzchni asfaltowej powoduje znaczne jej rozjaśnienie, co ma istotne znaczenie z punktu zapewnienia bezpieczeństwa ruchu drogowego w warunkach nocnych. Wpływa również na zmniejszenie ilość energii elektrycznej potrzebnej do zapewnienia wymaganego oświetlenia nawierzchni na odcinkach, na których ze względów na natężenie ruchu samochodowego oraz bezpieczeństwo stosuje się oświetlenie stacjonarne.

Pomimo zalet, jakimi charakteryzuje się kruszywo kwarcytowe, posiada ono jednak pewien niedostatek. Ze względu na dużą zawartość krzemionki, dochodzącą nawet do 95% jego składu, wykazuje brak powinowactwa z asfaltem, co w pewien sposób utrudnia wykorzystanie tego kruszywa w mieszankach mineralno-asfaltowych. Właściwość ta z przyczyn technologicznych do początku lat 90. ubiegłego wieku ograniczała możliwości zastosowania tego kruszywa. Rozpoczęte w tym okresie badania pokazały, że nie ma żadnych barier uniemożliwiających stosowanie tego rodzaju kruszywa w mieszankach mineralno-asfaltowych [16, 23]. Niezbędne jest jedynie zastosowanie środków adhezyjnych wpływających na poprawę otoczenia asfaltem tego rodzaju kruszywa. Najczęściej stosowanymi środkami adhezyjnymi są aminy kwasów tłuszczowych. Niestety mogą one odgrywać niepożądany wpływ na parametry asfaltu obniżając zwłaszcza temperaturę mięknienia. Konsekwencją takiego oddziaływania środka adhezyjnego jest zmniejszenie odporności nawierzchni asfaltowej na powstawanie kolein. Niezbędne jest więc stosowanie innych środków adhezyjnych, które nie odgrywają takiego wpływu na właściwości asfaltu i nawierzchni asfaltowej, jak aminy kwasów tłuszczowych. Innego rodzaju środkiem adhezyjnym jest wapno hydratyzowane, które w krajach Europy Centralnej i Wschodniej było stosowane jako środek adhezyjny w latach 60. XX wieku [39]. Ze względu jednak na trudności technologiczne jego dozowania w procesie wytwarzania mieszanki mineralno-

-asfaltowej, w tym czasie stosowanie zostało zaniechane. Rozwój techniki drogowej na przełomie XX i XXI wieku spowodował, że przesłanki tego rodzaju przestały istnieć [14, 25].

Bardzo istotnym jednak czynnikiem, związanym z możliwością wykorzystania wapna hydratyzowanego w celu zapewnienia trwałości mieszanki SMA, jest ocena jego skuteczności oddziaływania w nawierzchni w długim okresie eksploatacji. W tym celu w 1999 roku wykonano warstwę ścieralną nawierzchni z mieszanki SMA z wapnem hydratyzowanym na ul. Żelaznej w Kielcach.

Na jezdni wschodniej wykonano warstwę ścieralną nawierzchni z mieszanki SMA z dodatkiem wapna hydratyzowanego (sekcja I), a na jezdni zachodniej wbudowano SMA z płynnym środkiem adhezyjnym (sekcja II). Długość odcinka doświadczalnego ul. Żelaznej wynosiła 350 m, od km 0+000 do km 0+350 (Rys. 4.1). Ulica Żelazna jest ulicą o dwu jezdniach, na których znajdują się po trzy pasy ruchu. Każdy pas ruchu ma szerokość 3,5 m. Obok jezdni znajdują się chodniki. Konstrukcja nawierzchni została wykonana w technologii recyklingu głębokiego na zimno w technologii M-C-E jak dla nawierzchni obciążonej ruchem KR4 [72]. W czasie jej eksploatacji prowadzono ocenę nawierzchni SMA w zakresie równości podłużnej i poprzecznej, stanu nawierzchni oraz szorstkości.



Rys. 4.1. Schemat odcinka doświadczalnego wykonania warstwy ścieralnej z mieszanki SMA z dodatkiem wapna hydratyzowanego na ul. Żelaznej w Kielcach

4.3.2. Program badań

Program badań dotyczący określenia wpływu wapna hydratyzowanego oraz aminy kwasu tłuszczowego jako środka adhezyjnego kontrolnego na właściwości mieszanki i nawierzchni SMA podzielono na dwa etapy – laboratoryjny i eksploatacyjny.

W ramach pierwszego etapu (laboratoryjnego) szczególną uwagę zwrócono na zaprojektowanie mieszanki mineralnej oraz wykonanie niezbędnych badań pozwalających dokonać oceny wpływu wapna hydratyzowanego i aminy kwasu tłuszczowego na właściwości SMA.

Szczegółowy program badań pierwszego etapu polegał na określeniu:
– właściwości kruszywa,
– wpływu wapna hydratyzowanego na adhezję lepiszcza do kruszywa,
– wpływu wapna hydratyzowanego na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego,
– właściwości normowych mieszanki SMA,

– odporności na powstawanie kolein mieszanki SMA,
– odporności na oddziaływanie wody oraz wody i mrozu mieszanki SMA.

Odporności mieszanki SMA na oddziaływanie wody i mrozu oceniano na podstawie programu badawczego opartego na określeniu:

- wytrzymałości na pośrednie rozciąganie przed i po przejściu cykli pielęgnacyjnych sumujących warunki atmosferyczne panujące na drodze, zgodnie z procedurami amerykańskimi wg metody AASHTO T283, określając wskaźnik odporności na oddziaływanie wody WRw oraz wskaźnik odporności na oddziaływanie wody i mrozu WRwm ,
- wytrzymałości na rozciąganie pośrednie po procesie pielęgnacji symulującym oddziaływanie wody i ujemnych temperatur, zgodnie z normą fińską PANK 4302.

Istotnym elementem badań była ocena jednorodności wykonywanych prac. Do badań przyjmowano tylko próbki, w których zawartość wolnych przestrzeni zawierała się w przedziale (V – 2s ; V + 2s), gdzie: V - średnia wartość wolnych przestrzeni w mieszance SMA, s – odchylenie standardowe zawartości wolnych przestrzeni w badanych mieszankach SMA.

Natomiast po zakończeniu modernizacji ulicy Żelaznej prowadzono monitoring w zakresie parametrów eksploatacyjnych i stanu nawierzchni ze szczególnym uwzględnieniem jej odporności na oddziaływanie wody i mrozu.

4.3.3. Projekt mieszanki mineralnej

W celu zaprojektowania mieszanki mineralnej SMA wykorzystano kruszywa pochodzące z kamieniołomów w Górach Świętokrzyskich. Stosowano następujące rodzaje kruszywa:
– piaskowiec kwarcytowy (Q) frakcji 2/6,3 mm i 6,3/12,8 mm,
– dolomit (D) frakcji 2/6 mm,
– wapień dewoński (L) frakcji 0/4 mm.

W mieszance mineralnej zastosowano również wypełniacz podstawowy zawierający 95% węglanu wapnia $CaCO_3$.

Opracowując mieszankę mineralną SMA kierowano się założeniem, że w mieszance mineralnej oprócz odpornego na proces ścierania i polerowania kruszywa kwarcytowego, którego zawartość może wahać się w przedziale od 50 do 70%, powinno znajdować się również kruszywo o mniejszej odporności na te procesy tj. kruszywo dolomitowe lub wapienne. Dzięki takiemu doborowi kruszywa do mieszanki mineralnej powinna być zachowana wymagana szorstkość nawierzchni w długim okresie eksploatacyjnym.

Należy podkreślić, że kruszywo dolomitowe i wapienne odgrywa również istotną rolę w poprawie adhezji asfaltu do mieszanki mineralnej, obniżając tym samym ujemny jej potencjał spowodowany zastosowaniem kruszywa kwarcytowego. Istotne znaczenie w tym aspekcie ma również udział w mieszance mineralnej drobnego kruszywa wapiennego 0/4 mm. Posiadając rozbudowaną powierzchnię właściwą przyczynia się on do intensyfikacji procesów chemisorpcji na granicy kontaktu ziarno mineralne – asfalt. W wyniku czego następuje dodatkowy wzrost adhezji asfaltu do mieszanki mineralnej.

Natomiast skład ramowy mieszanki SMA 0/12,8 opracowanej zgodnie z wytycznymi IBDiM [73], zestawiono w Tablicy 4.4.

Składnik	Udział w mieszance kwarcytowej [%]
Mączka wapienna	10
Kruszywo drobne wapienne 0/4	12
Kruszywo dolomitowe 2/6	15
Kruszywo kwarcytowe – frakcja 2/6,3 – frakcja 6,3/12,8	 10 53
Razem	100

Tablica 4.4. Zawartość procentowa materiałów mineralnych w mieszance SMA 0/12,8

Wapno hydratyzowane (HL) dodawano do mieszanki mineralnej, wprowadzając je zamiennie do wypełniacza mineralnego w ilości 10, 20, 30, 40 i 50%. Po dokładnym wymieszaniu wapna hydratyzowanego z wypełniaczem wapiennym uzyskiwano wypełniacz mieszany.

Jako lepiszcze zastosowano asfalt D70 (obecnie 50/70), który modyfikowano dodatkiem polimeru SBS Kraton 1101 CM w ilości o 2, 4, 6 i 8%. Wymaganą ilość lepiszcza 6,1% w mieszance SMA ustalono na podstawie badań wytrzymałościowych Marshalla.

4.3.4. Badanie wpływu wapna hydratyzowanego na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego

Badanie adhezji lepiszcza do mieszanki mineralnej wykonano w dwu etapach:

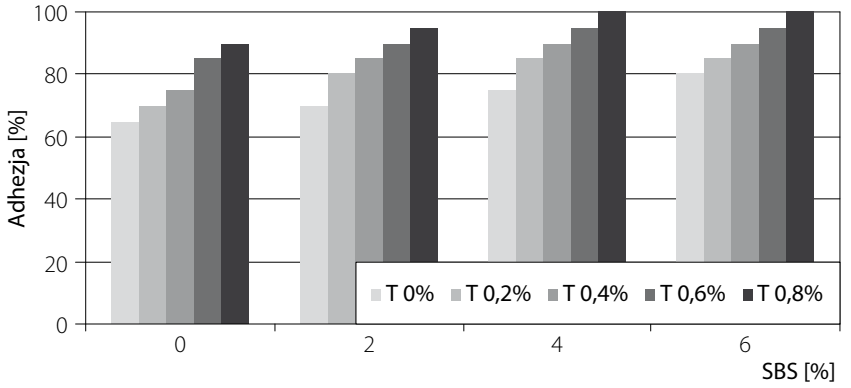
- etap I – adhezja asfaltu D70 modyfikowanego polimerem SBS z dodatkiem środka adhezyjnego tylko do kruszywa kwarcytowego,
- etap II – adhezja zaprojektowanej mieszanki SMA zawierającej asfalt D70 modyfikowany polimerem SBS i wapno hydratyzowane (WH) w wypełniaczu mineralnym oraz alternatywnie zawierającej asfalt D70 modyfikowany polimerem SBS oraz płynny środek adhezyjny.

Badanie adhezji I i II etapu wykonano metodą gotowania w wodzie, zgodnie z normą PN-84/B-06714/22 oraz ASTM D 4867 [64].

Wpływ polimeru SBS i płynnego środka adhezyjnego na adhezję asfaltu D70 do kruszywa z piaskowca kwarcytowego przedstawiono na Rys. 4.2.

Zgodnie z warunkami technologicznymi przyjętymi w tym okresie w Polsce, wymagana adhezja asfaltu do kruszywa powinna wynosić co najmniej 80%. Asfalt kontrolny D70 bez płynnego środka adhezyjnego charakteryzuje się adhezją na poziomie 63% do kruszywa kwarcytowego czyli znacznie mniejszą niż jest wymagana. Dopiero przy zawartości w lepiszczu płynnego środka adhezyjnego w ilości 0,6% adhezja asfaltu jest na wymaganym

poziomie. Zastosowanie modyfikacji asfaltu D70 polimerem SBS wpływa korzystnie na poprawę adhezji lepiszcza do badanego kruszywa. Można zaobserwować korzystne współdziałanie polimeru SBS i środka adhezyjnego na adhezję lepiszcza do kruszywa kwarcytowego. Przy zawartości polimeru SBS w ilości 2% dodatek płynnego środka adhezyjnego w ilości już 0,4% zapewnia wymaganą adhezję lepiszcza do kruszywa kwarcytowego. Zwiększenie zawartości polimeru SBS w asfalcie D70 do 4% i dodatek środka adhezyjnego w ilości 0,2% gwarantuje wymagane powinowactwo asfaltu do kruszywa.

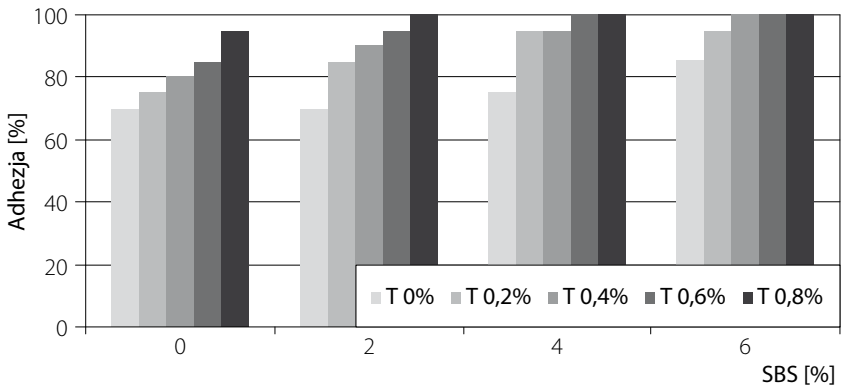


Rys. 4.2. Wpływ asfaltu D70 modyfikowanego polimerem SBS i z dodatkiem środka adhezyjnego na adhezję z kruszywem kwarcytowym

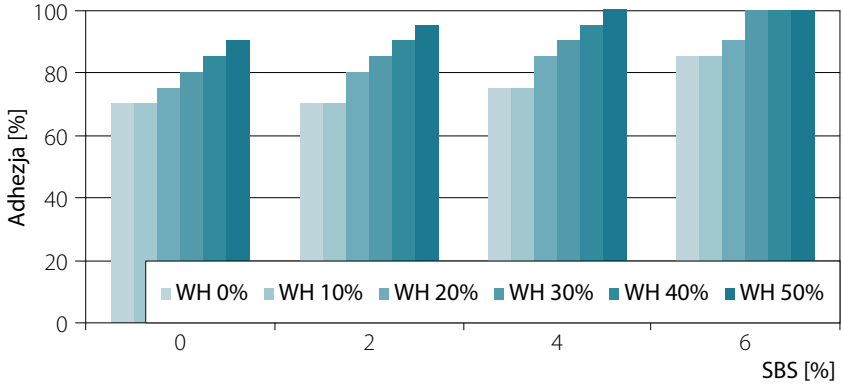
Stosując aminy kwasów tłuszczowych, a zwłaszcza w większych ilościach, jako środek adhezyjny do asfaltu, należy pamiętać, że mogą one wpływać w sposób niekorzystny na właściwości asfaltu [15, 16]. Tym samym zastosowanie takiego lepiszcza może powodować obniżenie trwałości nawierzchni asfaltowej, zwłaszcza w zakresie jej odporności na powstawanie trwałych odkształceń.

Ponieważ mieszanka mineralna SMA, którą wbudowano w nawierzchnię ulicy Żelaznej, wykonana jest nie tylko z kruszywa z piaskowca kwarcytowego, ale zawiera również kruszywo dolomitowe oraz z wapienia dewońskiego, jak również mączkę mineralną z wapienia o zawartości 92,5% $CaCO_3$, dlatego też celowym było zbadanie adhezji mieszanki mineralnej do modyfikowanego asfaltu D70. W badaniach zastosowano płynny środek adhezyjny oraz wapno hydratyzowane, które dozowano w mączce mineralnej, zastępując jej część w ilości 10, 20, 30, 40 i 50% (Rys. 4.3, Rys. 4.4).

Analiza wyników adhezji asfaltu D70 do mieszanki mineralnej SMA pozwala stwierdzić, że zastosowanie płynnego środka adhezyjnego w ilości 0,4% zapewnia wymaganą adhezję do kruszywa mieszanki mineralnej. Korzystnie wpływa więc na adhezję mieszanki mineralnej SMA zastosowanie w jej składzie kruszyw węglanowych o bardzo dobrej adhezji z asfaltem. Modyfikacja asfaltu D70 polimerem SBS przyczynia się do obniżenia wymaganej ilości płynnego środka adhezyjnego, jaką należy zastosować, aby zapewnić wymaganą adhezję asfaltu do kruszywa mieszanki mineralnej.



Rys. 4.3. Wpływ modyfikowanego asfaltu D70 polimerem SBS i z dodatkiem środka adhezyjnego na adhezję mieszanki SMA



Rys. 4.4. Wpływ modyfikowanego asfaltu D70 polimerem SBS i wapna hydratyzowanego na adhezję mieszanki SMA

Na podstawie badania adhezji asfaltu D70 modyfikowanego polimerem SBS do kruszywa mieszanki SMA można stwierdzić, że zastosowanie o 0,2% płynnego środka adhezyjnego mniej niż w przypadku badania adhezji tego rodzaju lepiszcza do samego kruszywa kwarcytowego zapewnia adhezję na wymaganym poziomie.

Dokonując analizy wyników badań adhezji mieszanki mineralnej SMA można stwierdzić, że taką rolę, jaką odgrywa płynny środek adhezyjny w zapewnieniu prawidłowej adhezji, spełnia wapno hydratyzowane. Aktywną rolę wapna hydratyzowanego jako środka adhezyjnego w mieszance SMA można zaobserwować przy jego zastosowaniu w ilości większej niż 10% w mączce mineralnej. Przy koncentracji co najmniej 40% wapna hydratyzowanego zapewniona jest prawidłowa adhezja asfaltu D70 do kruszywa mieszanki mineralnej SMA. Zastosowanie modyfikacji asfaltu D70 polimerem SBS wpływa na zmniejszenie wymaganej ilości wapna hydratyzowanego w celu zabezpieczenia adhezji lepiszcza do kruszywa

mieszanki mineralnej. Wykonane badania wskazują na synergię polimeru SBS i wapna hydratyzowanego na zapewnienie wymaganej adhezji lepiszcza do kruszywa mieszanki mineralnej SMA.

Istotnym etapem badań była ocena wpływu wapna hydratyzowanego na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego oraz modyfikacji asfaltu D70 polimerem SBS. W celu oceny efektywności ich oddziaływania wykonano badania temperatury mięknienia, penetracji w 250°C oraz lepkości w 135°C kompozytu mineralno-asfaltowego zgodnie z rekomendacjami [9, 10, 45]. Interpretacje wyników badań dokonano na podstawie następujących współczynników:

- współczynnik k_P [%] usztywnienia asfaltu w kompozycie w aspekcie penetracji:

$$k_P = \frac{\Delta P}{P^b} 100\%, \text{ gdzie } \Delta P = P^k - P^b \tag{4.1}$$

- współczynnik k_{PiK} [%] usztywnienia asfaltu w kompozycie w aspekcie temperatury mięknienia:

$$k_{PiK} = \frac{\Delta T_{PiK}}{T^b_{PiK}} 100\%, \text{ gdzie } \Delta T_{PiK} = T^k_{PiK} - T^b_{PiK} \tag{4.2}$$

- współczynnik k_η [%] usztywnienia asfaltu w kompozycie w aspekcie lepkości:

$$k_\eta = \frac{\Delta \eta_{135}}{\eta^b_{135}} 100\%, \text{ gdzie } \Delta \eta_{135} = \eta^k_{135} - \eta^b_{135} \tag{4.3}$$

gdzie:

$P^k, T^k_{PiK}, \eta^k_{135}$ — odpowiednia penetracja w 25°C, temperatura mięknienia i lepkość kompozytu mineralno-asfaltowego w temperaturze 135°C,

$P^b, T^b_{PiK}, \eta^b_{135}$ — odpowiednia penetracja w 25°C, temperatura mięknienia i lepkość asfaltu w temperaturze 135°C.

Wyniki badań wpływu wapna hydratyzowanego na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego przedstawiono graficznie na Rys. 4.5, 4.6 i 4.7, wykorzystując następujący model matematyczny [44]:

$$y = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_3 \cdot x_1^2 + b_4 \cdot x_1 \cdot x_2 + b_5 \cdot x_2^2 \tag{4.4}$$

gdzie:

x_1 — zawartość procentowa polimeru SBS w asfalcie,

x_2 — zawartość procentowa wapna hydratyzowanego,

$b_0,...,b_5$ — współczynniki doświadczalne.

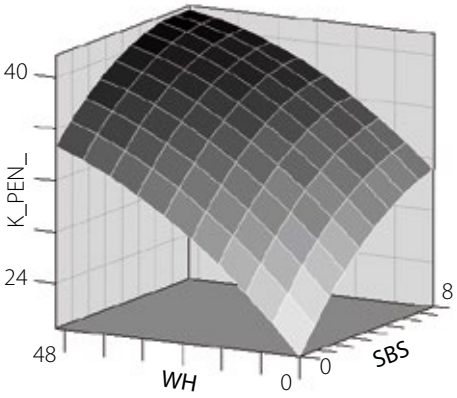
$$K_{PEN} = 19{,}79235 + 3{,}347157 \cdot SBS + 0{,}487528 \cdot WH - 0{,}354082 \cdot SBS^2 - 0{,}039165 \cdot SBS \cdot WH - 0{,}001146 \cdot WH^2$$

Statystyki dopasowania modelu dla zmiennej penetracji (K_PEN_)

	Predictive Model
RMSE (błąd estymacji)	0,903812 [0,1 x mm]
R-square	98,17%
Adjusted R-square	97,55%
Coefficient of Variation	2,624056

Ocena czynników modelu

	Predictive Model		
Term	Std Err	t	Pr > |t|
SBS	0,752392	3,823455	0,001063
WH	0,737267	9,16746	0,0001
SBS*SBS	0,394456	-5,8791	0,0001
SBS*WH	0,341609	-3,33297	0,003316
WH*WH	0,413452	-5,28542	0,0001



Rys. 4.5. Model wpływu wapna hydratyzowanego WH i polimeru SBS na penetrację kompozytu mineralno-asfaltowego wraz z analizą statystyczną

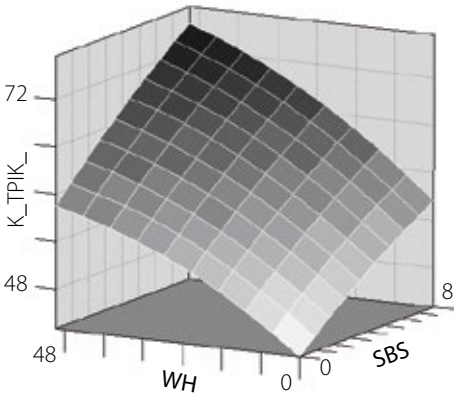
$$K_{TPiK} = 43{,}87202 + 0{,}76568 \cdot SBS + 0{,}426902 \cdot WH - 0{,}399022 \cdot SBS^2 - 0{,}02519 \cdot SBS \cdot WH - 0{,}000222 \cdot WH^2$$

Statystyki dopasowania modelu dla zmiennej temperatury mięknienia (K_TPIK_)

	Predictive Model
RMSE (błąd estymacji)	0.74496 [°C]
R-square	99,5%
Adjusted R-square	98,93%
Coefficient of Variation	1,221179

Ocena czynników modelu

	Predictive Model		
Term	Std Err	t	Pr > |t|
SBS	0,620153	16,57354	0,0001
WH	0,607686	16,12076	0,0001
SBS*SBS	0,325127	-2,88532	0,009149
SBS*WH	0,281568	3,617493	0,001717
WH*WH	0,340784	-7,35567	0,0001



Rys. 4.6. Model wpływu wapna hydratyzowanego WH i polimeru SBS na temperaturę mięknienia kompozytu mineralno-asfaltowego wraz z analizą statystyczną

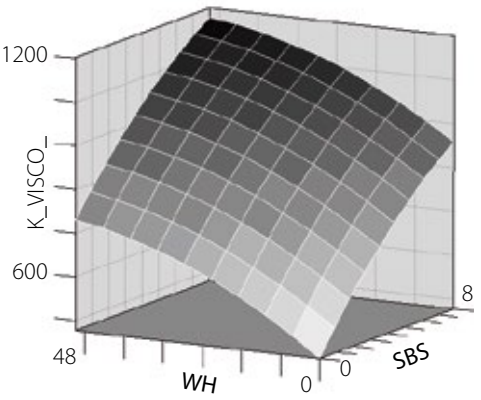
$$K_{VISCO} = 569{,}2843 + 49{,}32272 \cdot SBS + 10{,}97241 \cdot WH - 5{,}920791 \cdot SBS^2 - 0{,}690781 \cdot SBS \cdot WH - 0{,}091527 \cdot WH^2$$

Statystyki dopasowania modelu dla zmiennej lepkości (K_VISCO_)

	Predictive Model
RMSE (błąd estymacji)	27,56067 [mPas]
R-square	98,09%
Adjusted R-square	96,76%
Coefficient of Variation	2,917379

Ocena czynników modelu

	Predictive Model		
Term	Std Err	t	Pr > |t|
SBS	0,620153	16,57354	0,0001
WH	0,607686	16,12076	0,0001
SBS*SBS	0,325127	-2,88532	0,009149
SBS*WH	0,281568	3,617493	0,001717
WH*WH	0,340784	-7,35567	0,0001



Rys. 4.7. Model wpływu wapna hydratyzowanego WH i polimeru SBS na lepkość kompozytu mineralno-asfaltowego wraz z analizą statystyczną

Analiza wyników badań przedstawionych na Rys. 4.5, 4.6 i 4.7 wskazuje na współdziałanie (synergizm) wapna hydratyzowanego oraz polimeru SBS na właściwości usztywniające asfaltu D70 w kompozycie mineralno-asfaltowym. Wapno hydratyzowane i polimer SBS wpływają korzystnie na oceniane charakterystyki kompozytu mineralno-asfaltowego. Wraz ze wzrostem koncentracji tych dodatków następuje intensyfikacja zmiany właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego

Zgodnie z rekomendacjami [9] temperatura mięknienia kompozytu mineralno-asfaltowego powinna być w przedziale od 54 do 76°C, a $\Delta TPiK \leq 20°C$, wówczas taki przedział temperaturowy zapewnia odporność nawierzchni asfaltowej na powstawanie trwałych deformacji w czasie jej eksploatacji.

Na podstawie szczegółowej analizy wyników badań można stwierdzić, że kompozyt mineralno-asfaltowy przygotowany na asfalcie D70 modyfikowanym w zakresie od 2 do 4% polimerem SBS spełnia powyższe kryterium. Należy zaznaczyć, że wprowadzenie wapna hydratyzowanego w składzie mączki mineralnej do kompozytu powoduje korzystny dalszy wzrost temperatury jego mięknienia, niezależnie od ilości polimeru SBS w lepiszczu.

Należy zwrócić jednak uwagę, że przy zawartości 6% polimeru SBS w lepiszczu oraz ponad 30% zawartości wapna hydratyzowanego w mączce wapiennej przyrost temperatury mięknienia kompozytu mineralnego jest tak duży, że mogą wystąpić trudności natury technologicznej w wytwarzaniu mieszanki mineralno-asfaltowej wykonanej z udziałem takiego kompozytu. Dlatego też zawartość 6% polimeru SBS w lepiszczu należy uznać za graniczną.

Zastosowanie modyfikacji asfaltu D70 polimerem SBS oraz wykorzystanie wapna hydratyzowanego powoduje wzrost penetracji kompozytu mineralno-asfaltowego. Obserwuje się wzrost wartości współczynnika kP usztywniającej roli kompozytu mineralno-asfaltowego wraz ze wzrostem ilości wapna hydratyzowanego i polimeru SBS w kompozycie. Mechanizm oddziaływania wapna hydratyzowanego i polimeru SBS na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego jest analogiczny jak na jego temperaturę mięknienia.

Usztywniająca (wzmacniająca) rola polimeru SBS i wapna hydratyzowanego uwidacznia się również w ocenie wpływu tych komponentów na lepkość w temperaturze 135°C kompozytu mineralno-asfaltowego. Przy czym wapno hydratyzowane zastosowane w składzie mączki wapiennej oddziałuje bardziej intensywnie w zakresie usztywniającym kompozyt niż polimer SBS. Jednak znaczący wzrost lepkości kompozytu mineralno-asfaltowego w temperaturze 135°C może spowodować konieczność zastosowania większej energii w czasie zagęszczania warstwy konstrukcyjnej. W związku z tym nie rekomenduje się większej ilości polimeru w kompozycie niż 6% przy zawartości wapna hydratyzowanego do 30%.

4.3.5. Właściwości mieszanki SMA modyfikowanej wapnem hydratyzowanym

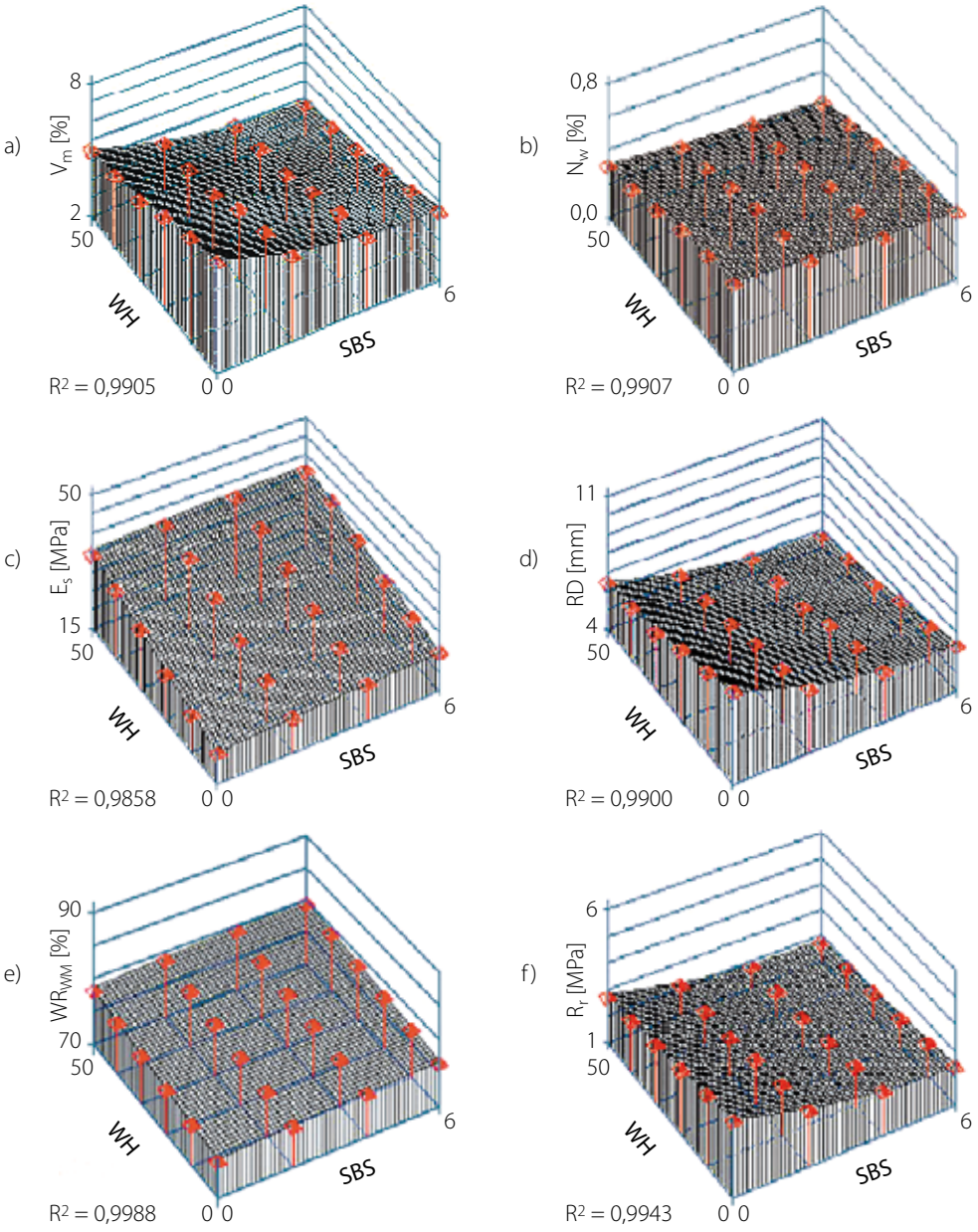
Wpływ ilości wapna hydratyzowanego (WH) oraz polimeru SBS na właściwości mieszanki SMA oceniano za pomocą analizy statystycznej, wykorzystując powyżej przedstawiony model matematyczny [44].

Podczas badań laboratoryjnych określono i analizowano właściwości fizyko-mechaniczne mieszanki SMA:

– zawartość wolnych przestrzeni (V_m),
– nasiąkliwość wagowa (N_w),
– moduł statyczny pełzania (E_s),
– odporność na koleinowanie (RD),
– odporność na oddziaływanie wody i mrozu (WR_{WM}),
– odporność na spękania niskotemperaturowe (R_r).

Modele regresyjne badanych charakterystyk mieszanki SMA przedstawiono na Rys. 4.8.

Wapno hydratyzowane (WH) oraz polimer SBS w znaczący sposób wpływa na zawartość wolnych przestrzeni oraz nasiąkliwość wagową mieszanki SMA. Zwiększenie koncentracji wapna hydratyzowanego powoduje zmniejszenie zawartości wolnych przestrzeni oraz nasiąkliwości wagowej mieszanki SMA. Należy zaznaczyć, że intensywność oddziaływania wapna hydratyzowanego na zawartość wolnych przestrzeni mieszanki SMA jest większa niż w przypadku nasiąkliwości wagowej. Zgodnie z obowiązującymi w 1999 roku wymaganiami zawartość wolnych przestrzeni w mieszance SMA przeznaczonej na warstwę ścieralną powinna wynosić od 1,5 do 4,5%. Spełnienie tego kryterium dla zaprojektowanej mieszanki SMA było możliwe przy zastosowaniu zarówno wapna hydratyzowanego i modyfikacji asfaltu polimerem SBS w składzie mieszanki SMA. Przy czym należy zaznaczyć, że mieszanka SMA przeznaczona na warstwę ścieralną nawierzchni musi zawierać zgodnie z polskimi wymaganiami lepiszcze modyfikowane. Analizując charakterystykę zależności



Rys. 4.8. Wpływ wapna hydratyzowanego (WH) i polimeru SBS na właściwości mieszanki SMA: a) zawartość wolnych przestrzeni (V_m), b) nasiąkliwość wagowa (N_w), c) moduł statyczny pełzania (E_s), d) odporność na koleinowanie (RD), e) odporność na oddziaływanie wody i mrozu (WR_{WM}), f) odporność na spękania niskotemperaturowe (R_r)

Właściwość	Parametr					
	b_0	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5
V_m [%]	6,999524	-0,534167	-0,032221	0,047917	-0,00020	-0,00161
N_w [%]	0,516149	-0,024083	-0,00280	0,001042	0,00002	-0,000026340
E_s [MPa]	22,844940	0,672024	0,234423	-0,047917	-0,003114	0,000281
RD [mm]	7,612083	-0,699762	-0,058227	0,058333	0,001257	0,000335
WR_{WM} [%]	75,647143	0,325060	0,061561	-0,021875	0,000414	-0,00008036
R_r [MPa]	3,908214	-0,296786	0,018089	0,018750	0,001571	0,000026786

Tablica 4.6. Parametry modeli regresyjnych badanych cech mieszanki SMA

wolnych przestrzeni w mieszance SMA w zależności od ilości wapna hydratyzowanego oraz ilości polimeru SBS można zaobserwować pozytywny synergizm oddziaływania tych dwóch składników na mieszankę SMA. Podobny charakter ma oddziaływanie wapna hydratyzowanego i polimeru SBS na nasiąkliwość wagową mieszanki SMA.

Wpływ wapna hydratyzowanego na właściwości mieszanki SMA jest bardziej znaczący niż polimeru SBS. Przy czym należy zaznaczyć, że obserwuje się synergizm (współdziałanie) obu zastosowanych materiałów na właściwości mieszanki SMA. Zgodnie ze stosowanymi w tym czasie wymaganiami w polskim drogownictwie moduł sztywności mieszanki SMA powinien być wyższy od 21 MPa. Już przy zawartości tylko 10% wapna hydratyzowanego w mieszance SMA, nawet bez zastosowania modyfikacji lepiszcza polimerem SBS jest spełnione to kryterium.

Zarówno wpływ wapna hydratyzowanego jak i polimeru SBS jest istotny w przypadku oceny odporności na powstawanie koleiny w nawierzchni SMA. Na przełomie XX i XXI wieku w Polsce badania odporności na powstawanie kolein były dopiero wdrażane w zakres badań laboratoryjnych, nie było więc kryteriów normowych oceny tego parametru nawierzchni SMA. Badanie było wykonywane w koleinomierzu typu angielskiego. Odporność na powstawanie kolein oceniano na podstawie głębokości powstawania koleiny po 10^4 cykli przejścia koła po próbce. Nie powinna ona być większa od 10 mm. Rezultaty badań pokazują, że niezależnie od składu mieszanki SMA jest spełnione to kryterium. Przy czym oczywiście wraz ze zwiększeniem koncentracji wapna hydratyzowanego oraz polimeru SBS w lepiszczu następuje znacząca poprawa odporności mieszanki SMA na koleinowanie – głębokość koleiny się zmniejsza.

Wapno hydratyzowane oraz polimer SBS w istotny sposób wpływają na odporność mieszanki SMA na oddziaływanie wody i mrozu określanej wg AASHTO T283. Należy zaznaczyć, że mieszanka SMA nawet bez tych modyfikatorów spełnia kryterium odporności dla którego wskaźnik odporności na oddziaływanie wody i mrozu WR_{WM} powinien być większy od 70%. Zastosowanie wapna hydratyzowanego i polimeru SBS wpływa korzystnie na poprawę tej charakterystyki mieszanki SMA.

Mieszanka SMA charakteryzuje się odpornością na spękania niskotemperaturowe wg kryterium PANK 4032, zgodnie z którym wytrzymałość na rozciąganie pośrednie po normowej pielęgnacji powinna być mniejsza niż 4,8 MPa. Zastosowanie wapna hydra-

tyzowanego wpływa na poprawę tej charakterystyki mieszanki SMA, lecz intensywność oddziaływania jest mniejsza niż polimeru SBS. Można w tym przypadku stwierdzić, że polimer SBS nawet odgrywa główną rolę w poprawie odporności mieszanki SMA na spękania niskotemperaturowe.

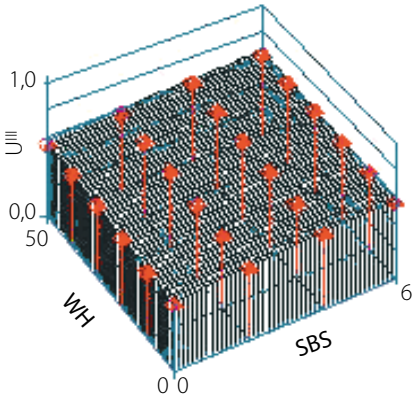
W celu dokonania prawidłowej charakterystyki wpływu wapna hydratyzowanego i polimeru SBS na właściwości mieszanki mineralno-asfaltowego ze względu na duże zróżnicowanie ich oddziaływania dokonano analizy statystycznej wyników badań wykorzystując program SAS. Jako kryterium analizy przyjęto uogólnioną funkcję użyteczności opracowaną przez Haringtona [12] wyrażoną w postaci:

$$U^{III} = \exp\left[-\exp\sum_{i=1}^{m} w_i \cdot \exp\left(-\frac{y^{(i)} - y^{(i)}_G}{y^{(i)}_L - y^{(i)}_G}\right)\right] \tag{4.5}$$

gdzie:

$y^{(i)}$ badane właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego,

w_i wagi przypisane poszczególnym właściwościom $y^{(i)}$; $0 \le w_i \le 1$, i=1,2,...,m.



Rys. 4.9. Funkcja użyteczności wpływu ilości wapna hydratyzowanego (WH) i polimeru SBS na właściwości mieszanki SMA

Na podstawie funkcji użyteczności określono rekomendowany skład kompozytu mineralno-asfaltowego, zapewniający najkorzystniejsze jego właściwości:

– asfalt D70 (50/70) + 4% polimeru SBS,

– wapno hydratyzowane w ilości 30% w mączce mineralnej.

Dokonując analizy wpływu rodzaju zastosowanego środka adhezyjnego na właściwości mieszanki SMA można stwierdzić, że przy rekomendowanej ich zawartości praktycznie uzyskano bardzo porównywalne wartości badanych parametrów. Niewiele korzystniejsze jest zastosowanie wapna hydratyzowanego w porównaniu z aminą kwasu tłuszczowego w składzie mieszanki SMA.

Właściwości mieszanki SMA	Rodzaj środka adhezyjnego ①	
	WH 30%	A 0,2%
Zawartość wolnej przestrzeni [%]	3,5	3,7
Zawartość wolnej przestrzeni wypełnionej lepiszczem [%]	79,2	78,5
Nasiąkliwość wagowa [%]	0,28	0,35
Moduł sztywności [MPa]	24,8	22,5
Wytrzymałość na rozciąganie ITS [MPa]	1,46	1,52
Maksymalna głębokość koleiny [mm]	5,1	5,6
Odporność na spękania niskotemperaturowe PANK 4302 [MPa]	2,2	3,1
Odporność wg AASHTO T283 na: – oddziaływanie wody WR_W [%] – oddziaływanie wody i mrozu WR_{WM} [%]	89,2 79,4	86,1 77,8
Zawartość asfaltu [%]	6,1	6,1
Ilość polimeru SBS w asfalcie [%]	4	4

Tablica 4.7. Wybrane właściwości mieszanki SMA; ① WH – wapno hydratyzowane (zamiennie w wypełniaczu), A – amina kwasu tłuszczowego

4.3.6. Monitoring stanu powierzchniowego nawierzchni SMA

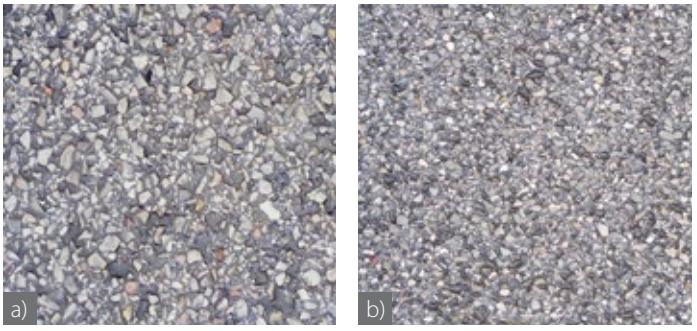
Szczególną uwagę w czasie badania powierzchni nawierzchni SMA zwracano na wpływ czynników klimatycznych a zwłaszcza oddziaływanie wody i mrozu na jej trwałość w aspekcie zastosowanego rodzaju środka adhezyjnego [71]. Wyróżniono sześć typów uszkodzeń nawierzchni, które mogą być powodowane oddziaływaniem czynników klimatycznych oraz składem mieszanki mineralno-asfaltowej z określonym rodzajem środka adhezyjnego (Tablica 4.8).

Analiza przedstawionych wyników pomiarów stanu powierzchniowego w aspekcie odporności na oddziaływanie wody i mrozu nawierzchni SMA pokazuje, że zastosowane środki adhezyjne (wapno hydratyzowane, aminy kwasów tłuszczowych) skutecznie spełniają swoje zadanie. W okresie eksploatacji 7 lat na powierzchni nawierzchni SMA nie powstały żadnego typu uszkodzenia spowodowane przez oddziaływanie wody czy też mrozu. Dopiero w 8 roku eksploatacji na nawierzchni SMA wykonanej z dodatkiem aminy kwasu tłuszczowego (sekcja II) wystąpiły nieliczne ubytki ziaren kruszywa, zwłaszcza grubszych frakcji. Podobne usterki pojawiły się na nawierzchni SMA wykonanej z wapnem hydratyzowanym (sekcja I) dopiero w 10 roku eksploatacji. Należy zaznaczyć, że w 12 roku (2011 rok) użytkowania na nawierzchni SMA z płynnym środkiem adhezyjnym sporadycznie na powierzchni występują bardzo małe ubytki mastyksu. Po okresie 12 lat eksploatacji

nawierzchni SMA można stwierdzić, że jej stan powierzchniowy niezależnie od rodzaju zastosowanego środka adhezyjnego jest bardzo dobry (Fot. 4.2 i Fot. 4.3).

	Lata eksploatacji											
	2		4		6		8		10		12	
	Rodzaj środka adhezyjnego ①											
Rodzaj uszkodzenia	WH	A	WH	A	WH	A	WH	A	WH	A	WH	A
Ubytki ziaren kruszywa	–	–	–	–	–	–	–	n	n	n	n	n
Ubytki mastyksu	–		–		–	–	–	–	–	–	–	n
Spękania niskotemperaturowe	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
Spękania zmęczeniowe	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–		–
Spękania siatkowe	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
Spękania podłużne	–	–		–	–	–	–	–	–	–	–	–
Spękania poprzeczne	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	

Tablica 4.8. Uszkodzenia powierzchniowe nawierzchni SMA w czasie eksploatacji; ① WH – wapno hydratyzowane, A – amina kwasu tłuszczowego; (–) – brak występowania uszkodzenia, n – nieliczne pojedyncze uszkodzenia



Fot. 4.2. Wygląd tekstury nawierzchni SMA po 12 latach eksploatacji w zależności od środka adhezyjnego: a) wapno hydratyzowane, b) amina kwasu tłuszczowego (Fot. M. Iwański)

Fot. 4.3. Wygląd nawierzchni SMA po 12 latach eksploatacji w zależności od środka adhezyjnego: a) wapno hydratyzowane, b) amina kwasu tłuszczowego (Fot. M. Iwański)

4.3.7. Monitoring parametrów eksploatacyjnych nawierzchni SMA

Istotnym etapem badań była ocena parametrów eksploatacyjnych nawierzchni SMA w aspekcie zastosowanego środka adhezyjnego. W początkowym okresie pomiary tych parametrów dokonano zgodnie z obowiązującymi w Polsce normami, a następnie z normami serii PN-EN, które w zakresie metodyki badawczej praktycznie były zgodne z polskimi wymaganiami.

Ocenie poddano następujące parametry eksploatacyjne nawierzchni SMA:
– równość podłużna (R), oceniana za pomocą planografu wg BN-68/8931-04,
– głębokość koleiny (RD), mierzona łatą i klinem wg BN-68/8931-04,
– głębokość makrotekstury (TD), badana metodą objętościową wg PN-EN 13036-1:2005 [66],
– szorstkość (SRT-3), badana za pomocą polskiej metodyki przyczepką dynamometryczną [78],
– szorstkość (SRV), oceniana wg metody wahadła angielskiego TRL wg PN-EN 13036-4:2004.

Zmiany w czasie eksploatacji nawierzchni SMA w zakresie ocenianych parametrów przedstawiono na Rys. 4.10.

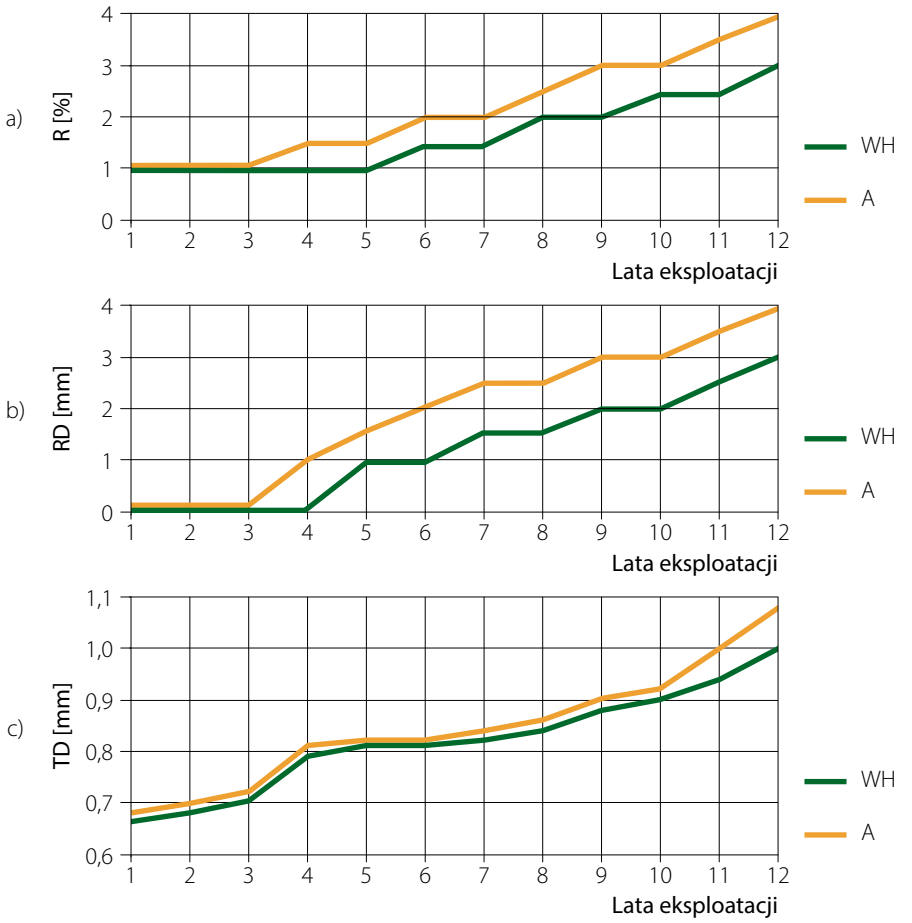
Zarówno ocena makroskopowa, jak również wyniki badań powierzchni nawierzchni wykonanej z mieszanki SMA pokazują, że stan jej jest bardzo dobry niezależnie od zastosowanego rodzaju środka adhezyjnego. Należy jednak stwierdzić, że wapno hydratyzowane (WH) korzystniej wpływa na stan powierzchni nawierzchni SMA, niż zastosowanie aminy kwasu tłuszczowego (A). Intensywność zmiany ocenianych parametrów eksploatacyjnych nawierzchni SMA jest mniejsza, niż kiedy stosowano płynny środek adhezyjny.

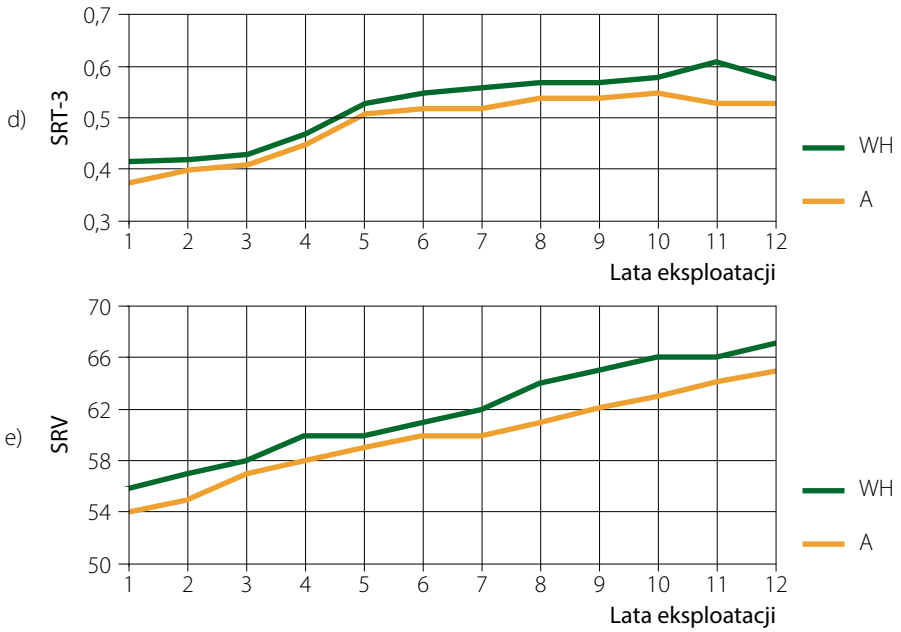
Nawierzchnia SMA, zgodnie z wymaganiami SOSN, spełnia kryteria pierwszej klasy – najlepszej, ponieważ nierówności w czasie eksploatacji nie przekraczają 10 mm. Należy zaznaczyć, że pierwsze nierówności na nawierzchni sekcji II pojawiły się w czwartym roku eksploatacji, a na nawierzchni sekcji I dopiero w szóstym roku. Nawierzchnia SMA na sekcji I jest bardziej równa niż na sekcji II. Przy czym należy podkreślić, że nierówność nawierzchni SMA na sekcji II wynosi 4 mm, czyli nawet nie osiągnęła połowy dopuszczalnej wartości dla pierwszej klasy nawierzchni w zakresie równości.

Również stan nawierzchni SMA na sekcji I i II w zakresie powstającej koleiny zaliczyć należy do pierwszej klasy. Koleina w nawierzchni SMA sekcji II powstała w trzecim roku eksploatacji nawierzchni. Natomiast na sekcji I dopiero w czwartym roku eksploatacji. Intensywność powstawania koleiny na sekcji II nawierzchni SMA jest większa niż na sekcji I. Można przypuszczać, że taki stan nawierzchni jest efektem zastosowania w mieszance SMA wapna hydratyzowanego, które jak wykazano spełnia bardzo istotną rolę usztywniającą kompozyt mineralno-asfaltowy, a tym samym i mieszankę SMA. Po okresie 12 lat eksploatacji głębokość powstałej koleiny na sekcji II nawierzchni SMA wynosi 4 mm, a na sekcji I tylko 3 mm. Nawierzchnia SMA jest odporna na powstanie kolein zarówno na sekcji I jak i II.

W zakresie głębokości makrotekstury nawierzchnia SMA spełnia kryteria jak dla nawierzchni, na których prędkość pojazdów utrzymuje się powyżej 120 km/h [18]. Głębokość tekstury nawierzchni SMA na I i na II sekcji wzrasta wraz z czasem jej eksploatacji. Przy czym należy zaznaczyć, że wzrost ten nie jest spowodowany zmianami destrukcyjnymi zachodzącymi na jej powierzchni co stwierdzono w czasie pomiaru stanu nawierzchni SMA. Rozbudowa tekstury nawierzchni SMA w czasie eksploatacji jest wynikiem prawidłowo dobranego kruszywa w zakresie jego rodzaju i proporcji. Przyrost głębokości tekstury jest niewiele mniejszy na sekcji I niż na sekcji II nawierzchni SMA. Można wnioskować, że objawia się tu rola wapna hydratyzowanego, które wciąż spełnia rolę stabilizatora mieszanki SMA oraz bardzo dobrego i trwałego środka adhezyjnego wiążącego trwalej drobne frakcje kruszywa niż kiedy stosowano w mieszance SMA aminę kwasu tłuszczowego.

Na podstawie analizy wartości wskaźnika szorstkości, określonego za pomocą przyczepki dynamometrycznej SRT-3, można stwierdzić, że szorstkość nawierzchni jest na wysokim





Rys. 4.10. Charakterystyka parametrów stanu nawierzchni wykonanej z mieszanki SMA: a) równość podłużna (R), b) głębokość koleiny (RD), c) głębokość makrotekstury (TD), d) szorstkość (SRT-3), e) szorstkość (SRV)

poziomie i jest zapewnione bezpieczeństwo ruchu drogowego. Przyjmuje się w warunkach polskich, że kiedy wartość współczynnika szorstkości jest większa niż 0,41, to jest zapewniona wymagana szorstkość nawierzchni. Jedynie w czasie pierwszego pomiaru szorstkość nawierzchni SMA na sekcji II nie spełniała tego kryterium. Najprawdopodobniej wynikało to ze specyfiki mieszanki SMA, która w swoim składzie zawiera dużą ilość lepiszcza i zanim to lepiszcze ulegnie starciu z powierzchni ziaren mieszanki mineralnej, może wystąpić taki przypadek. Natomiast w okresie eksploatacji można stwierdzić, że szorstkość nawierzchni nie tylko nie zmniejsza się, co jest zjawiskiem prawie powszechnym, lecz następuje jej wzrost zarówno na sekcji I, jaki i na sekcji II. Można więc przyjąć, że założenia teoretyczne, które zostały przyjęte na etapie projektowania mieszanki mineralnej SMA, spełniły się. Zastosowanie kruszywa o bardzo dużym zróżnicowaniu odporności na rozdrobnienie LA i wskaźniku PSV zapewniło wzrost szorstkości nawierzchni w czasie. Należy jednak zaznaczyć, że przyrost szorstkości nawierzchni SMA na sekcji I jest większy niż na sekcji II. W 2011 roku po 12 latach eksploatacji nastąpiło zahamowanie procesu wzrostu szorstkości nawierzchni na obu sekcjach.

Dokonując analizy wartości wskaźnika SRV, można stwierdzić, że występuje podobna tendencja, jak przy ocenie szorstkości nawierzchni SMA dokonanej za pomocą przyczepki dynamometrycznej SRT-3. Następuje wzrost wskaźnika SRV na nawierzchni SMA obu sekcji w czasie jej eksploatacji, co jest konsekwencją odpowiedniego doboru kruszyw do mieszanki mineralnej. Przy czym bardziej intensywny jest on na sekcji I nawierzchni SMA.

Można stwierdzić, że wzrost szorstkości nawierzchni SMA w czasie jej eksploatacji koreluje ze wzrostem jej tekstury.

4.3.8. Ocena właściwości materiałowych nawierzchni SMA

W celu oceny wpływu wapna hydratyzowanego w okresie 12 lat na właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej i asfaltu pobrano próby z nawierzchni SMA z sekcji I oraz z sekcji II.

Zgodnie z przyjętą metodyką próby z nawierzchni pobierano w koleinie oraz w miejscu, gdzie koleiny nie było. Przy czym w danym przekroju nawierzchni pobierano z każdego pasa ruchu próby o średnicy 10 cm oraz 20 cm do badania odporności nawierzchni SMA na deformacje trwałe.

Na próbach o średnicy 10 cm, pobranych z koleiny i poza koleiną nawierzchni SMA, oznaczono następujące charakterystyki: zawartość wolnych przestrzeni (V_m) w warstwie SMA wg PN-EN 12697-8 i WT-2 2010, odporność na oddziaływanie wody (ITSR) wg PN-EN 12697-12, odporność na oddziaływanie wody (TSR) [64]. Dodatkowo na próbach o średnicy 20 cm wykonano badania odporności na powstawanie deformacji trwałych (kolein) (WTS_{AIR}, RD_{AIR}) nawierzchni SMA wg PN-EN 12697-22 metoda B.

Po wykonaniu oznaczeń właściwości fizycznych i mechanicznych nawierzchni SMA, próbki poddano badaniu ekstrakcji, wykorzystując jako rozpuszczalnik czterochloroetylen. Następnie odparowano rozpuszczalnik i otrzymano lepiszcze asfaltowe, które poddano badaniu, w celu oznaczenia jego właściwości po 12 latach eksploatacji w nawierzchni oraz ocenie wpływu wapna hydratyzowanego (WH) i aminy kwasu tłuszczowego (A).

Oznaczono następujące właściwości asfaltu D70 po 12 latach eksploatacji nawierzchni SMA: penetracja w 25°C (P), temperatura mięknienia (T_{PiK}), temperatura łamliwości Fraassa (TF), nawrót sprężysty (V).

Wykonano również badania spektrograficzne lepiszcza, w celu oceny wpływu rodzaju środka adhezyjnego na zmianę jego właściwości w czasie eksploatacji nawierzchni.

Dodatkowo wykonano badania właściwości reologicznych lepiszcza z nawierzchni SMA z sekcji I i II.

4.3.8.1. Właściwości asfaltu po okresie 12 lat eksploatacji nawierzchni

Istotnym elementem badań była ocena zamiany właściwości lepiszcza asfaltowego (kontrolnego K) w czasie 12 lat eksploatacji nawierzchni SMA. Po wydzieleniu lepiszcza z mieszanki SMA na podstawie ekstrakcji dokonano oceny:

– penetracja w 25°C (P),
– temperatura mięknienia (T_{PiK}),
– temperatura łamliwości Fraassa (T_{Fraass}),
– nawrót sprężysty (V).

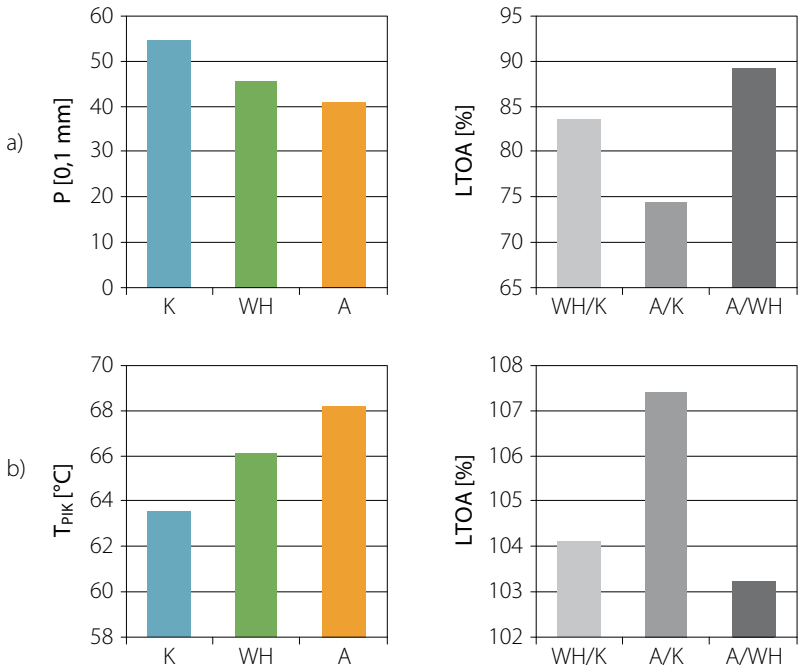
Zmianę podstawowych charakterystyk asfaltu D70 z uwzględnieniem jego starzenia oraz wskaźniki starzenia LTOA (Long Term Aggening) po 12 latach eksploatacji nawierzchni wykonanej z mieszanki SMA przedstawiono na Rys. 4.11.

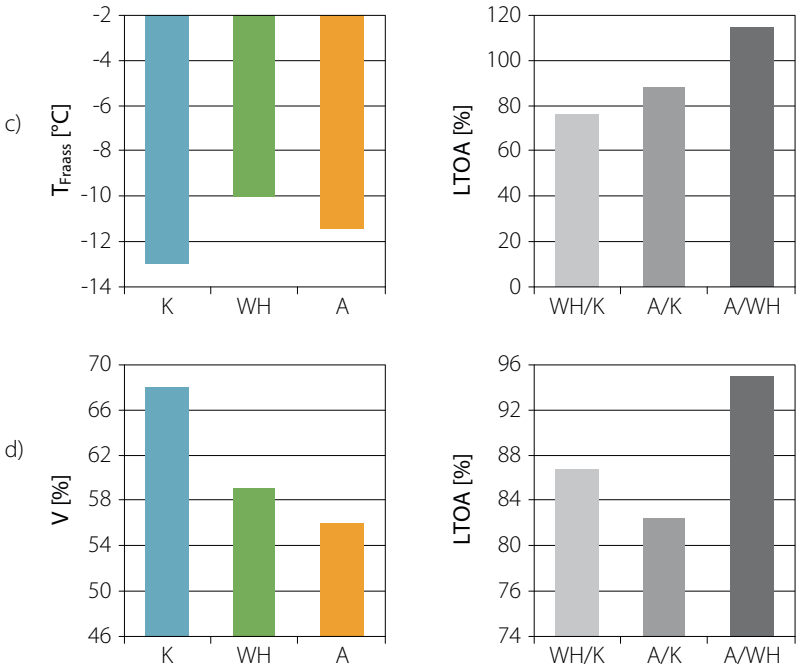
Analiza zmian podstawowych właściwości asfaltu modyfikowanego polimerem SBS w mieszance SMA pokazuje, że w czasie 12 lat eksploatacji nawierzchni nastąpiło starzenie lepiszcza w wyniku procesu utleniania oraz oddziaływania radiacji słonecznej (promieni UV).

Istotny wpływ proces starzenia eksploatacyjnego lepiszcza asfaltowego miał na temperaturę Fraassa. Po okresie 12 lat eksploatacji temperatura Fraassa lepiszcza pobranego z sekcji II (płynny środek adhezyjny A) uległa zmianie o 11,5% temperatury początkowej. Natomiast w przypadku lepiszcza pobranego z odcinka I (wapno hydratyzowane WH) temperatura Fraassa zmniejszyła się o 23,1%.

Intensywny wpływ procesu starzenia eksploatacyjnego można zaobserwować na podstawie oceny penetracji. Lepiszcze sekcji II po 12 latach eksploatacji nawierzchni SMA charakteryzuje się penetracją na poziomie 74,5 % wartości początkowej, a na sekcji I osiąga 83,6% wartości w chwili wytwarzania mieszanki SMA.

Najmniejszą zmianę wartości parametru lepiszcza można zaobserwować dla temperatury mięknienia. Lepiszcze na sekcji II charakteryzuje się spadkiem temperatury mięknienia w stosunku do lepiszcza początkowego jedynie o 7,4 %, a gdy stosowano wapno hydratyzowane w mieszance SMA spadek ten wynosi jedynie 4,1%. Należy jednak zaznaczyć, że zmiany wartości ocenianych parametrów nie są duże. Najprawdopodobniej wynika to z rodzaju zastosowanego asfaltu podstawowego D70, który otrzymany był z ropy naftowej pochodzącej z Rosji, która zawiera dużą ilość olei asfaltowych, żywic a mało asfaltenów.





Rys. 4.11. Zmiana właściwości lepiszcza na sekcji I i II po 12 latach eksploatacji oraz wskaźniki starzenia (LTOA): a) penetracja w 25°C (P) , b) temperatura mięknienia (T_{PiK}), c) temperatura łamliwości Fraassa (T_{Fraass}), d) nawrót sprężysty (V)

Mniejsza jest intensywność starzenia lepiszcza w mieszance SMA zawierającej wapno hydratyzowane niż aminę kwasu tłuszczowego. Wapno hydratyzowane oddziałuje bowiem na lepiszcze jako antyutleniacz. Natomiast amina kwasu tłuszczowego podlega również, tak jak i lepiszcze asfaltowe, procesowi starzenia. W związku z tym występuje zjawisko synergii asfaltu i środka adhezyjnego w zakresie intensywności starzenia.

W związku z powyższym można wnioskować, że nawierzchnia SMA z dodatkiem wapna hydratyzowanego w dalszym okresie eksploatacji będzie bardziej odporna na oddziaływanie wody i mrozu jak również na utratę adhezji pomiędzy ziarnami kruszywa a mastyksem niż w przypadku stosowania płynnego środka adhezyjnego. Warstwa ścieralna nawierzchni wykonana z mieszanki SMA z wapnem hydratyzowanym będzie podlegała mniejszym zniszczeniom powierzchniowym niż w przypadku zastosowania płynnego środka adhezyjnego.

Zaobserwować można również mniejszą zmianę nawrotu sprężystego lepiszcza mieszanki SMA w czasie eksploatacji kiedy stosowano wapno hydratyzowane. Tym samym warstwa ścieralna nawierzchni SMA z wapnem hydratyzowanym zachowała większą odporność na cykliczne oddziaływanie ruchu pojazdów, będzie bardziej trwała niż kiedy stosowano płynny środek adhezyjny.

4.3.8.2. Właściwości nawierzchni SMA po 12 latach eksploatacji

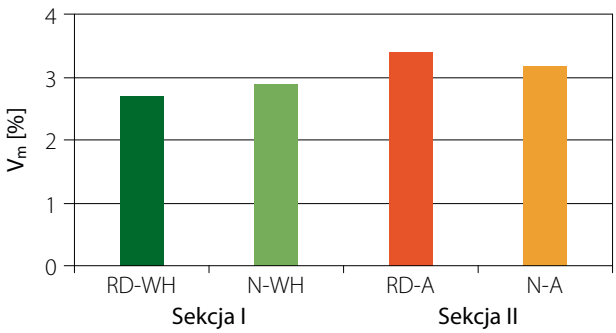
W celu określenia wpływu wapna hydratyzowanego (WH) dokonano oceny następujących właściwości wykonanej warstwy nawierzchni z mieszanki SMA:
- zawartość wolnych przestrzeni (V_m) wg PN-EN 12697-8 i WT-2 2010 [77],
- odporność na oddziaływanie wody (ITSR) wg PN-EN 12697-12,
- odporność na oddziaływanie wody (TSR) [64],
- odporność na powstawanie deformacji trwałych (kolein) (WTS_{AIR}, RD_{AIR}) wg PN-EN 12697-22 metoda B.

Badania właściwości fizycznych (V_m, ITSR, TSR) wykonano na seriach trzech prób o średnicy 10 cm, pobieranych z koleiny oraz poza nią, z warstwy ścieralnej wykonanej z mieszanki SMA z sekcji I i II. Natomiast badania odporności na koleinowanie (WTS_{AIR}, RD_{AIR}) warstwy ścieralnej SMA wykonano na próbach o średnicy 20 cm.

Zawartość wolnych przestrzeni (V_m) w warstwie SMA

Zawartość wolnych przestrzeni w nawierzchni SMA charakterystyczną dla sekcji I i II określono wg PN-EN 12697-8. Jako kryterium odniesienia przyjęto wymagania zawartości wolnych przestrzeni w nawierzchni SMA zgodnie z WT-2 z 2010 roku [77].

Natomiast wartości średnie zawartości wolnych przestrzeni (V_m) w warstwie nawierzchni SMA dla sekcji I i II określone w koleinie (RD) i poza koleiną (N) przedstawiono graficznie na Rys. 4.12.



Rys. 4.12. Zawartość wolnych przestrzeni (V_m) w warstwie SMA

Dokonując analizy wyników zawartości wolnych przestrzeni w nawierzchni SMA, można stwierdzić, że jest ona mniejsza niż określono ją na etapie projektowania mieszanki SMA w warunkach laboratoryjnych. Potwierdza to tym samym fakt, że proces zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej jest bardziej skuteczny za pomocą wałowania w warunkach naturalnych niż zagęszczania metodą udarową – Marshalla w warunkach laboratoryjnych.

Zawartość wolnych przestrzeni nawierzchni SMA na odcinku sekcji I jest mniejsza niż na odcinku sekcji II. Zastosowanie wapna hydratyzowanego korzystniej wpłynęło na proces zagęszczania warstwy nawierzchni niż zastosowanie aminy kwasu tłuszczowego

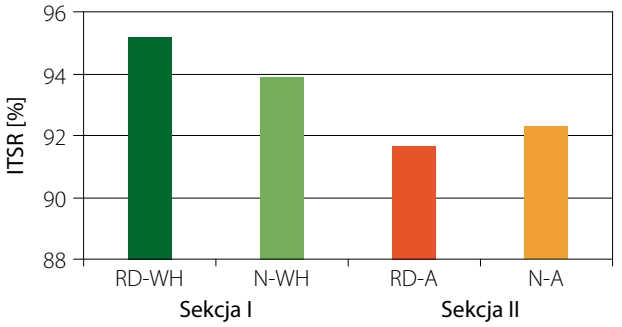
w mieszance SMA. Należy zaznaczyć, że zawartość wolnych przestrzeni nawierzchni SMA na sekcji I w koleinie jest mniejsza niż na odcinku nawierzchni normalnej. Świadczyć to może o dogęszczaniu nawierzchni w czasie jej eksploatacji przez koła pojazdów. Natomiast na odcinku sekcji II można zaobserwować odwrotną zależność, która może być wynikiem rozpoczęcia procesu destrukcyjnego w nawierzchni, w wyniku zmniejszania się adhezji pomiędzy lepiszczem a mieszanką mineralną, jako efekt oddziaływania obciążenia ruchem pojazdów oraz czynników klimatycznych (wody i temperatury).

Oceniając zawartość wolnych przestrzeni nawierzchni SMA można wnioskować, że wapno hydratyzowane korzystniej wpływa na zapewnienie jej trwałości w zakresie odporności na oddziaływanie wody i mrozu niż zastosowanie aminy kwasu tłuszczowego w długim 12-letnim okresie eksploatacji.

Odporność na oddziaływanie wody (ITSR) warstwy SMA

Odporność na oddziaływanie wody (ITSR) nawierzchni SMA dla sekcji I i II określono zgodnie z PN-EN 12697-12. Należy jednak zaznaczyć, że badanie wykonano na próbach pobranych z nawierzchni w związku z tym zagęszczenie próbek odpowiada zagęszczeniu eksploatacyjnemu nawierzchni SMA.

Wartości średnie odporności na oddziaływanie wody (ITSR) w warstwie nawierzchni SMA dla sekcji I i II określone w koleinie (RD) i poza koleiną (N) przedstawiono graficznie na Rys. 4.13.



Rys. 4.13. Odporność na oddziaływanie wody (ITSR) warstwy SMA

Dokonując analizy odporności nawierzchni SMA na sekcji I i II na oddziaływanie wody zgodnie z PN-EN 12697-12, można stwierdzić, że występuje podobna zależność jak w przypadku zawartości wolnych przestrzeni (V_m) w aspekcie rodzaju środka adhezyjnego.

Nawierzchnia SMA na sekcji I w koleinie charakteryzuje się bardzo dużą wartością wskaźnika (ITSR), wynoszącą 95,2%. Proces obciążenia nawierzchni ruchem spowodował dodatkowe zagęszczenie mieszanki SMA, w wyniku czego wartość wskaźnika (ITSR) jest tak bardzo duża. Należy zaznaczyć, że wymagana wartość wskaźnika (ITSR) zgodnie z [24] powinna wynosić co najmniej 90%. Odporność nawierzchni SMA na sekcji I na normalnej nawierzchni jest nieznacznie mniej odporna na oddziaływanie wody, ponieważ wartość wskaźnika (ITSR) wynosi 93,9%. Można wnioskować, że nawierzchnia nie podlega procesowi

regeneracji w wyniku dogęszczania jej ruchem pojazdów. W związku z tym nie jest niwelowane szkodliwe oddziaływanie wody oraz mrozu na jej powierzchnię, które powoduje obniżanie adhezji mieszanki mineralno-asfaltowej i w konsekwencji spadek wartości tego wskaźnika, w porównaniu z określonym dla nawierzchni w koleinie.

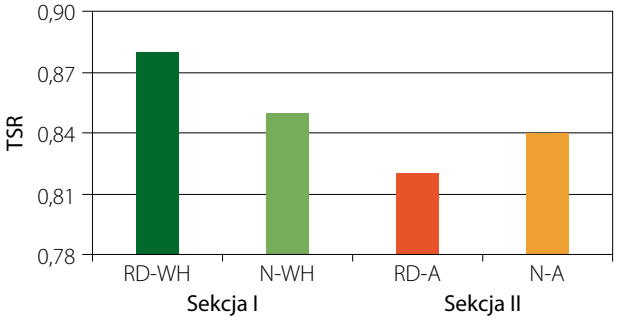
Odwrotna zależność występuje w przypadku nawierzchni SMA na sekcji II. Bardziej odporna na oddziaływanie wody jest nawierzchnia normalna (bez koleiny), której wskaźnik (ITSR) o wartości 92,3% jest większy niż dla nawierzchni SMA w koleinie (ITSR = 91,7%). Świadczyć to może o rozpoczęciu procesu destrukcji nawierzchni SMA w koleinie na sekcji II. W czasie oceny makroskopowej nawierzchni SMA stwierdzono bowiem wyłuszczanie się ziaren kruszywa z nawierzchni.

Odporność na oddziaływanie wody (TSR) warstwy SMA

Odporność na oddziaływanie wody (TSR) (po 6 cyklach pielęgnacji) nawierzchni SMA dla sekcji I i II określono, stosując procedurę pielęgnacji polegającą na zamrażaniu prób przez 15 godzin w temperaturze -18°C, a następnie ich rozmrażanie przez 24 godzin w wodzie o temperaturze 60°C, zgodnie z metodyką [64]. Należy jednak zaznaczyć, że badanie wykonano na próbach pobranych z nawierzchni, w związku z tym zagęszczenie próbek odpowiada zagęszczeniu eksploatacyjnemu nawierzchni SMA.

Wartości średnie odporności na oddziaływanie wody (TSR) w warstwie nawierzchni SMA dla sekcji I i II określone w koleinie (RD) i poza koleiną (N) przedstawiono graficznie na Rys. 4.14.

Na podstawie analizy wyników współczynnika (TSR) mrozu można stwierdzić, że nawierzchnia SMA na sekcji I i II jest odporna na oddziaływanie wody i mrozu. Określone współczynniki (TSR) dla nawierzchni SMA, zarówno na sekcji I i II, są większe niż wymagana wartość 0,80. Należy jednocześnie zaznaczyć, że nawierzchnia SMA charakteryzuje się oznaczonymi wskaźnikami po 12 latach eksploatacji, kiedy nawierzchnia była poddana niszczącemu oddziaływaniu takich czynników klimatycznych jak woda, niska i wysoka temperatura. Natomiast wartość kryterium (TSR = 0,80) jest określona dla nowo wykonywanej mieszanki SMA w warunkach laboratoryjnych. W związku z tym można stwierdzić, że nawierzchnia SMA na sekcji I i II charakteryzuje się w dalszym ciągu dużą odpornością na oddziaływanie wody i mrozu.



Rys. 4.14. Odporność na oddziaływanie wody (TSR) warstwy SMA

Dokonując analizy wskaźnika (TSR) nawierzchni SMA w aspekcie rodzaju zastosowanego środka adhezyjnego (wapno hydratyzowane, amina tłuszczowa) można stwierdzić, że zachodzi podobna zależność jak w przypadku odporności nawierzchni na oddziaływanie wody (ITSR) zgodnie z PN-EN 12697-12.

Największą odpornością w zakresie oddziaływania wody i mrozu (TSR) charakteryzuje się nawierzchnia SMA w koleinie na sekcji I (TSR = 0,88). Mniejszą wartość wskaźnik (TSR) przyjmuje dla normalnej nawierzchni SMA na I sekcji (TSR = 0,85). Proces obciążania nawierzchni SMA w śladzie koła powoduje ponowne dogęszczanie nawierzchni po ujemnym oddziaływaniu wody i mrozu. Dlatego też nawierzchnia w koleinie posiada większą odporność niż tam, gdzie ruch pojazdów się nie odbywa. Natomiast na sekcji II nawierzchni SMA wartość wskaźnika (TSR) w koleinie jest mniejsza niż na normalnej nawierzchni. Tym samym można stwierdzić, ze proces utraty adhezji w koleinie jest już większy niż na normalnej nawierzchni.

Zastosowanie aminy tłuszczowej, jako środka adhezyjnego w mieszance SMA, jest mniej efektywne niż wykorzystanie wapna hydratyzowanego, w celu zapewnienia adhezji w długim okresie eksploatacyjnym nawierzchni SMA i tym samym zapewnienie dłuższej jej trwałości.

Odporność na powstawanie deformacji trwałych (kolein) (WTS_{AIR}, RD_{AIR}) warstwy SMA

Trwałość nawierzchni w okresie eksploatacji uzależniona jest nie tylko od jej odporności na oddziaływanie wody i mrozu, ale również od obciążającego ją ruchu pojazdów, który może powodować powstawanie odkształceń trwałych (kolein). Aby nawierzchnia mogła być prawidłowo eksploatowana, muszą być spełnione oba te kryteria.

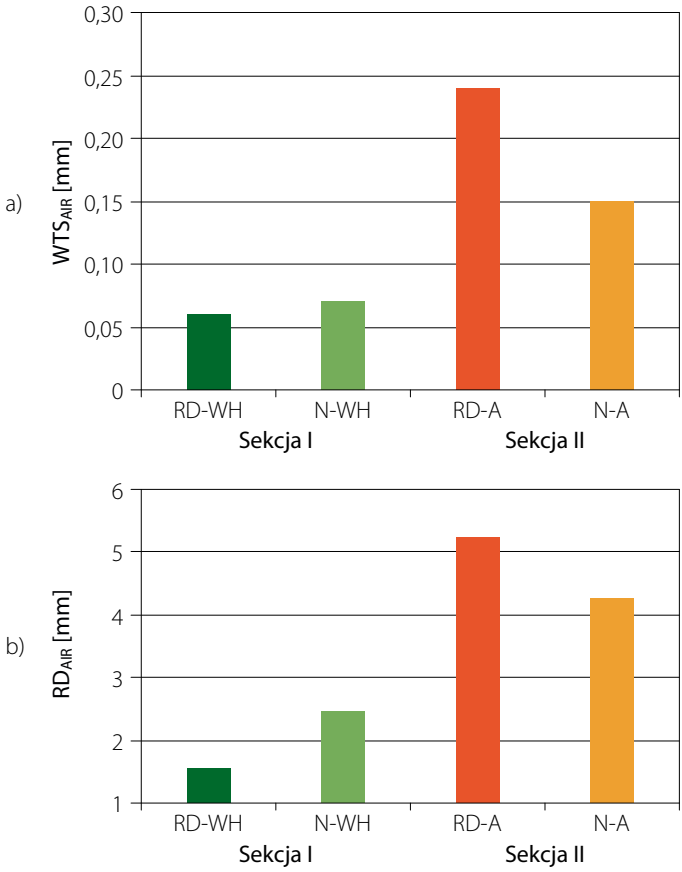
Odporność na powstanie deformacji trwałych nawierzchni SMA dla sekcji I i II została określona zgodnie z wymaganiami PN-EN 12697-22 metoda B. W celu jej charakterystyki pobierano próby zarówno w koleinie, jak i na normalnej nawierzchni SMA.

Interpretację graficzną uzyskanych wyników badań odporności na powstawanie deformacji trwałych nawierzchni SMA na sekcji I i II w koleinie (RD) i na nawierzchni normalnej (N) przedstawiono na Rys. 4.15.

Dla kategorii ruchu występującej na ulicy Żelaznej odporność mieszanki SMA na deformacje trwałe charakteryzowana jest przez (WTS_{AIR} = 0,30 mm) oraz (RD_{AIR} = Deklarowana) [26]. Analiza uzyskanych wyników badań pozwala stwierdzić, że po okresie 12 lat eksploatacji mieszanka SMA jest w dalszym ciągu odporna na powstawanie deformacji trwałych. Badania materiałowe potwierdzają uzyskane wyniki badań powierzchniowych w zakresie powstałej koleiny na nawierzchni SMA, które przedstawiono w Rozdziale 4.3.5.

Zastosowanie wapna hydratyzowanego w mieszance SMA zapewniło jej bardzo dużą odporność na powstawanie deformacji trwałych (WTS_{AIR}). Należy podkreślić, że w praktyce laboratoryjnej bardzo rzadko uzyskuje się odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe o tak małej wartości wskaźnika (WTS_{AIR}). Na podstawie uzyskanych wyników można również wnioskować, że proces wykonawstwa nawierzchni (układania

i zagęszczania warstwy) jest w warunkach rzeczywistych (na budowie) bardziej skuteczny niż w laboratorium. W związku z tym wbudowana mieszanka mineralno-asfaltowa charakteryzuje się parametrami fizyczno-mechanicznymi na wyższym poziomie niż wykonana w warunkach laboratoryjnych.



Rys. 4.15. Odporność na powstawanie deformacji trwałych (kolein) warstwy SMA: a) WTS_{AIR}, b) RD_{AIR}

Rozpatrując odporność nawierzchni SMA na powstawanie deformacji trwałych w aspekcie zastosowanego środka adhezyjnego można stwierdzić, że ustalone zależności są tego samego charakteru, jak w przypadku jej odporności na oddziaływanie wody czy też zawartość wolnych przestrzeni.

Największą odpornością (WTS_{AIR}) charakteryzuje się nawierzchnia SMA na sekcji I w koleinie, a następnie nawierzchnia w normalnym stanie. Duża odporność na deformacje trwałe nawierzchni SMA z wapnem hydratyzowanym świadczyć może nie tylko o znaczącej jego roli jako środka adhezyjnego, ale również jako nano dyspersnego wypełniacza [30], ze względu na mniejsze uziarnienie wapna hydratyzowanego w porównaniu

do wypełniacza, a tym samym znacznie większą jego powierzchnię właściwą. Wapno hydratyzowane spełnia więc rolę materiału wzmacniającego i zmieniającego korzystnie strukturę wewnętrzną mieszanki SMA, w porównaniu do aminy tłuszczowej. Najmniejszą odpornością na powstawanie deformacji trwałych nawierzchnia SMA posiada na sekcji II w koleinie. Nawierzchnia w tym miejscu charakteryzuje się największą zawartością wolnych przestrzeni, najprawdopodobniej związaną z początkiem destrukcyjnego oddziaływania wody i mrozu. W związku z tym, w czasie procesu cyklicznego obciążenia próby pobranej z nawierzchni, nastąpiło jej dogęszczenie, w wyniku czego powstało tak duże odkształcenie – koleina (WTS_{AIR} = 0,24), w porównaniu z pozostałymi badaniami. Należy jednak zaznaczyć, że w dalszym ciągu nawierzchnia SMA na sekcji II w koleinie jest odporna na powstawanie odkształceń, ponieważ spełnione są wymagania normowe (WTS_{AIR} = 0,3). Zachowana jest więc w dalszym ciągu trwałość nawierzchni SMA.

Reasumując na podstawie wykonanych badań laboratoryjnych oraz terenowych w czasie 12 lat eksploatacji nawierzchni SMA, można sformułować następujące wnioski:

- zastosowanie wapna hydratyzowanego w mieszance SMA nie powoduje utrudnień w procesie technologicznym jej produkcji, transportu i wbudowania w nawierzchnię,
- wodo- i mrozoodporność mieszanki SMA ulega poprawie w wyniku zastosowania wapna hydratyzowanego, w porównaniu z wykorzystaniem amin kawasów tłuszczowych,
- wapno hydratyzowane odgrywa istotną rolę w zapewnieniu trwałości mieszanki SMA w zakresie oddziaływania czynników klimatycznych, szczególnie w przypadku zastosowania w niej kruszywa o dużej zawartości krzemionki np. piaskowca kwarcytowego,
- stan powierzchniowy nawierzchni SMA z dodatkiem wapna hydratyzowanego (30% w wypełniaczu) w okresie 12 lat eksploatacji jest porównywalny z nawierzchnią SMA, w której zamiennie stosowano jako środek adhezyjny aminę kwasu tłuszczowego, a nawet nieznacznie lepszy,
- wapno hydratyzowane może być stosowane w mieszance SMA, zastępując ciekłe środki adhezyjne (aminy kwasów tłuszczowych), wpływając na poprawę odporności nawierzchni na oddziaływanie wody i mrozu oraz deformacji plastycznych. Nawierzchnia SMA, zawierająca wapno hydratyzowane, wykazała się większą odpornością na koleinowanie, niż kiedy stosowano aminę kwasu tłuszczowego, co zapewnia jej dłuższą trwałość eksploatacyjną,
- warstwa ścieralna wykonana z mieszanki SMA z wapnem hydratyzowanym charakteryzuje się korzystniejszą zawartością wolnych przestrzeni, odpornością na oddziaływanie wody (ITSR) i (TSR) oraz odpornością na deformacje trwałe w koleinie niż na normalnej nawierzchni. Świadczyć to może o występowaniu wapna hydratyzowanego w roli nano dyspersnego materiału, który pod wpływem obciążenia dynamicznego korzystnie kształtuje właściwości strukturalne mieszanki SMA,
- zastosowanie wapna hydratyzowanego w ilości 30% w składzie wypełniacza wapiennego zapewniło trwałość warstwy ścieralnej wykonanej z mieszanki SMA modyfikowanej 4% polimeru SBS w okresie 12 lat jej eksploatacji, poddanej zarówno oddziaływaniu niskich zimowych temperatur, jak również wysokich letnich oraz oddziaływaniu opadów atmosferycznych i obciążenia ruchem KR4.

5. Charakterystyka kruszywa węglanowego

5.1. Historia wykorzystania kruszywa węglanowego w drogownictwie

Właściwości fizyko-mechaniczne kruszywa pozyskiwanego ze skał węglanowych – wapieni i dolomitów pozwalają na szerokie jego wykorzystanie do mieszanek mineralno-asfaltowych, z uwzględnieniem jednak pewnych ograniczeń wynikających ze składu mineralogicznego. Brak w nim minerałów twardych powoduje, że charakteryzuje się ono niewystarczającą odpornością na ścieranie i polerowanie, a tym samym nie może być wykorzystywane do wykonywania mieszanek mineralno-asfaltowych przeznaczonych na warstwy ścieralne nawierzchni obciążonych ruchem pojazdów większym od KR2.

Kruszywo z tych skał spełnia wymagania w zakresie mieszanek niezwiązanych i związanych hydraulicznie, przeznaczonych na materiały konstrukcyjne nawierzchni obciążonych ruchem pojazdów od KR1 do KR6.

Kruszywo przeznaczone dla celów drogowych, pozyskiwane ze skał wapiennych (wapienie dewońskie) czy też dolomitów, stosowane jest w regionie świętokrzyskim od początku rozwoju drogownictwa w Polsce. Wykorzystywane ono było na wszystkie warstwy konstrukcyjne nawierzchni dróg, nie tylko do mieszanek mineralno-asfaltowych, ale również do budowy warstw nośnych (podbudowy). Stosowano je do betonu asfaltowego przeznaczonego na podbudowę oraz warstwę wiążącą niezależnie od kategorii ruchu. Ze względu jednak na właściwości fizyko-mechaniczne można wykonywać było z jego udziałem tylko beton asfaltowy, przeznaczony na warstwy ścieralne nawierzchni obciążonej ruchem nie większym od K3, a obecnie KR2.

Warstwy nośne konstrukcji nawierzchni – podbudowy, wbudowywane na drogach krajowych, wojewódzkich czy też powiatowych i gminnych w latach 60. i 90. XX wieku, wykonywane były z tłucznia wapiennego (PN-S-96023:1984) [90] (Fot. 5.1).

Fot. 5.1. Tłuczeń ze skał wapieni dewońskich [82]

Należy zaznaczyć, że sprawność wykonywania tych podbudów była duża. Tłuczeń wapienny bardzo dobrze się zagęszcza, co pozwala na ograniczenie ilości przejść walca po

jednym śladzie w celu uzyskania wymaganej nośności warstwy. Zastosowanie więc tego rodzaju materiału miało istotne znaczenie z punktu ekonomicznego.

Podobnie jest również dzisiaj, tylko tłuczeń na drogach krajowych oraz wojewódzkich czy powiatowych obciążonych ruchem KR3 i większym zastąpiono mieszanką kruszywa stabilizowanego mechanicznie.

Zgodnie z wymaganiami PN-S-06102:1997 [90] stanowi ono dobry materiał do mieszanki kruszywa stabilizowanego mechanicznie (Tablica 5.1), która może być stosowana zarówno na podbudowę zasadniczą, jak również pomocniczą nawierzchni dróg obciążonych ruchem do KR5.

Właściwość	Rodzaj podbudowy	
	zasadnicza	pomocnicza
Zawartość ziaren < 0,075 mm, nie więcej niż [%]	2 - 10	2 - 12
Zawartość nadziarna, nie więcej niż [%]	5	10
Zawartość ziaren nieforemnych, nie więcej niż [%]	35	40
Zawartość zanieczyszczeń organicznych, nie więcej niż [%]	1	1
Wskaźnik piaskowy po pięciokrotnym zagęszczeniu metodą I lub II	30 - 70	30 - 70
Ścieralność w bębnie Los Angeles: – całkowita po pełnej liczbie obrotów, nie więcej niż [%] – częściowa po 1/5 pełnej liczby obrotów, nie więcej niż [%]	 35 30	 50 35

Tablica 5.1. Wymagania dla kruszywa z materiału skalnego dla mieszanki stabilizowanej mechanicznie [90]

Natomiast obecnie mieszanki kruszywa otrzymanego z wapieni dewońskich spełniają wymagania WT-4 i WT-5 z 2010 roku, dotyczące mieszanek kruszywa związanych i niezwiązanych chemicznie.

Do wprowadzenia nowych wymagań przez normy europejskie przy wykonawstwie dróg stosowano wymagania dotyczące kruszywa zgodnie z zasadami zawartymi w serii norm PN-B-11111, PN-B-11112 i PN-B-11113.

Skały wapienne, z których pozyskiwane było kruszywo do celów drogowych, posiada wytrzymałość od 60 do 160 MPa. Produkowane więc z niego kruszywo łamane granulowane posiadało wszystkie parametry klasy I (wg PN-B-11112) [86]. Jedynie ścieralność w bębnie

Los Angeles powodowała, że było ono w klasie II, ponieważ wartość jego wahała się od 25 do 30% ubytku po całkowitej liczbie obrotów.

Zgodnie z obowiązującą do 2008 roku normą PN-S-96025:2000 [87] w przypadku nawierzchni obciążonych ruchem KR1-2 można było stosować kruszywo wapienne do betonu asfaltowego, przeznaczonego na wszystkie warstwy konstrukcyjne, zarówno jako kruszywo łamane zwykłe czy też granulowane (Tablica 5.2). Natomiast w przypadku konstrukcji nawierzchni odciążonych ruchem KR3-6 kruszywo wapienne łamane zwykłe i granulowane można było wykorzystywać do betonu asfaltowego przeznaczonego na podbudowę, a na warstwę wyrównawczą (wzmacniającą, wiążącą) stosowano tylko kruszywo łamane granulowane.

Rodzaj warstwy konstrukcyjnej	Kategoria ruchu			
	KR1-2		KR3-6	
	kruszywo łamane			
	granulowane	zwykłe	granulowane	zwykłe
Ścieralna	kl. I, II gat. 1, 2	kl. I, II gat. 1, 2	kl. I, II ① gat. 1, 2 – ③ j. w. ② – ④	–
Wiążąca, wyrównawcza, wzmacniająca	kl. I, II gat. 1, 2	kl. I, II gat. 1, 2	kl. I, II ① gat. 1, 2	–
Podbudowa	kl. I, II, III gat. 1, 2	kl. I, II, III gat. 1, 2	kl. I, II gat. 1, 2	kl. I, II gat. 1, 2

Tablica 5.2. Wymagania dla kruszywa z materiału skalnego do betonu asfaltowego; ① tylko pod względem ścieralności w bębnie kulowym, pozostałe cechy jak dla kl. I, gat.1; ② tylko dolomity kl. I, gat. 1 w ilości ≤ 50% (m/m) we frakcji grysowej w mieszance z innymi kruszywami, w ilości ≤ 100% (m/m) we frakcji piaskowej oraz kwarcyty i piaskowce bez ograniczenia ilościowego; ③ ze skał magmowych i przeobrażonych; ④ ze skał osadowych [87]

Należy zaznaczyć, że nawet do wykonawstwa betonu asfaltowego przeznaczonego na warstwę ścieralną konstrukcji nawierzchni obciążonych ruchem większym od KR2, można było w ograniczonej ilości wykorzystywać kruszywo węglanowe. W regionie świętokrzyskim z powodzeniem stosowano przede wszystkim kruszywo dolomitowe o jasnej barwie, którego jedynie odporność na ścieranie w bębnie Los Angeles nie spełniała wymagania pozwalającego go zakwalifikować do klasy I – kruszywa o najlepszych parametrach zgodnie z PN-B-11112.

Wykorzystywanie tego rodzaju kruszywa odgrywa bardzo pozytywną rolę, nie tylko ze względów na poprawę adhezji mieszanki mineralnej, która w większości wykonana jest z kruszywa hydrofilowego, ale również ze względów na rozjaśnienie barwy nawierzchni (Fot. 5.2).

Fot. 5.2. Nawierzchnia asfaltowa z wykorzystaniem jasnego kruszywa dolomitowego (Fot. M. Iwański)

Rozjaśnienie barwy nawierzchni asfaltowej odgrywa istotną rolę w zakresie poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego w warunkach nocnych. Następuje bowiem większe rozproszenie przez nawierzchnię promieni świetlnych emitowanych przez reflektory pojazdów jadących z naprzeciwka niż w przypadku, kiedy nawierzchnia ma kolor czarny. Tym samym występuje ograniczenie zjawiska olśniewania kierowców jadących z naprzeciwka Zjawisko olśniewania szczególnie intensywnie występuje w czasie opadów deszczu, kiedy czarna nawierzchnia jest mokra i oddziaływuje praktycznie jak lustro, od którego odbijają się promienie świetlne. Natomiast rozjaśnienie jej dodatkiem jasnego kruszywa dolomitowego ogranicza ten negatywny proces. Należy zaznaczyć również, że wykonywanie nawierzchni drogowej o jasnej barwie przynosi również wymierny aspekt ekonomiczny, związany ze zmniejszeniem zapotrzebowania na energię eklektyczną potrzebną do oświetlenia w warunkach nocnych nawierzchni na terenach zabudowanych lub miejscach szczególnie newralgicznych dla ruchu pojazdów jak np. skrzyżowania dróg, rozjazdy itp. Im bowiem nawierzchnia jest bardziej jasna, tym potrzebuje mniejszą ilość światła emitowanego przez latarnie w celu zapewnienia prawidłowych warunków widoczności, a tym samym zmniejsza się ilość zużywanej energii elektrycznej.

Przystąpienie Polski do Unii Europejskiej wymagało wdrożenia do praktyki drogowej systematyki norm PN-EN 13043 [88] i PN-EN 13108 [89]. W tym celu niezbędne było opracowanie szczegółowych wymagań, które zostały zatwierdzone dopiero pod koniec 2008 roku jako Wymagania Techniczne „Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach publicznych. WT-1 Kruszywa" [74]. Ze względu jednak na długi okres procesu inwestycyjnego w drogownictwie trwający kilka lat, od rozpoczęcia prac projektowych do wykonawstwa, praktycznie do 2010 roku stosowane były wobec kruszywa wymagania polskich norm.

Należy zaznaczyć, że istotne znaczenie praktyczne miało również opracowanie przez Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad w 2010 roku Wymagań Technicznych „Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach publicznych. WT-1 Kruszywa" [75], które są obecnie powszechnie stosowane w wykonawstwie, zgodnie z którymi kruszywo wapienne grube można stosować do podbudowy z betonu asfaltowego dla dróg kategorii KR1-6 oraz warstwy wiążącej, wyrównawczej i wzmacniającej z betonu asfaltowego. Zasadnicze wymagania dla kruszywa grubego w tym zakresie przedstawiono w Tablicy 5.3.

Właściwość kruszywa	Wymagania w zależności od kategorii ruchu		
	KR1-2	KR3-4	KR5-6
	podbudowa		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1, kategoria nie niższa niż	$G_c85/20$	$G_c90/20$	$G_c90/20$
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1, kategoria nie wyższa niż	f_2		
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3 lub wg PN-EN 933-4, kategoria nie wyższa niż	FI_{50} lub SI_{50}	FI_{30} lub SI_{30}	FI_{30} lub SI_{30}
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5, kategoria nie niższa niż	$C_{Deklarowana}$	$C_{90/1}$	$C_{90/1}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2, kategoria nie wyższa niż	LA_{50}	LA_{40}	LA_{40}
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6, załącznik B, kategoria	$W_{cm}0,5$ ②		
Mrozoodporność wg PN-EN 1367-1, kategoria nie wyższa niż	F4		
	warstwa wiążąca		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1, kategoria nie niższa niż	$G_c85/20$	$G_c90/20$	$G_c90/20$
Tolerancja uziarnienia, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{20/17,5}$	$G_{20/15}$	$G_{20/15}$
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1, kategoria nie wyższa niż	f_2		
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3 lub wg PN-EN 933-4, kategoria nie wyższa niż	FI_{35} lub SI_{35}	FI_{25} lub SI_{25}	FI_{25} lub SI_{25}
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5, kategoria nie niższa niż	$C_{Deklarowana}$	$C_{90/1}$	$C_{95/1}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2, kategoria co najmniej: – grupa kruszyw A ① – grupa kruszyw B ①	LA_{30} LA_{35}	LA_{30} LA_{35}	LA_{25} LA_{30}
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6, załącznik B, kategoria	$W_{cm}0,5$ ②		
Mrozoodporność wg PN-EN 1367-1, kategoria nie wyższa niż	F1		

Tablica 5.3. Wybrane właściwości kruszywa grubego do betonu asfaltowego AC wg WT-1; ① WT-1. Tablica 8. Podział kruszywa w zależności od odporności na rozdrabnianie metodą Los Angeles, wg normy PN-EN 1097-2, rozdział 5; ② jeżeli nasiąkliwość jest większa, to należy badać mrozoodporność [75]

Należy również zaznaczyć, że kruszywo wapienne grube może być stosowane do podbudowy i warstwy wiążącej wykonywanej z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności WMS, ponieważ wymagania w zakresie kruszywa dla tego rodzaju betonu asfaltowego są takie same jak dla tradycyjnego betonu asfaltowego AC [75]. Istotną różnicą jest natomiast zastosowanie twardego lepiszcza asfaltowego w betonie asfaltowym WMS.

Kruszywo wapienne grube można stosować jedynie do warstwy ścieralnej wykonywanej z betonu asfaltowego, mieszanki SMA i BBTM dla dróg kategorii KR1-2. Zasadnicze wymagania dla kruszywa grubego w tym zakresie przedstawiono w Tablicy 5.4.

Właściwość kruszywa	Wymagania w zależności od kategorii ruchu		
	KR1-2	KR3-4	KR5-6
	beton asfaltowy AC		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1, kategoria nie niższa niż	$G_c85/20$	$G_c90/15$	$G_c90/15$
Tolerancja uziarnienia, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{20/15}$	$G_{25/15}$	$G_{25/15}$
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1, kategoria nie wyższa niż	f_2		
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3 lub wg PN-EN 933-4,kategoria nie wyższa niż	FI_{25} lub SI_{25}	FI_{20} lub SI_{20}	FI_{20} lub SI_{20}
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5, kategoria nie niższa niż	$C_{Deklarowana}$	$C_{95/1}$	$C_{95/1}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2, kategoria co najmniej: – grupa kruszyw A ① – grupa kruszyw B ①	 LA_{25} LA_{30}	 LA_{25} LA_{30}	 LA_{20} LA_{25}
Odporność na polerowanie kruszywa wg PN-EN 1097-8, kategoria nie niższa niż	$PSV_{Deklarowana}$	PSV_{50}	PSV_{50}
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6, załącznik B, kategoria	$W_{cm}0,5$		
Mrozoodporność wg PN-EN 1367-1, kategoria nie wyższa niż	$F_{NaCl}7$		
	SMA i BBTM		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1, kategoria nie niższa niż	$G_c85/20$	$G_c90/15$	$G_c90/15$
Tolerancja uziarnienia, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{20/15}$	$G_{25/15}$	$G_{25/15}$
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1, kategoria nie wyższa niż	f_2		

Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3 lub wg PN-EN 933-4, kategoria nie wyższa niż	FI_{25} lub SI_{25}	FI_{20} lub SI_{20}	FI_{20} lub SI_{20}
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5, kategoria nie niższa niż	$C_{Deklarowana}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2, kategoria co najmniej: – grupa kruszyw A ① – grupa kruszyw B (Tablica 8.1 ①)	 LA_{25} LA_{30}	 LA_{25} LA_{30}	 LA_{20} LA_{25}
Odporność na polerowanie kruszywa wg PN-EN 1097-8, kategoria nie niższa niż	$PSV_{Deklarowana}$	PSV_{50}	PSV_{50}
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6, załącznik B, kategoria	$W_{cm}0{,}5$ ②		
Mrozoodporność wg PN-EN 1367-1, kategoria nie wyższa niż	$F_{NaCl}7$		

Tablica 5.4. Wybrane właściwości kruszywa grubego do warstwy ścieralnej z betonu asfaltowego AC oraz SMA i BBTM wg WT-1 ; ① WT-1. Tablica 8. Podział kruszywa w zależności od odporności na rozdrabnianie metodą Los Angeles, wg normy PN-EN 1097-2, rozdział 5; ② jeżeli nasiąkliwość jest większa, to należy badać mrozoodporność; ③ załącznik B, w 1% NaCl [75]

Jak wynika z wymagań stawianych kruszywu przeznaczonemu do betonu asfaltowego AC czy też do mieszanki SMA lub BBTM, z których wykonuje się warstwę ścieralną nawierzchni obciążonych ruchem KR3-6, można je stosować jedynie wówczas, kiedy jest kruszywem twardym i charakteryzuje się dużą odpornością na ścieranie LA_{20} lub LA_{25}.

Dodatkowo kruszywo przeznaczone do warstwy ścieralnej nawierzchni dróg obciążonych ruchem KR3-6 powinno charakteryzować się wysoką odpornością na proces polerowania PSV_{50}, która ma istotny wpływ na zapewnianie szorstkości nawierzchni asfaltowej w długim okresie jej eksploatacji [16]. Kruszywa twarde, które spełniają powyższe wymagania, z reguły otrzymuje się ze skał o dużej zawartości krzemionki SiO_2 – są to tzw. kruszywa kwaśne takie jak np. kwarcyty, piaskowce kwarcytowe czy granity. Kruszywa tego rodzaju charakteryzują się słabym powinowactwem z asfaltem, co ma istotny wpływ na trwałość wykonanych z ich udziałem nawierzchni asfaltowych [16, 24, 57].

Prowadzone badania pokazują, że zastosowanie dodatku kruszywa wapiennego (w ograniczonej ilości) do betonu asfaltowego czy też mieszanki mastyksowo grysowej SMA, przeznaczonych na nawierzchnie obciążone ruchem większym od KR3, wpływa w sposób znaczący na poprawę adhezji asfaltu do mieszanek mineralnych wykonanych z kruszyw o dużej zawartości krzemionki [22, 25]. Tym samym można ograniczyć wymaganą ilość środka adhezyjnego, która została określona na podstawie badania tylko samego kruszywa kwaśnego. Może więc to mieć istotny wpływ na pracę nawierzchni asfaltowej w zakresie poprawy jej odporności na powstawanie odkształceń plastycznych. Dodatkowym elementem zastosowania ograniczonej ilości kruszywa wapiennego

w tego typu mieszankach mineralno-asfaltowych jest możliwość wpływu na zapewnienie wymaganej szorstkości nawierzchni asfaltowej. W przypadku, kiedy nawierzchnia asfaltowa (warstwa ścieralna) wykonana jest z mieszanki mineralno-asfaltowej zawierającej w swoim składzie tylko kruszywo jednego rodzaju, wówczas podczas jej eksploatacji w długim okresie czasu następuje ścieranie i polerowanie ziaren kruszywa w jednakowy sposób. Proces taki wpływa na zmniejszanie się mikrotekstury nawierzchni w czasie, co w konsekwencji prowadzi do spadku szorstkości nawierzchni podczas jej eksploatacji. W przypadku natomiast zastosowania kruszywa twardego (o dużej zawartości krzemionki) oraz kruszywa miękkiego (wapiennego), w czasie eksploatacji nawierzchni ziarna tych kruszyw będą ścierały i polerowały się w zróżnicowany sposób, co wpłynie na zachowanie jej rozbudowanej mikrotekstury. Zaistnienie takiego procesu będzie miało korzystny wpływ na szorstkość nawierzchni w długim okresie jej użytkowania [19, 22].

Właściwość wg PN-EN 13242:2004	Deklarowane kategorie lub wartości w odniesieniu do zastosowania kruszywa do warstwy	
	KR1-6	
	związana warstwa podbudowy pomocniczej i ulepszonego podłoża	związana warstwa podbudowy zasadniczej
Frakcje / zestaw sit #	wszystkie frakcje dozwolone / 1; 2; 4; 5,6; 8; 11,2; 16; 22,4; 31,5; 45; 63 i 90 (zestaw podstawowy + zestaw 1)	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1	$G_C80/20$ G_F80 G_A75	
Ogólne granice i tolerancje uziarnienia kruszywa grubego na sitach pośrednich wg PN-EN 933-1	GT_CNR	
Tolerancje typowego uziarnienia kruszywa drobnego i kruszywa o ciągłym uziarnieniu wg PN-EN 933-1	GT_FNR GT_ANR	
Kształt kruszywa grubego ①, maksymalne wartości wskaźnika: – płaskości wg PN-EN 933-3 – kształtu wg PN-EN 933-4	$FI_{Deklarowana}$ $SI_{Deklarowana}$	FI_{50} SI_{50}
Kategorie procentowych zawartości ziaren o powierzchni przekruszonych lub łamanych oraz ziaren całkowicie zaokrąglonych w kruszywie grubym wg PN-EN 933-5	C_{NR}	
Zawartość pyłów ② wg PN-EN 933-1: – w kruszywie grubym – w kruszywie drobnym ③	$f_{Deklarowana}$ $f_{Deklarowana}$	

Jakość pyłów	brak wymagań	
Odporność na rozdrabnianie kruszywa grubego wg PN-EN 1097-2, kategoria nie wyższa niż	LA_{60}	LA_{50}
Odporność na ścieranie kruszywa grubego wg PN-EN 1097-1	$M_{DE}NR$	
Gęstość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9	deklarowana	
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9 (w zależności od frakcji)	$WA_{24}2$ ④	
Mrozoodporność na kruszywa frakcji 8/16 wg PN-EN 1367-1 ⑤	skały osadowe: F10	F4
Siarczany rozpuszczalne w kwasie wg PN-EN 1744-1	kruszywo kamienne: $AS_{0,2}$	
Całkowita zawartość siarki wg PN-EN 1744-1	kruszywo kamienne: S_{NR}	
Składniki wpływające na szybkość wiązania i twardnienia mieszanek związanych hydraulicznie	deklarowana	
Stałość objętości żużla stalowniczego wg PN-EN 1744-1:1998, rozdział 19.3	V_5	
Zgorzel słoneczna bazaltu wg PN-EN 1367-3, PN-EN 1097-2	SB_{LA}	
Składniki rozpuszczalne w wodzie wg PN-EN 1744-3	brak substancji szkodliwych dla środowiska wg odrębnych przepisów	
Zanieczyszczenia	brak ciał obcych takich jak: drewno, szkło i plastik, mogących pogorszyć wyrób końcowy	
Skład mineralogiczny	deklarowany	
Istotne cechy środowiskowe	większość substancji niebezpiecznych określonych w dyrektywie Rady 76/769/EWG zazwyczaj nie występuje w złożach kruszywa pochodzenia mineralnego; jednak w odniesieniu do kruszyw sztucznych i odpadowych należy badać czy zawartość substancji niebezpiecznych nie przekracza wartości dopuszczalnych wg odrębnych przepisów	

Tablica 5.5. Wymagania wobec kruszywa do warstw podbudowy i podłoża ulepszonego z mieszanek związanych cementem wg WT-5 2010; ① badaniem wzorcowym oznaczania kształtu kruszywa grubego jest badanie wskaźnika płaskości; ② łączna zawartość pyłów w mieszance powinna się mieścić w wybranych krzywych granicznych wg p. 1.2.3.1; ③ pod warunkiem, gdy zawartość w mieszance nie przekracza 50% m/m; ④ jeśli kruszywo nie spełni warunku $WA_{24}2$, to należy zbadać jego mrozoodporność wg 7.3.3, tabl. 1; ⑤ badanie wykonywane tylko w przypadku, gdy nasiąkliwość kruszywa przekracza $WA_{24}2$

Kruszywo wapienne może być również stosowane do wykonawstwa mieszanek niezwiązanych (PN-EN 13242:2004) i związanych chemicznie (PN-EN 13242:2004), przeznaczonych na warstwy nośne konstrukcji nawierzchni drogowej lub ulepszone podłoże gruntowe. Istotne znaczenie w tym zakresie miało opracowanie przez Generalną Dyrekcję Dróg i Autostrad dokumentów aplikacyjnych „Wymagania Techniczne WT-4 2010. Mieszanki niezwiązane dla dróg krajowych" oraz „Wymagania Techniczne WT-5 2010. Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym dla dróg krajowych". Wymagania stawiane przez WT-5 2010 dla kruszywa osadowego do mieszanek związanych hydraulicznie zestawiono w Tablicy 5.5, a dla mieszanek niezwiązanych wg WT-4 2010 zestawiono w Tablicy 5.6a,b.

Reasumując, kruszywo wapienne i dolomitowe, jak pokazuje długoletnia praktyka drogowa, stanowi pełnowartościowy materiał spełniający stawiane obecnie wymagania, który może być stosowany w następujących technologiach:

– podbudowy niezwiązane, stabilizowane mechanicznie,
– podbudowy związane spoiwami hydraulicznymi,
– podbudowy związane lepiszczami asfaltowymi – mieszanki betonu asfaltowego,
– podbudowy i warstwy wiążące z betonu asfaltowego o wysokim module sztywności,
– warstwy wiążące z betonu asfaltowego,
– warstwy ścieralne z betonu asfaltowego, przeznaczone na nawierzchnie obciążone ruchem KR1-2.

Właściwość kruszywa	Wymagania wobec kruszywa do mieszanek niezwiązanych przeznaczonych do zastosowania w warstwie		
	KR1-6	KR1-2	KR3-6
	ulepszone podłoże	podbudowa pomocnicza nawierzchni drogi	
Frakcje / zestaw sit #	wszystkie frakcje dozwolone / 0,063; 0,5; 1; 2; 4; 5,6; 8; 11,2; 16; 22,4; 31,5; 45; 63 i 90 (zestaw podstawowy + zestaw 1)		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1	$G_C80/20$ G_F80 G_A75	$G_C85/15$ G_F85 G_A85	
Ogólne granice i tolerancje uziarnienia kruszywa grubego na sitach pośrednich wg PN-EN 933-1	GT_CNR		
Tolerancje typowego uziarnienia kruszywa drobnego i kruszywa o ciągłym uziarnieniu wg PN-EN 933-1	GT_FNR GT_ANR		
Kształt kruszywa grubego ①, maksymalne wartości wskaźnika: – płaskości wg PN-EN 933-3 – kształtu wg PN-EN 933-4	FI_{NR} SI_{NR}		

Kategorie procentowych zawartości ziaren o powierzchni przekruszonych lub łamanych oraz ziaren całkowicie zaokrąglonych w kruszywie grubym wg PN-EN 933-5	C_{NR}	
Zawartość pyłów ② wg PN-EN 933-1: – w kruszywie grubym – w kruszywie drobnym ③	$f_{Deklarowana}$ $f_{Deklarowana}$	
Jakość pyłów	właściwość niezbadana na pojedynczych frakcjach, a tylko w mieszankach wg wymagań p. 2.2 - 2.4	
Odporność na rozdrabnianie kruszywa grubego wg PN-EN 1097-2, kategoria nie wyższa niż	LA_{NR}	LA_{50}
Odporność na ścieranie kruszywa grubego wg PN-EN 1097-1	M_{DE}Deklarowana	
Gęstość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9	deklarowana	
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9 (w zależności od frakcji)	W_{cm}NR $WA_{24}2$ ④	
Mrozoodporność na kruszywa frakcji 8/16 wg PN-EN 1367-1 ⑤	skały osadowe: F10	
Siarczany rozpuszczalne w kwasie wg PN-EN 1744-1	kruszywo kamienne: AS_{NR}	
Całkowita zawartość siarki wg PN-EN 1744-1	kruszywo kamienne: S_{NR}	
Składniki rozpuszczalne w wodzie wg PN-EN 1744-3	brak substancji szkodliwych dla środowiska wg odrębnych przepisów	
Zanieczyszczenia	brak ciał obcych takich jak: drewno, szkło i plastik, mogących pogorszyć wyrób końcowy	
Skład mineralogiczny	deklarowany	
Istotne cechy środowiskowe	większość substancji niebezpiecznych określonych w dyrektywie Rady 76/769/EWG zazwyczaj nie występuje w złożach kruszywa pochodzenia mineralnego; jednak w odniesieniu do kruszyw sztucznych i odpadowych należy badać czy zawartość substancji niebezpiecznych nie przekracza wartości dopuszczalnych wg odrębnych przepisów	

Tablica 5.6a. Wymagania wobec kruszyw do mieszanek niezwiązanych do ulepszonego podłoża i warstw podbudowy wg WT-4 2010; ① badaniem wzorcowym oznaczania kształtu kruszywa grubego jest badanie wskaźnika płaskości; ② łączna zawartość pyłów w mieszance powinna się mieścić w wybranych krzywych granicznych wg p. 22.4; 2.2.5; 2.4.5; 2.5.4; ③ pod warunkiem, gdy zawartość w mieszance nie przekracza 50% m/m; ④ jeśli kruszywo nie spełni warunku $WA_{24}2$, to należy zbadać jego mrozoodporność wg 7.3.3, tabl. 1; ⑤ badanie wykonywane tylko w przypadku, gdy nasiąkliwość kruszywa przekracza $WA_{24}2$

Właściwość kruszywa	Wymagania wobec kruszywa do mieszanek niezwiązanych przeznaczonych do zastosowania w warstwie		
	KR1-2	KR3-6	KR1-2
	podbudowa zasadnicza nawierzchni drogi		nawierzchnia z kruszywa niezwiązanego
Frakcje / zestaw sit #	wszystkie frakcje dozwolone / 0,063; 0,5; 1; 2; 4; 5,6; 8; 11,2; 16; 22,4; 31,5; 45; 63 i 90 (zestaw podstawowy + zestaw 1)		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1	$G_C80/20$ G_F80 G_A75		
Ogólne granice i tolerancje uziarnienia kruszywa grubego na sitach pośrednich wg PN-EN 933-1	$GT_C20/15$		
Tolerancje typowego uziarnienia kruszywa drobnego i kruszywa o ciągłym uziarnieniu wg PN-EN 933-1	GT_F10 GT_A20		
Kształt kruszywa grubego ①, maksymalne wartości wskaźnika: – płaskości wg PN-EN 933-3 – kształtu wg PN-EN 933-4	FI_{50} SI_{55}		
Kategorie procentowych zawartości ziaren o powierzchni przekruszonych lub łamanych oraz ziaren całkowicie zaokrąglonych w kruszywie grubym wg PN-EN 933-5	$C_{90/3}$		
Zawartość pyłów ② wg PN-EN 933-1: – w kruszywie grubym – w kruszywie drobnym ③	$f_{Deklarowana}$ $f_{Deklarowana}$		
Jakość pyłów	właściwość niezbadana na pojedynczych frakcjach, a tylko w mieszankach wg wymagań p. 2.2 - 2.4		
Odporność na rozdrabnianie kruszywa grubego wg PN-EN 1097-2, kategoria nie wyższa niż	LA_{50}	LA_{40} ⑥	LA_{40}
Odporność na ścieranie kruszywa grubego wg PN-EN 1097-1	M_{DE}Deklarowana		
Gęstość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9	deklarowana		
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9 (w zależności od frakcji)	W_{cm}NR $WA_{24}2$ ④		

Mrozoodporność na kruszywa frakcji 8/16 wg PN-EN 1367-1 ⑤	skały osadowe: F10	F4
Siarczany rozpuszczalne w kwasie wg PN-EN 1744-1	kruszywo kamienne: AS_{NR}	
Całkowita zawartość siarki wg PN-EN 1744-1	kruszywo kamienne: S_{NR}	
Składniki rozpuszczalne w wodzie wg PN-EN 1744-3	brak substancji szkodliwych dla środowiska wg odrębnych przepisów	
Zanieczyszczenia	brak ciał obcych takich jak: drewno, szkło i plastik, mogących pogorszyć wyrób końcowy	
Skład mineralogiczny	deklarowany	
Istotne cechy środowiskowe	większość substancji niebezpiecznych określonych w dyrektywie Rady 76/769/EWG zazwyczaj nie występuje w złożach kruszywa pochodzenia mineralnego; jednak w odniesieniu do kruszyw sztucznych i odpadowych należy badać czy zawartość substancji niebezpiecznych nie przekracza wartości dopuszczalnych wg odrębnych przepisów	

Tablica 5.6b. Wymagania wobec kruszyw do mieszanek niezwiązanych do ulepszonego podłoża i warstw podbudowy wg WT-4 2010; ① badaniem wzorcowym oznaczania kształtu kruszywa grubego jest badanie wskaźnika płaskości; ② łączna zawartość pyłów w mieszance powinna się mieścić w wybranych krzywych granicznych wg p. 22.4; 2.2.5; 2.4.5; 2.5.4; ③ pod warunkiem, gdy zawartość w mieszance nie przekracza 50% m/m; ④ jeśli kruszywo nie spełni warunku $WA_{24}2$, to należy zbadać jego mrozoodporność wg 7.3.3, tabl. 1; ⑤ badanie wykonywane tylko w przypadku, gdy nasiąkliwość kruszywa przekracza $WA_{24}2$; ⑥ do warstw podbudów zasadniczych na drogach obciążonych ruchem KR5-6 dopuszcza się jedynie kruszywa charakteryzujące się odpornością na rozdrabnianie $LA \leq 35$

Jednym z przykładów wykorzystania kruszywa wapiennego do celów drogowych jest budowa obwodnicy Jędrzejowa w ciągu drogi krajowej S7 na odcinku Warszawa–Kraków (km 554 + 941,71 ÷ 560 + 736,19) zakończona w 2005 roku, która jest zaliczana do klasy drogi GP o obciążeniu ruchem KR5 (Fot. 5.3).

Konstrukcja nawierzchni drogi z zastosowaniem kruszywa z wapienia dewońskiego była następująca:

– podbudowa pomocnicza z kruszywa stabilizowanego mechanicznie 0/63 mm,
– podbudowa zasadnicza z betonu asfaltowego z udziałem kruszywa z wapienia dewońskiego,
– warstwa wiążąca z betonu asfaltowego z udziałem kruszywa z wapienia dewońskiego.

Również konstrukcja nawierzchni wylotu wschodniego z Kielc drogi S-74 na odcinku miejskim oraz budowa drogi S-74 na odcinku pozamiejskim od granicy Kielc do Cedzyny, z włączeniem do istniejącej drogi krajowej nr 74 w Cedzynie, była realizowana z wykorzystaniem kruszywa wapiennego (Fot. 5.4).

Klasa drogi jest typu S, kategoria ruchu została określona na KR5. Realizacja obiektu drogowego odbywała się w latach 2009-2011. Konstrukcja warstw nawierzchni drogi nr 74 z zastosowaniem kruszywa z wapienia dewońskiego była następująca:

– podbudowa pomocnicza z kruszywa stabilizowanego mechanicznie 0/63 mm,
– podbudowa zasadnicza z betonu asfaltowego z kruszywem wapiennym,
– warstwa wiążąca z betonu asfaltowego z udziałem kruszywa z wapienia dewońskiego.

Fot. 5.3. Obwodnica Jędrzejowa, 2005 rok: a) widok głównej części zadania drogowego, b) skrzyżowanie bezkolizyjne przed Jędrzejowem (Fot. ŚPRD TRAKT Sp. z o.o. Kielce)

Fot. 5.4. Droga krajowa nr 74, 2011 rok: a) plan realizowanego zadania drogowego, a) bezkolizyjne skrzyżowanie drogi z Al. Solidarności w Kielcach, zamiejski odcinek drogi (Fot. PRI FART Sp. z o.o. Kielce)

5.2. Produkcja kruszywa wapiennego

Na obszarze Polski występują liczne kamieniołomy, w których pozyskiwany jest materiał skalny, z którego w wyniku kruszenia uzyskuje się odpowiedni rodzaj kruszywa w zakresie analizy granulometrycznej. Przy czym największa ilość zakładów przeróbczych materiału skalnego występuje w części południowej kraju, a zwłaszcza w regionie świętokrzyskim. Lokalizację głównych miejsc eksploatacji skał wapiennych przedstawiono na Rys. 5.1.

Rys. 5.1. Lokalizacja miejsc eksploatacji skał węglanowych w Polsce – złoż surowców dla przemysłu: cementowego, wapienniczego, hutniczego, chemicznego, budowlanego; dla rolnictwa [34]

Do jednych z największych w regionie świętokrzyskim należy zaliczyć kamieniołom w Bukowej, Miedziance i Trzuskawicy. Tradycje działalności wydobywczej w niektórych z nich datuje się nawet na XIV wiek [81].

Pierwsze informacje dotyczące urabiania wapienia na kruszywo i wypalania wapna w rejonie obecnej Bukowej sięgają początku lat dwudziestych ubiegłego wieku [81]. Najpełniej udokumentowana jest produkcja wapna palonego ponieważ w początkowym okresie działalności kamieniołomu wytwarzanie kruszywa było traktowane jako działalność pomocnicza. Produkcja wapna palonego rozpoczęła się w 1922 roku, kiedy wybudowano 4 piece opalane drewnem. W początkowym okresie kamień do wypału był pozyskiwany ręcznie za pomocą łomów a następnie ładowany na wozy konne i transportowany w rejon pieców. Cały cykl produkcyjny odbywał się ręcznie. Najpierw układano wapienne kamienie w piecu. Następnie odbywał się wypał, który trwał od 3,5 do 4 dób. Z jednego wsadu w jednym piecu uzyskiwano około 15 ton wapna. Uzyskiwane wapno było w dużych kęsach (bryłach) o wysokiej reaktywności (czas reakcji z wodą około 6 minut). Zapotrzebowanie na wapno przyczyniło się do rozwoju górnictwa skalnego. W latach 1936-1937 wybudowano 12 komorowy piec kręgowy Hoffmana o wydajności 60-80 ton na dobę, który wprowa-

dził znaczny postęp w technologii wypału oraz w uzyskiwaniu większych wydajności. Piec był opalany węglem lub miałem węglowym. W okresie II wojny światowej piec był eksploatowany przez Niemców do lipca 1944 roku. Po zakończeniu wojny w dalszym ciągu pozyskiwano kamień wapienny na kruszywo oraz prowadzono wypał wapna. W roku 1955 zakład został zmodernizowany oraz dokonano rozpoznania geologicznego złoża skały wapiennej, które potwierdzało duże jego zasoby.

W końcu lat pięćdziesiątych ubiegłego wieku znacznie wzrosło zapotrzebowanie na wapno i inne produkty wapiennicze. W tej sytuacji została podjęta decyzja o budowie w Bukowej nowoczesnego jak na owe czasy zakładu wapienniczego. Zasadniczymi przesłankami takiej lokalizacji były duże złoża wapieni o wysokiej jakości. Budowę zakładu rozpoczęto w roku 1960. Natomiast w 1965 roku zakończony został I etap inwestycji w wyniku którego uruchomiono kopalnię i sortołamiarnię oraz baterię 8 pieców szybowych typu 100C do wypalania wapna opalanych koksem. Zaś II etap inwestycji zakończono w 1967 roku i oddano do eksploatacji przemiałownię: wapna, mączki i wapna nawozowego, oddział produkcji wapna hydratyzowanego oraz pakownię. W następnych latach zakład produkcyjny przechodził różnego typu modernizacje w celu zapewnienia odpowiedniej jakości produkowanych materiałów.

W Bukowej występuje wapień detrytyczny o strukturze drobnokrystalicznej. Tekstura jego jest zbita, bezładna a w niektórych partiach kierunkowa i lekko porowata. Natomiast w spoiwie występują domieszki krystalicznej krzemionki, minerałów ilastych oraz związków żelaza. Barwa skały jest od jasno brązowej, poprzez szarobrązową aż do ciemnoszarej. Skład chemiczny skały wapiennej występującej w Bukowej jest następujący [%] [81]:

SiO_2	TiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	P_2O_3	SO_3	Cl	F
2,02	0,054	0,58	0,35	0,044	1,64	52,28	0,05	1,05	0,19	0,01	0,599	0,02

Zakład w Bukowej produkuje następujący asortyment wyrobów: wapno palone kawałkowe, wapno palone mielone, wapno hydratyzowane, mączki wapienne, sorbenty i wapno nawozowe. Obecny widok kamieniołomu w Bukowej przestawiono na Fot. 5.5.

Fot. 5.5. Widok kamieniołomu w Bukowej [81]

Natomiast tradycja związana z eksploatacją złóż zalegających na terenie obecnej Miedzianki sięga XIV wieku. Pierwsze wzmianki dotyczące kopalin sięgają czasów panowania Królowej Bony, kiedy to rozpoczęto eksploatację rudy miedzi, która dała nazwę miejscowości Miedzianka. Eksploatacja rud miedzi trwała z przerwami aż do 1918 roku. Natomiast od 1905 roku datuje się rozpoczęcie wydobywania skały z przeznaczeniem na kruszywo i wypał wapna w zakładzie noszącym wówczas nazwę Wapienniki i Kamieniołomy w Jaworzni. W roku 1949 zakłady produkcyjne i kamieniołomy występujące w bliskim sąsiedztwie zostały połączone w jeden zakład produkcyjny.

W dniu 1 stycznia 1957 roku powstała nowoczesna, jak na ówczesne czasy, kopalnia odkrywkowa „Ostrówka". W 1971 roku w wyniku zmian organizacyjnych zostały powołane Kieleckie Zakłady Przemysłu Wapienniczego w Miedziance, z głównym kamieniołomem w Miedziance. Od 12 grudnia 2000 roku rozpoczął się nowy okres działalność związany ze zmianami własnościowymi kamieniołomu i zakładu przeróbczego w Miedziance, w wyniku którego nastąpiła realizacja szeroko zakrojonego planu jego kompleksowej modernizacji.

Bazę surowcową kamieniołomu w Miedziance stanowi złoże wapieni dewońskich charakteryzujące się bardzo dobrymi parametrami chemicznymi (wysoka zawartość $CaCO_3$) oraz fizycznymi (wysoka wytrzymałość). Skład chemiczny skały wapiennej występującej w Miedziance jest następujący [%] [82]:

SiO_2	TiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	P_2O_3	SO_3	Cl	F
1,34	0,028	0,52	0,26	0,034	0,29	54,72	0,1	0,12	0,18	0,01	0,001	0,22

Kamień z kamieniołomów w Miedziance jest używany w przemyśle hutniczym, cukrownictwie, budownictwie, drogownictwie oraz po przetworzeniu na mączkę w przemyśle szklarskim. Widok obecnie działającego kamieniołomu przedstawiono na Fot. 5.6.

Fot. 5.6. Widok kamieniołomu w Miedziance [82]

Początek działalności kamieniołomu Trzuskawica w Sitkówce koło Kielc przyjmuje się na 1910 rok, kiedy rozpoczęto eksploatację skały dla potrzeb produkcji wapienniczo-

-kamiennej. Przy czym przez pierwsze dwa lata pozyskiwano tylko materiał kamienny, a dopiero w 1922 roku uruchomiono pierwsze piece do wypału wapna. Wzrost zapotrzebowania na wapno przyczynił się do modernizacji sektora przetwarzania skały w spoiwo i w latach 1928-1930 wybudowano dwa piece typu Koern, młyn do produkcji wapna mielonego oraz uruchomiono przemiałownię kamienia wapiennego. Od tego okresu pozyskiwany materiał skalny w przeważającej ilości przeznaczany był do produkcji wapna. Natomiast produkcja kruszywa stanowiła działalność pomocniczą. Intensywny rozwój działalności wydobywczej nastąpił w 1937 roku, kiedy zelektryfikowano zakład w Sitkówce.

W okresie powojennym nastąpiło wznowienie działalności wydobywczej w Trzuskawicy w zakresie przetwórstwa materiału skalnego. Dokonywano modernizacji procesu produkcji wapna. Bardzo istotne znaczenie miało w latach 1961-1963 uruchomienie dwóch nowych pieców szybowych o projektowej zdolności 25 ton/dobę, oraz wybudowanie przemiałowni mączek. Istotne znaczenie dla rozwoju działalności wydobywczej miało w 1966 roku wprowadzenie do realizacji I etapu inwestycji pod nazwą Kowala–Trzuskawica, a następnie w 1968 roku oddanie do użytku nowego zakładu przeróbki kamienia „Kowala". Nastąpił również dynamiczny rozwój działalności w zakresie produkcji wapna. W 1970 roku uruchomiono baterię sześciu pieców szybowych o zdolności produkcyjnej 135 ton na dobę oraz przekazano do eksploatacji przemiałownię wapna mielonego. Przełomowe znaczenie dla rozwoju działalności wydobywczej miała w latach 1972-1976 budowa zakładów wapienniczych „Trzuskawica". W 1976 roku przekazano do eksploatacji wydział wydobycia i przeróbki mechanicznej kamienia, dwie baterie (12 pieców szybowych 100 C), oddział hydratu oraz kompleks przemiałowni mączki wapiennej. Nastąpiło również połączenie trzech zakładów wydobywczych w Kowali, Trzuskawicy i Sobkowie. W kolejnych latach następowała modernizacja działalności przetwórczej materiału skalnego. Istotne znaczenie miało oddanie do eksploatacji w 2008 roku nowoczesnego pieca do wypału wapna firmy Maerz o wydajności 600 ton na dobę. Należy zaznaczyć, że od końca lat 90. ubiegłego wieku systematycznie wzrasta udział działalności w zakresie przeróbki materiału kamiennego na kruszywo do drogownictwa oraz budownictwa.

Fot. 5.7. Widok eksploatowanego kamieniołomu w Trzuskawicy [83]

Skała zalegająca w złożach w Trzuskawicy należy do wapienia pelitowego o teksturze zbitej i barwie jasno szarej. Skład chemiczny skały wapiennej jest następujący [%] [83]:

SiO_2	TiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	SO_3
0,32	0,01	0,11	0,06	0,48	55,22	0,04	0,02	0,01

Skała wapienna z kamieniołomów w Trzuskawicy po procesie przeróbki na kruszywo i wapno palone oraz hydratyzowane znajduje zastosowanie w przemyśle hutniczym, cukrownictwie, budownictwie, drogownictwie oraz przemyśle szklarskim. Obecny widok kamieniołomu przedstawiono na Fot. 5.7.

Oprócz regionu świętokrzyskiego pracują również kamieniołomy pozyskujące skałę wapienną na kruszywo, mączkę wapienną oraz wapno palone i hydratyzowane w regionie dolnośląskim, na Śląsku oraz na Kujawach. Do jednych z najbardziej znanych, produkujących kruszywo o wysokich parametrach jakościowych należy zaliczyć kamieniołom w Wojcieszowie koło Jeleniej Góry oraz w Tarnowie Opolskim [81].

Jednym z najstarszych kamieniołomów na terenie naszego kraju jest kamieniołom w Wojcieszowie, który swoją działalność rozpoczął najprawdopodobniej około 1529 roku. Należy zaznaczyć, że złoża wapieni pochodzą z okresu kambryjskiego. Dużą przydatność przemysłową wapienie wojcieszowskie zawdzięczają oddziaływaniu czynników wewnętrznych górotwórczych, którym towarzyszyły wysokie temperatury i ciśnienie, dzięki czemu wapienie rafowe przekształciły się w marmury, charakteryzujące się połyskiem i barwą od białej przez niebieską do szarej z różowymi i białymi żyłkami oraz dostateczną twardością. Były one wykorzystywane przy budowie obecnie historycznych już budowli. W latach 1742-1747 wykorzystano je przy budowie pałacu Sanssouci w Poczdamie. Kamień wapienny rozdrabniano ręcznie zarówno w celu pozyskania kruszywa jak i materiału do wypalania wapna. Ze względów jednak technologicznych, ręcznej przede wszystkim pracy, działalność przeróbcza była ograniczona. Rozwój przemysłu pod koniec XIX wieku przyczynił się do zwiększenia eksploatacji surowca wapiennego. Istotne znaczenie miało w 1887 r. wybudowanie pierwszego okrągłego pieca wapienniczego. W latach 1897-1910 wybudowano 9 pieców kręgowych do wypału wapna oraz 3 młyny kulowe. Należy zaznaczyć, że w 1899 roku zbudowany został również zakład odpylający oraz w kolejnych latach uruchomiono młyn kulowy do przemiału wypalanej skały wapiennej. Kolejnym etapem w rozwoju wapiennika było powstanie pieców szybowych. Pierwszy z nich wybudowano w latach 1928-1930, a drugi w latach 1941-1943. Wydajność ich jak na ówczesne czasy była duża i wynosiła 20 t/dobę.

W okresie powojennym nastąpiła odbudowa działalności wydobywczej i przetwórczej skały wapiennej. Zakład przechodził liczne modernizacje oraz usprawnienia w zakresie produkcji wapna oraz pozyskiwania kruszywa. Na początku lat 60. ubiegłego wieku rozpoczęła się intensywna modernizacja zakładu przerabiającego skałę wapienną. W 1962 roku rozebrano stary piec kręgowy a w jego miejsce wybudowano piec szybowy automatyczny, który oddano do użytku w 1964 roku. Natomiast w 1966 roku uruchomiona została duża sortownia materiału skalnego na poziomie Nr VI góry Połom, a we wrześniu 1968 roku

uruchomiona została po modernizacji przemiałownia mączki kamiennej z przystosowaniem do produkcji wapna na eksport. W okresie lat od 1995 do 2000 dokonano szeregu inwestycji w ramach których przeprowadzono badania geologiczne złóż oraz wyposażono kopalnię w nowy sprzęt. Natomiast zakład sortująco-kruszący został wyposażony w walcową kruszarkę, nowe przesiewacze, zmodernizowano łamacz szczękowy, wybudowano od podstaw nowy oddział produkcji nawozów wapiennych, zmodernizowano piec szybowy, na oddziale produkcji hydratu zmodernizowano system silosów i wstawiono nowoczesne pakowaczki Haver-Backer.

Na bazie pozyskiwanego z kamieniołomu kruszywa produkowany jest następujący asortyment wyrobów: wapno hydratyzowane (budownictwo, ochrona środowiska), wapno nawozowe (rolnictwo), kruszywa i mieszanki do drogownictwa, kruszywa do betonu i zapraw, kamień wapienny (budownictwo drogowe, przemysł cukrowniczy i materiałów budowlanych) oraz kredy pastewne. Dzięki swoim unikalnym i bardzo korzystnym właściwościom skały na szczególną uwagę zasługują pozyskiwane z niej kruszywa drogowe, które charakteryzują się dużą odpornością na rozdrabnianie LA_{20}, na ścieranie MDE_{25} oraz polerowanie PSV_{42}. Obecny widok kamieniołomu w Wojcieszowie przedstawiono na Fot. 5.8.

Fot. 5.8. Widok kamieniołomu w Wojcieszowie [81]

Natomiast z roku 1640 pochodzi pierwsza wzmianka o pozyskiwaniu wapiennego materiału jako kruszywa oraz do wypalania wapna w Tarnowie Opolskim zapisana w Urbaczu strzeleckim. W połowie XIX wieku na terenie powiatu strzeleckiego kronikarz zanotował produkcję wapna w 54 piecach. Rewolucję przemysł wapienniczy przeżył wtedy, gdy na obszarze Górnego Śląska pojawił się w dużych ilościach tani węgiel kamienny oraz gdy otwarto linię kolejową, a było to pod koniec XIX wieku. W 1896 roku kupiec Josef Klose ze Strzelec i młynarz Salzbrunn z Krapkowic kupili część kamieniołomów tarnowskich, które nie były użytkowane od kilku lat. Zbudowali oni w pobliżu tarnowskiego dworca piec kręgowy. Rok później tarnowski szef administracji Klose wraz z Czają i Weichtem kupili kolejną część kamieniołomów i zbudowali następne dwa piece kręgowe. Z czasem powstawały w Tarnowie i okolicy kolejne piece kręgowe. Ten okres był epoką gwałtownych zmian technologicznych. Wszędzie wyburzano piece szybowe i stawiano na ich miejsce kręgowe, znacznie nowocześniejsze i wydajniejsze. Po I Wojnie Światowej działalność wydobywcza

została praktycznie zahamowana, ponieważ przemysł cementowo-wapienniczy w okolicach Strzelec przeżywał głęboki kryzys w wyniku podziału Śląska między Polskę i Niemcy.

W pierwszych latach po zakończeniu II Wojny Światowej nastąpiło wznowienie działalności kamieniołomów w Strzelcach Opolskich, Gogolinie, Górażdżach i Tarnowie Opolskim. Początkowo wytwarzano tylko kamień wapienny, wapno kawałkowe i wapno nawozowe oraz kruszywo dla budownictwa. Dopiero w roku 1964, po modernizacji zakładu w Tarnowie Opolskim, do oferowanych produktów doszło wapno palone mielone. Początek lat 70. XX wieku to intensywny okres inwestycyjny, po którym zakład stał się jednym z najnowocześniejszych i największych zakładów produkcyjnych tej branży w Polsce. Obecny widok kamieniołom w Tarnowie Opolskim przedstawiono na Fot. 5.9.

Fot. 5.9. Widok kamieniołomu w Tarnowie Opolskim [81]

Proces produkcji kruszywa polega na odspojeniu dużych bloków skalnych w wyniku zastosowania materiałów wybuchowych, które następnie są załadowywane na środki transportowe i dostarczane do urządzeń kruszących (kruszarek). Ciąg technologiczny produkcji kruszywa od odspojenia skały do gotowego kruszywa przedstawiono na Fot. 5.10.

W zależności od właściwości skały, w celu uzyskania jak najlepszej jakości kruszywa, stosowane są odpowiednie rodzaje zestawów kruszących, które mogą być wyposażone w następujące rodzaje kruszarek: szczękowe, stożkowe lub młotkowe. Zestawy kruszące montowane są jako mobilne na poziomie kopalni, na którym pozyskiwany jest materiał skalny (Fot. 5.11) lub jako stacjonarne zakłady przeróbcze obok kamieniołomu (Fot. 5.12).

Materiał skalny jest rozdrabniany w wyniku przechodzenia przez kolejne kruszarki. Może być jednokrotnie łamały, kiedy tylko jeden raz jest poddawany procesowi kruszenia. Zgodnie z polskimi normami tego rodzaju kruszywo było nazywane kruszywem łamanym. Charakteryzuje się wówczas ono nie najlepszymi parametrami geometrycznymi oraz właściwościami mechanicznymi. W czasie zagęszczania materiałów drogowych wytworzonych z jego udziałem w warstwie konstrukcyjnej mogą powstawać wolne przestrzenie w wyniku tworzenia przez ziarna kruszywa „mostków". W czasie eksploatacji nawierzchni w wyniku oddziaływani dynamicznego ruchu pojazdów ziarna kruszywa pękają i następuje zniszczenie „mostka" w wyniku czego materiał warstwy konstrukcyjnej dogęszcza się. Efektem

tego procesu jest powstawanie odkształceń warstw konstrukcyjnych nawierzchni. Dlatego też, tego rodzaju kruszywo stosowane jest na nawierzchnie obciążone małym ruchem pojazdów czyli KR1-2.

Fot. 5.10. Transport materiału skalnego do zestawu kruszącego: a) odspajanie skały [83], b) załadunek materiału skalnego na środki transportowe [83], c) transport urobku skalnego do kruszarek [82]

Fot. 5.11. Zakład przeróbczy kruszywa na poziomie odspajania urobku [83]

Fot. 5.12. Stacjonarny zakład przeróbczy materiału skalnego [82]

Natomiast w celu uzyskania kruszywa o kubicznych ziarnach, kruszywo jednokrotnie łamane ponownie poddaje się procesowi rozdrabniania w kruszarce. Nazywane ono było grysem. Przeznaczone jest ono do wykonywania mieszanek mineralno-asfaltowych na nawierzchnie obciążone ruchem większym od KR2. W procesie kruszenia materiału

skalnego w zależności od potrzeb uzyskuje się kruszywo o różnej wielkości ziaren, które jest składowane na odrębne pryzmy (Fot. 5.13).

Fot. 5.13. Segregacja kruszywa w zależności od jego uziarnienia [83]

5.3. Właściwości produkowanego kruszywa

Kruszywo wapienne produkowane jest z przeznaczeniem do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych oraz mieszanek kruszywa niezwiązanego oraz związanego hydraulicznie.

Kruszywo wapienne do mieszanek mineralno-asfaltowych produkowane jest w pełnym asortymencie, jako drobne i grube o różnym uziarnieniu zgodnie z PN-EN 13043. Właściwości kruszywa drobnego dla wybranych kamieniołomów (LB – Lhoist Bukowa, NM – Nordkalk Miedzianka, ZPW – Trzuskawica) zestawiono w Tablicach 5.7 i 5.8, natomiast parametry kruszywa grubego w Tablicach od 5.9 do 5.12.

Właściwość kruszywa drobnego 0/2	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D		0/2	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012	$G_C85/20$	$G_C85/20$	$G_C85/20$
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	GT_C20	GT_C20	GT_C10
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,73 2,66 2,69	 2,70 2,63 2,66	 2,70 2,66 2,68
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6		$WA_{24}1$	
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	$f_{Deklarowana}$	f_3	f_{10}
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009		MB_F 10	MB_F 0,2
Kanciastość kruszywa, wskaźnik przepływu wg PN-EN 933-6:2004	E_{cs} 30	E_{cs} 35	

Tablica 5.7. Właściwości kruszywa drobnego 0/2 wybranych kamieniołomów; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Właściwość kruszywa drobnego 0/4	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D		0/4	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012	$G_C85/20$	$G_C90/10$	$G_C85/20$
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	GT_C10	GT_C20	GT_C10
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,75 2,69 2,71	 2,70 2,63 2,66	 2,70 2,67 2,68
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$	
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	$f_{Deklarowana}$	f_{15}	f_{10}
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009		MB_F 10	MB_F 0,2
Kanciastość kruszywa, wskaźnik przepływu wg PN-EN 933-6:2004	E_{cs} 35	E_{cs} 30	

Tablica 5.8. Właściwości kruszywa drobnego 0/4 wybranych kamieniołomów; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Właściwość kruszywa grubego 2/8	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D		2/8	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012	$G_C90/15$	$G_C90/20$	$G_C90/10$
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{20/17,5}$	$G_{20/17,5}$	$G_{20/17,5}$
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3:2012, kategoria nie wyższa niż: – wskaźnik płaskości – wskaźnik kształtu	 FI_{10} SI_{15}	 FI_{25} SI_{25}	 FI_{10}
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,74 2,69 2,71	 2,71 2,69 2,70	 2,71 2,70 2,71
Nasiąkliwość: – WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6 – W_{cm} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$ $W_{cm}0,5$	$WA_{24}1$ 0,2
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	f_2	f_2	$f_{0,5}$
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009	MB_{10}		$MB_{0,2}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5:2000	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2:2010	LA_{30}	LA_{30}	LA_{30}

Odporność kruszywa na polerowanie wg PN-EN 1097-8:2009		PSV_{33}	PSV_{38}
Lekkie zanieczyszczenia wg PN-EN 1744-1:2010		m_{LPC} 0,1	m_{LPC} 0,1
Promieniotwórczość naturalna: – $f_{2\ max}$ – $f_{2\ max}$ Bq/kg	 ≤ 1 ≤ 184	 ≤ 1 ≤ 200	 0,09 21,88
Mrozoodporność: – wg PN-EN 1367-1:2007 – w soli wg PN-EN 1367-6:2008	 F_1 $F_{NaCl\ 1}$	 F_1 $F_{NaCl\ 2}$	 F_1 $F_{NaCl\ 1}$
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3:2000, ρs			1,43

Tablica 5.9. Właściwości kruszywa grubego 2/8 wybranych kamieniołomów; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Właściwość kruszywa grubego 4/8	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D		4/8	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012	G_C90/20	G_C85/20	G_C90/10
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{25/155}$	$G_{20/15}$	$G_{20/15}$
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3:2012, kategoria nie wyższa niż: – wskaźnik płaskości – wskaźnik kształtu	 FI_{15} SI_{15}	 FI_{25} SI_{25}	 FI_{10}
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,73 2,67 2,69	 2,71 2,69 2,70	 2,71 2,69 2,70
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$ 0,2
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	f_2	f_2	$f_{0,5}$
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009	MB_{10}		$MB_{0,2}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5:2000	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2:2010	LA_{30}	LA_{30}	LA_{30}
Odporność kruszywa na polerowanie wg PN-EN 1097-8:2009		PSV_{33}	PSV_{38}
Lekkie zanieczyszczenia wg PN-EN 1744-1:2010		m_{LPC} 0,1	m_{LPC} 0,1
Promieniotwórczość naturalna: – $f_{2\ max}$ – $f_{2\ max}$ Bq/kg	 ≤ 1 ≤ 184	 ≤ 1 ≤ 200	 0,09 21,88

Mrozoodporność: – wg PN-EN 1367-1:2007 – w soli wg PN-EN 1367-6:2008	F_1 $F_{NaCl\ 1}$	F_1 $F_{NaCl\ 2}$	F_1 $F_{NaCl\ 1}$
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3:2000, ρs			1,41

Tablica 5.10. Właściwości kruszywa grubego 4/8 wybranych kamieniołomów; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Właściwość kruszywa grubego 8/16	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D		8/16	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012	G_C85/20	G_C90/20	G_C90/10
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{20/15}$	$G_{20/15}$	$G_{20/15}$
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3:2012, kategoria nie wyższa niż: – wskaźnik płaskości – wskaźnik kształtu	FI_{10} SI_{15}	FI_{25} SI_{25}	FI_{10}
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	2,73 2,67 2,69	2,72 2,69 2,70	2,71 2,70 2,71
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$ 0,4
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	f_2	f_2	$f_{0,5}$
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009	MB_{10}		$MB_{0,2}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5:2000	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2:2010	LA_{25}	LA_{30}	LA_{30}
Odporność kruszywa na polerowanie wg PN-EN 1097-8:2009		PSV_{33}	PSV_{38}
Lekkie zanieczyszczenia wg PN-EN 1744-1:2010		m_{LPC} 0,1	m_{LPC} 0,1
Promieniotwórczość naturalna: – $f_{2\ max}$ – $f_{2\ max}$ Bq/kg	≤ 1 ≤ 184	≤ 1 ≤ 200	0,09 21,88
Mrozoodporność: – wg PN-EN 1367-1:2007 – w soli wg PN-EN 1367-6:2008	F_1 $F_{NaCl\ 1}$	F_1 $F_{NaCl\ 2}$	F_1 $F_{NaCl\ 1}$
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3:2000, ρs			1,37

Tablica 5.11. Właściwości kruszywa grubego 8/16 wybranych kamieniołomów; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Właściwość kruszywa grubego 16/22	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D	16/22		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012	G_C85/20	G_C90/20	G_C90/15
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{20/15}$		
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3:2012, kategoria nie wyższa niż: – wskaźnik płaskości – wskaźnik kształtu	 FI_{10} SI_{15}	 FI_{25} SI_{25}	 FI_{10}
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,74 2,72 2,73	 2,70 2,68 2,69	 2,70 2,69 2,69
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$ 0,4
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	f_2	f_2	$f_{0,5}$
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009	MB_{10}		$MB_{0,2}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5:2000	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2:2010	LA_{30}	LA_{30}	LA_{30}
Odporność kruszywa na polerowanie wg PN-EN 1097-8:2009			PSV_{38}
Lekkie zanieczyszczenia wg PN-EN 1744-1:2010		m_{LPC} 0,1	m_{LPC} 0,1
Promieniotwórczość naturalna: – $f_{2\,max}$ – $f_{2\,max}$ Bq/kg	 ≤ 1 ≤ 184	 ≤ 1 ≤ 200	 0,09 21,88
Mrozoodporność: – wg PN-EN 1367-1:2007 – w soli wg PN-EN 1367-6:2008	 F_1 $F_{NaCl\,1}$	 F_1 $F_{NaCl\,2}$	 F_1 $F_{NaCl\,1}$
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3:2000, ρs			1,35

Tablica 5.12. Właściwości kruszywa grubego 16/22 wybranych kamieniołomów; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Na podstawie analizy właściwości kruszywa drobnego i grubego przeznaczonego do mieszanek mineralno-asfaltowych można stwierdzić, że charakteryzują się one porównywalnymi wysokimi wartościami ocenianych parametrów niezależnie od producenta.

Przedstawione kruszywa spełniają wymagania jak dla betonu asfaltowego (AC S, W, P) przeznaczonego na warstwy konstrukcyjne nawierzchni obciążonej ruchem KR1-2 oraz podbudowę i warstwę wiążąca (AC P, W) nawierzchni obciążonej ruchem KR3-6, w tym również betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS.

Właściwości kruszywa wapiennego produkowanego przez wybrane kamieniołomy (LB – Lhoist Bukowa, NM – Nordkalk Miedzianka, ZPW – Trzuskawica) do mieszanek niezwiązanych i związanych hydraulicznie zgodnie z wymaganiami WT-4 oraz WT-5 z 2010 roku zestawiono w Tablicach 5.13 i 5.14.

Właściwość kruszywa 0/31,5	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D		0/31,5	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012, kategoria nie niższa niż	G_A85	G_A90	G_A90
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	GT_A20		
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3:2012, wskaźnik płaskości, kategoria nie wyższa niż	FI_{35}	FI_{25}	FI_{15}
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,75 2,69 2,71	 2,68 2,64 2,68	 2,71 2,70 2,70
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$	
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	f_{12}	f_{10}	f_4
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009	MB_{10}	MB_{10}	$MB_{0,2}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5:2000	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2:2010	LA_{30}	LA_{30}	LA_{30}
Odporność kruszywa na ścieranie wg PN-EN 1097-1:2010	$M_{DE}35$	$M_{DE}25$	
Odporność kruszywa na polerowanie wg PN-EN 1097-8:2009		PSV_{33}	PSV_{38}
Lekkie zanieczyszczenia wg PN-EN 1744-1:2010			m_{LPC} 0,1
Promieniotwórczość naturalna: – $f_{2\,max}$ – $f_{2\,max}$ Bq/kg	 ≤ 1 ≤ 184	 ≤ 1 ≤ 200	 0,09 21,88
Mrozoodporność: – wg PN-EN 1367-1:2007 – w soli wg PN-EN 1367-6:2008	 F_1 $F_{NaCl\,1}$	 F_1 $F_{NaCl\,2}$	 F_1 $F_{NaCl\,1}$
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3:2000, ρs			1,80

Tablica 5.13. Właściwości kruszywa dla mieszanek niezwiązanych i związanych hydraulicznie 0/31,5 wybranych kamieniołomów ; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Właściwość kruszywa 0/63	LB ①	NM ②	ZPW ③
Wymiar ziaren d/D		0/63	
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012, kategoria nie niższa niż	G_A85	G_A85	G_A90
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	GT_A10	GT_A10	
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3:2012, wskaźnik płaskości, kategoria nie wyższa niż	FI_{20}	FI_{25}	FI_{15}
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,71 2,66 2,68	 2,72 2,69 2,70	 2,71 2,70 2,71
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$ 0,2
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	f_9	f_9	f_4
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009	MB_{10}	MB_{10}	$MB_{0,2}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5:2000	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2:2010	LA_{30}	LA_{30}	LA_{30}
Odporność kruszywa na ścieranie wg PN-EN 1097-1:2010	$M_{DE}35$	$M_{DE}25$	
Odporność kruszywa na polerowanie wg PN-EN 1097-8:2009			PSV_{38}
Lekkie zanieczyszczenia wg PN-EN 1744-1:2010			m_{LPC} 0,1
Promieniotwórczość naturalna: – $f_{2\,max}$ – $f_{2\,max}$ Bq/kg	 ≤ 1 ≤ 184	 ≤ 1 ≤ 200	 0,09 21,88
Mrozoodporność: – wg PN-EN 1367-1:2007 – w soli wg PN-EN 1367-6:2008	 F_1 $F_{NaCl\,1}$	 F_1 $F_{NaCl\,2}$	 F_1 $F_{NaCl\,1}$
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3:2000, ρs			1,82

Tablica 5.14. Właściwości kruszywa dla mieszanek niezwiązanych i związanych hydraulicznie 0/63 wybranych kamieniołomów ; ① LB – Lhoist Bukowa, ② NM – Nordkalk Miedzianka, ③ ZPW – Trzuskawica [81, 82, 83]

Na podstawie analizy właściwości kruszywa przeznaczonego do mieszanek niezwiązanych i związanych hydraulicznie można stwierdzić, że charakteryzują się one porównywalnymi wysokimi wartościami ocenianych parametrów niezależnie od producenta.

Przedstawione kruszywa spełniają wymagania jak dla mieszanek związanych i niezwiązanych hydraulicznie, przeznaczonych odpowiednio na podbudowę pomocniczą lub zasadniczą nawierzchni obciążonych ruchem KR1-6 oraz stabilizację podłoża gruntowego.

5.4. Zastosowanie kruszywa węglanowego do betonu asfaltowego o wysokim module sztywności AC WMS

Wprowadzenie norm unijnych umożliwiło szersze wdrożenie do krajowego wykonawstwa nowych technologii w zakresie mieszanek mineralno-asfaltowych. Jedną z nich jest beton asfaltowy o wysokim module sztywności AC WMS, z którego można wykonywać warstwę podbudowy, podbudowy i warstwę wiążącą lub tylko warstwę wiążącą konstrukcji nawierzchni dróg obciążonych przede wszystkim ruchem KR3-6.

Celem wprowadzenia tego rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej jest zapewnienie dużej odporności warstw konstrukcyjnych na powstawanie w nich odkształceń plastycznych – kolein. Należy zaznaczyć, że beton asfaltowy w wysokim module został opracowany we Francji, gdzie sprawdził się jako materiał w pracy konstrukcji nawierzchni.

Wymagania materiałowe w zakresie kruszywa pozwalają stosować w wykonawstwie betonu asfaltowego AC WMS kruszywo wapienne oraz dolomitowe charakteryzujące się parametrami spełniającymi wymagania WT-2 2010. W przypadku wapieni stosowane są kruszywa pochodzące przede wszystkim z wapieni dewońskich.

5.4.1. Projekt betonu asfaltowego o wysokim module sztywności

W celu oceny przydatności kruszywa wapiennego do betonu asfaltowego AC WMS zastosowano dwa rodzaje kruszywa wapiennego pochodzącego z regionu świętokrzyskiego, które oznaczono WD i DL oraz w celach kontrolnych kruszywo diabazowe DZ.

Zaprojektowany beton asfaltowy AC WMS był o uziarnieniu do 16 mm, przeznaczony na warstwę wiążącą nawierzchni obciążonej ruchem KR3-6.

Opracowano program badań dotyczący oceny przydatności kruszywa wapiennego do betonu asfaltowego, który polegał na:
– opracowaniu mieszanek mineralno-asfaltowych wg WT-2 2010,
– oznaczeniu podstawowych parametrów fizyko-mechanicznych zgodnie z WT-2 2010,
– badaniu odporności na oddziaływanie wody i mrozu wg AASHTO T283,
– oznaczeniu odporności na spękania niskotemperaturowe wg PANK 4302.

Istotnym elementem badań było określenie nie tylko normowych właściwości betonu asfaltowego AC WMS, ale również w rozszerzonym zakresie odporności na oddziaływanie wody i mrozu, w związku z tym zastosowano procedury AASHTO T283 oraz PANK 4302.

Zastosowane kruszywa spełniały wymagania przewidziane przez WT-1 2010 jak dla betonu asfaltowego o wysokim module AC WMS. Przy czym właściwości ich były na porównywalnym poziomie. W Tablicy 5.15 zestawiono zbadane właściwości kruszywa grubego o uziarnieniu 8/16.

Właściwość kruszywa grubego 8/16	WD ①	DL ②	DZ ③
Wymiar ziaren d/D	8/16		
Uziarnienie wg PN-EN 933-1:2012	G_C90/10	G_C90/20	G_C90/10
Tolerancja uziarnienia PN-EN 13043:2004, odchylenia nie większe niż wg kategorii	$G_{20/15}$	$G_{20/15}$	$G_{20/15}$
Kształt kruszywa wg PN-EN 933-3:2012, kategoria nie wyższa niż: – wskaźnik płaskości – wskaźnik kształtu	 FI_{10} SI_{20}	 FI_{25} SI_{25}	 FI_{10}
Gęstość ziaren [Mg/m³] wg PN-EN 1097:2002: – objętościowa, ρ_a – wysuszonych w suszarce, ρ_{sd} – nasyconych i powierzchniowo osuszonych, ρ_{ssd}	 2,73 2,67 2,69	 2,72 2,69 2,70	 2,82 2,80 2,79
Nasiąkliwość WA_{24} [%] wg PN-EN 1097-6	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$	$WA_{24}1$ 0,4
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1:2012	f_2	f_2	$f_{0,5}$
Jakość pyłów wg PN-EN 933-9:2009	MB_{10}	MB_{10}	$MB_{0,2}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej wg PN-EN 933-5:2000	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$	$C_{100/0}$
Odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2:2010	LA_{25}	LA_{30}	LA_{30}
Odporność kruszywa na polerowanie wg PN-EN 1097-8:2009	PSV_{37}	PSV_{40}	PSV_{42}
Lekkie zanieczyszczenia wg PN-EN 1744-1:2010	m_{LPC} 0,1	m_{LPC} 0,1	m_{LPC} 0,1
Mrozoodporność: – wg PN-EN 1367-1:2007 – w soli wg PN-EN 1367-6:2008	 F_1 $F_{NaCl\ 2}$	 F_1 $F_{NaCl\ 2}$	 F_1 $F_{NaCl\ 1}$

Tablica 5.15. Wybrane właściwości kruszywa grubego 8/16; ① wapień dewoński, ② wapień dolomitowy, ③ kruszywo diabazowe

W oparciu o wykonaną analizę sitową kruszywa zaprojektowano mieszanki mineralne badanych betonów asfaltowych. Jako lepiszcze zastosowano asfalt PMB 10/40-65. Natomiast zawartość asfaltu B_{min} została określona z uwzględnieniem wymagań przedstawionych w WT-2 2010. Uwzględniono również wpływ zjawiska adsorpcji asfaltu przez kruszywo węglanowe, zwiększając ilość lepiszcza o 0,2%.

Mieszanki mineralne oraz zawartość asfaltu starano się zaprojektować na podstawie kolejnych oznaczeń w ten sposób, aby zawartość wolnych przestrzeni w badanych betonach asfaltowych AC WMS była zbliżona do siebie, wówczas jest możliwe porównywanie ich właściwości. Skład ramowy badanych betonów asfaltowych AC WMS, które oznaczono symbolami, tak jak rodzaj stosowanego kruszywa, zestawiono w Tablicach 5.16, 5.17 i 5.18.

Składnik betonu AS WMS WD	Mieszanka [%]	
	mineralna	mineralno-asfaltowa
Kruszywo grube 8/16	30	28,5
Kruszywo grube 2/8	34	32,2
Kruszywo drobne 0/4	32	30,3
Kruszywo wypełniające	4	3,8
Asfalt PMB 10/40-65, w tym: – rozpuszczalny – adsorbowany przez kruszywo		5,2 5,0 0,2
Środek adhezyjny w stosunku do asfaltu		0,2

Tablica 5.16. Skład ramowy betonu asfaltowego AS WMS WD

Składnik betonu AS WMS DL	Mieszanka [%]	
	mineralna	mineralno-asfaltowa
Kruszywo grube 8/16	29	27,4
Kruszywo grube 2/8	35	33,2
Kruszywo drobne 0/4	30	28,4
Kruszywo wypełniające	4	3,8
Asfalt PMB 10/40-65, w tym: – rozpuszczalny – adsorbowany przez kruszywo		5,2 5,0 0,2
Środek adhezyjny w stosunku do asfaltu		0,2

Tablica 5.17. Skład ramowy betonu asfaltowego AS WMS DL

Składnik betonu AS WMS DZ	Mieszanka [%]	
	mineralna	mineralno-asfaltowa
Kruszywo grube 8/16	29	27,5
Kruszywo grube 2/8	35	33,2
Kruszywo drobne 0/4	31	29,5
Kruszywo wypełniające	5	4,8
Asfalt PMB 10/40-65		5,0
Środek adhezyjny w stosunku do asfaltu		0,3

Tablica 5.18. Skład ramowy betonu asfaltowego AS WMS DZ

Pomimo, że kruszywo wapienne charakteryzuje się bardzo dobrą adhezją z asfaltem, to w mieszankach mineralno-asfaltowych zastosowano płynny środek adhezyjny. Zadaniem jego było zmniejszenie lepkości asfaltu PMB 10/40-65. W ten sposób nastąpiło usprawnienie procesu otaczania ziaren kruszywa wapiennego, w czasie wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej, w wyniku czego nastąpiło zmniejszenie zawartości wolnych przestrzeni w betonie asfaltowym.

Na zaprojektowanych mieszankach mineralno-asfaltowych wykonano niezbędne badania w celu określenia ich właściwości zgodnie z wymaganiami WT-2 2010. Przy czym w celu zapewnienia jednorodności wyników oznaczeń, do badań przyjęto tylko próbki, w których zawartość wolnych przestrzeni zawierała się w przedziale (V -2s; V +2s), gdzie: V - średnia wartość wolnych przestrzeni w betonie asfaltowym, s - odchylenie standardowe. Właściwości zaprojektowanych betonów asfaltowych na warstwę wiążącą AC WMS zestawiono w Tablicy 5.19.

Właściwość betonu AC WMS W PMB 10/40-65	Rodzaj betonu asfaltowego AC WMS			Wymaganie WT-2 2010 ruch KR3-6
	WD ①	DL ②	DZ ③	
Zawartość wolnych przestrzeni V_m wg PN-EN 12697-8	3,2	3,1	3,0	$V_{min2,0}$ - $V_{max4,0}$
Odporność na działanie wody wg PN-EN 12697-12	88,1	87,2	85,6	$ITSR_{80}$
Odporność na deformacje trwałe wg PN-EN 12697-22: – WTS_{AIR} – PRD	 0,13 7,21	 0,11 7,03	 0,09 6,87	 $WTS_{AIR\ 0,15}$ $PRD_{Deklarowana}$
Sztywność wg PN-EN 12697-26 ④	14846	15103	15674	$S_{min\ 14000}$
Odporność na zmęczenie ④ wg PN-EN 12697-24: – ilość cykli w badaniu – szkoda zmęczeniowa	130 10^6 8,35	130 10^6 8,22	130 10^6 8,03	e_6-130

Tablica 5.19. Właściwości betonu asfaltowego AC WMS W PMB 10/40-65; ① wapień dewoński, ② wapień dolomitowy, ③ kruszywo diabazowe, ④ kategoria 4PB-PR, +10°C, częstotliwość 10 Hz

Dokonując oceny zaprojektowanych betonów asfaltowych AC WMS, można stwierdzić, że ich właściwości są porównywalne.

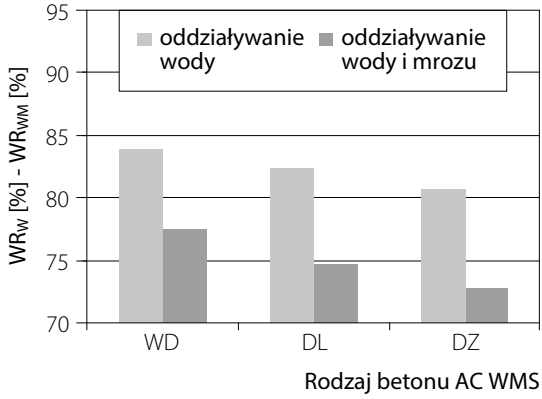
Zastosowanie kruszywa wapiennego (dwa rodzaje WD i DL) oraz kruszywa diabazowego (DZ) pozwoliło uzyskać beton asfaltowy AC WMS o porównywalnych właściwościach. Przy czym należy zaznaczyć, że wykorzystanie kruszywa diabazowego wpłynęło na większą odporność betonu asfaltowego AC WMS DZ na powstawanie deformacji trwałych, sztywność oraz szkodę zmęczeniową. Natomiast betony asfaltowe AC WMS DL i WD charakteryzują się większą odpornością na oddziaływanie wody, niż kiedy stosowano kruszywo diabazowe,

co najprawdopodobniej jest wynikiem bardzo dobrej adhezji asfaltu do kruszywa wapiennego oraz wystąpienia adsorpcji na granicy kontaktu asfalt – powierzchnia ziaren kruszywa.

5.4.2. Odporność na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego AC WMS

Istotnym elementem badań wpływu kruszywa wapiennego na właściwości betonu asfaltowego AC WMS była ocena jego odporności na oddziaływanie wody i mrozu. Przy czym należy zaznaczyć, że przewidziany przez normę PN-EN 13043 wskaźnik ITSR nie w pełni charakteryzuje się tą właściwością. W związku z tym, rozszerzono program badań o wymagania AASHTO T283 [23] oraz PANK 4203 [16].

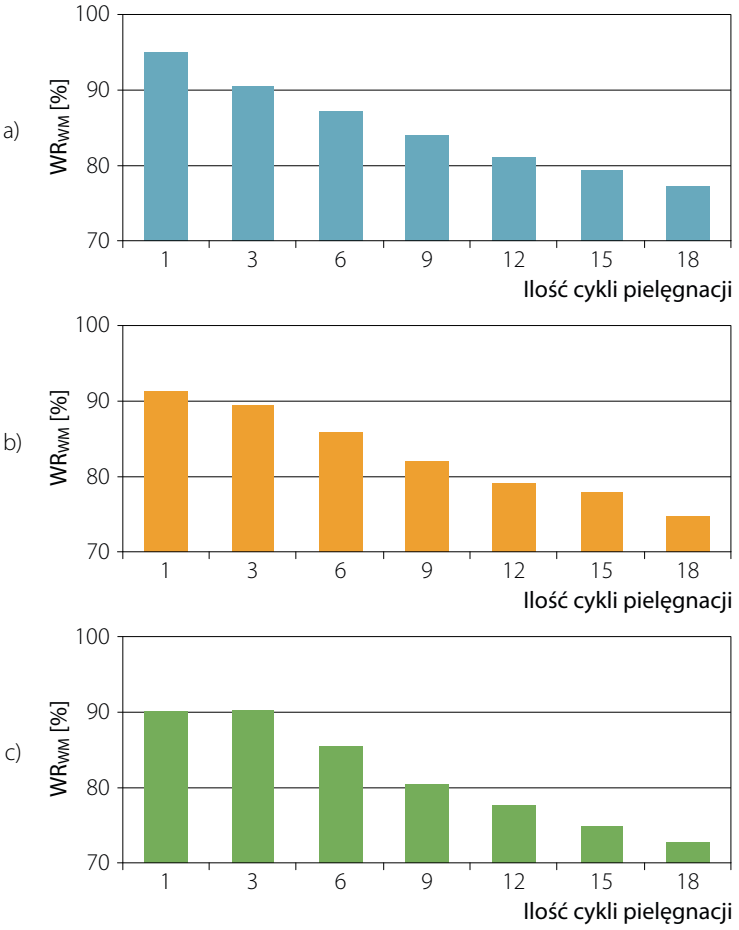
Ocenę odporności na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego wg AASHTO T283 wykonano zgodnie z metodyką przedstawioną w Rozdziale 2.3.2. Natomiast zgodnie z wymaganiami PANK 4302 uznaje się, że warstwa asfaltowa jest odporna na spękania niskotemperaturowe, jeżeli wytrzymałość na pośrednie rozciąganie określona w temperaturze -2°C jest mniejsza od 4,8 MPa. Wyniki badań odporności na oddziaływanie wody oraz wody i mrozu badanych betonów asfaltowych AC WMS przedstawiono na Rys. 5.2.



Rys. 5.2. Odporność na czynniki klimatyczne betonu asfaltowego AC WMS wg AASHTO T283

Dokonując analizy rezultatów badań odporności na oddziaływane wody oraz wody i mrozu betonu asfaltowego AC WMS można stwierdzić istotny wpływ rodzaju zastosowanego rodzaju kruszywa na tę charakterystykę. Największą odpornością charakteryzuje się beton asfaltowy AC WMS WD, który zawiera kruszywo z wapienia dewońskiego. Tego rodzaju kruszywo zapewniło bardzo dobrą adhezję ze stosowanym asfaltem PMB 10/40-65 oraz w wyniku adsorpcji asfaltu nastąpił proces wzmocnienia warstwy powierzchniowej ziaren kruszywa. Wystąpienie tych dwóch czynników zapewniło odporność ziaren kruszywa wapiennego na oddziaływanie wody i mrozu, a w konsekwencji betonu asfaltowego. Podobne zjawisko wystąpiło w przypadku stosowania kruszywa dolomitowego w betonie asfaltowym AC WMS DL, lecz mniej intensywnie ze względu na mniejszą zawartość węglanu wapnia w kruszywie. Najmniej odporny na oddziaływanie wody i mrozu jest

beton asfaltowy AC WMS DZ, zawierający w swoim składzie kruszywo diabazowe. Przy czym należy zaznaczyć, że spełnia on stawiane przez normę AASHTO T283 wymagania w zakresie charakterystyk WR_W i WR_{WM}. Pomimo, że kruszywo diabazowe charakteryzuje się wyższymi właściwościami mechanicznymi niż kruszywo z wapienia dewońskiego czy dolomitu, to łatwiejszy kontakt jego powierzchni z czynnikami destrukcyjnymi (wodą i mrozem) spowodował największą utratę odporności na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego AC WMS DZ.



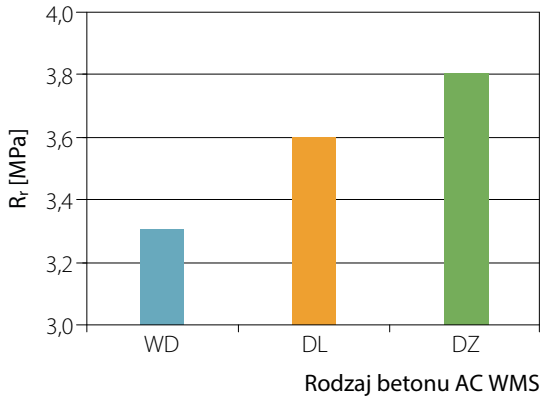
Rys. 5.3. Wpływ ilości cykli pielęgnacji na odporność betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i mrozu wg AASHTO T283: a) AC WMS WD, b) AC WMS DL, c) AC WMS DZ

Istotnym czynnikiem wpływającym na trwałość konstrukcyjnych warstw asfaltowych jest nie tylko ich końcowa odporność na oddziaływanie wody i mrozu, lecz również intensywność tego procesu w czasie. W tym celu wykonano badania odporności na oddziaływanie

wody i mrozu badanych betonów asfaltowych wg AASHTO T283 po 1, 3, 6, 9, 12, 15 i 18 (końcowa ilość cykli) cyklach pielęgnacji. Rezultaty oznaczeń przedstawiono na Rys. 5.3.

Dokonując analizy odporności na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego AC WMS można zauważyć interesującą zależność. Praktycznie do połowy ilości cykli zamrażania-odmrażania zarówno beton asfaltowy AC WMS DL jak i AC WMS charakteryzują się odpornością na oddziaływanie wody i mrozu na tym samym poziomie. Dopiero po 9 cyklach pielęgnacji można stwierdzić, że bardziej odpornym na te czynniki destrukcyjne jest beton asfaltowy AC WMS DL zawierający kruszywo dolomitowe. Tendencja ta pozostaje do końca procesu badawczego. Natomiast beton asfaltowy AC WMS WD w całym zakresie cykli pielęgnacji wykazuje największą odporność na oddziaływanie wody i mrozu. Analizując przebieg zmienności odporności na oddziaływanie wody i mrozu badanych betonów asfaltowych AC WMS można stwierdzić, że zmiana tej charakterystyki przebiega w sposób praktycznie liniowy, co jest korzystne z uwagi na pracę warstwy konstrukcyjnej w czasie eksploatacji nawierzchni drogi.

Rezultaty wykonanych badań betonu asfaltowego AC WMS w zakresie odporności na spękania niskotemperaturowe według PANK 4302 przedstawiono na Rys. 5.4.



Rys. 5.4. Odporność na spękania niskotemperaturowe betonu asfaltowego AC WMS wg PANK 4302

Badane betony asfaltowe AC WMS spełniają kryterium odporności na spękania niskotemperaturowe wg PANK 4302. Należy jednak zaznaczyć, że rodzaj kruszywa w istotny sposób wpływa na tę charakterystykę. Zastosowanie kruszywa z wapienia dewońskiego zapewnia największą odporność betonu asfaltowego AC WMS WD na spękania niskotemperaturowe, ponieważ charakteryzuje się on najmniejszą wartością wytrzymałości na pośrednie rozciąganie. Natomiast zastosowanie kruszywa diabazowego w betonie asfaltowym AC WMS DZ wpływa najmniej korzystnie na badaną charakterystykę, przy czym jego „zapas" wytrzymałości na pośrednie rozciąganie jest duży, ponieważ wynosi 1 MPa w stosunku do wartości granicznej. Wykorzystanie kruszywa dolomitowego zapewnia natomiast pośrednią odporność na spękania niskotemperaturowe betonu asfaltowego AC WMS DL w porównaniu z zastosowaniem kruszywa z wapienia dewońskiego i diabazu.

5.4.3. Wpływ starzenia na właściwości betonu asfaltowego AC WMS

Istotnym czynnikiem wpływającym na trwałość mieszanki mineralno-asfaltowej jest jakość zastosowanego asfaltu oraz zmiana jego właściwości w procesie oddziaływania wysokiej temperatury. Upłynniony asfalt w wyniku podgrzania go do wysokiej temperatury około 140°C jest transportowany z rafinerii do wytwórni mieszanek asfaltowych. Następnie składowany jest w zbiornikach, w których również jest podgrzewany. W czasie wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej, w celu obniżenia lepkości asfaltu, podgrzewa się go do temperatury około 160°C, która jest uzależniona od jego rodzaju. Oddziaływanie wysokiej temperatury powoduje starzenie asfaltu, w wyniku którego odparowują lotne związki z lepiszcza i staje się ono kruche. Tym samym następuje obniżenie właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej. Ten etap starzenia lepiszcza nazywany jest starzeniem produkcyjnym.

W czasie realizacji Strategicznego Programu Badań Drogowych (SHRP) w USA została opracowana laboratoryjna procedura badawcza (STOA), która pozwala prognozować zmianę właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej w czasie tego etapu starzenia.

Natomiast w czasie eksploatacji nawierzchni, w wyniku oddziaływania radiacji słonecznej oraz pozostałych czynników klimatycznych, występuje starzenie technologiczne, które zachodzi w materiałach asfaltowych wbudowanych w warstwę ścieralną nawierzchni. Procedura badawcza w tym zakresie (LTOA) została również opracowana w ramach SHRP.

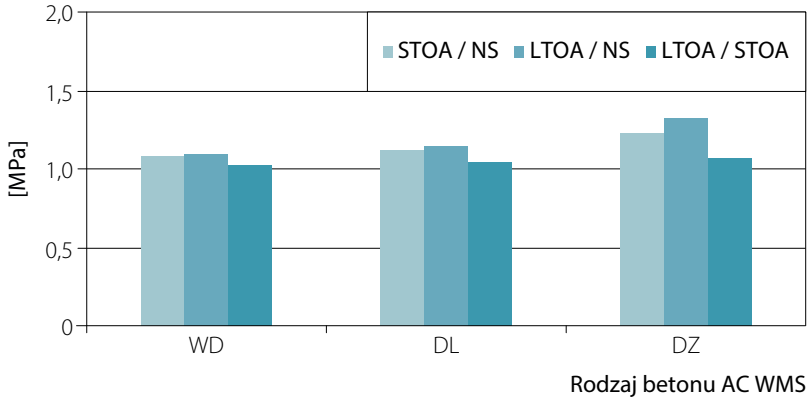
W związku ze stosowaniem do betonu asfaltowego AC WMS lepiszcza PMB 10/40-6520/30, celowe jest określenie wpływu przede wszystkim starzenia krótkoterminowego (STOA) na jego właściwości. Starzenie eksploatacyjne – długoterminowe w przypadku mieszanki mineralno-asfaltowej wbudowanej poniżej warstwy ścieralnej praktycznie nie występuje, ponieważ warstwa wiążąca czy podbudowy nie jest bezpośrednio poddana oddziaływaniu radiacji słonecznej i innych czynników klimatycznych.

Pogram oceny wpływu starzenia na właściwości betonu asfaltowego AC WMS polegał na określeniu w temperaturze 25°C zmiany takich właściwości jak:
- moduł sztywności [MPa],
- wytrzymałość na pośrednie rozciąganie [MPa] według procedury STOA oraz w celu kompleksowej oceny również LTOA.

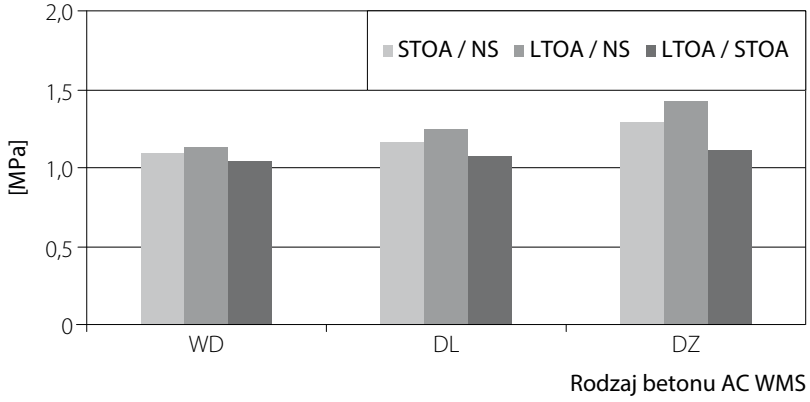
Miarą starzenia ocenianych parametrów betonu asfaltowego AC WMS są wskaźniki modułu i wytrzymałości, które są stosunkiem wartości tych parametrów po starzeniu do ich wartości przed starzeniem. Oczywiście wraz ze wzrostem ich wartości następuje intensyfikacja procesu starzenia. Wyniki średnie badania modułu sztywności sprężystej oraz wytrzymałości na pośrednie rozciąganie betonów asfaltowych AC WMS po starzeniu zestawiono w Tablicy 5.20. Natomiast średnie wartości wskaźników starzenia betonu asfaltowego AC WMS w zakresie modułu sztywności przedstawiono na Rys. 5.5, a wytrzymałości na pośrednie rozciąganie na Rys. 5.6.

Rodzaj betonu asfaltowego	Moduł sztywności [MPa]			Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie [MPa]		
	NS ①	STOA	LTOA	NS ①	STOA	LTOA
AC WMS WD	5830	6296	6413	1,62	1,78	1,85
AC WMS DL	5962	6677	6916	1,66	1,86	1,93
AC WMS DZ	6201	7689	8247	1,69	2,20	2,43

Tablica 5.20. Zestawienie średnich wyników modułu sztywności oraz wytrzymałości na pośrednie rozciąganie betonów asfaltowych AC WMS z badań starzenia w temperaturze 25°C; ① próbki niestarzone



Rys. 5.5. Średnie wartości wskaźników starzenia modułu sztywności z badania betonu asfaltowego AC WMS



Rys. 5.6. Średnie wartości wskaźników wytrzymałości na pośrednie rozciąganie z badania betonu asfaltowego AC WMS

Można zaobserwować, wyraźną tendencję zachodzących zmian starzeniowych, której efektem jest usztywnienie betonów asfaltowych AC WMS. Przy czym oddziaływanie krótkotrwałe

wysokiej temperatury (135°C) powoduje wzrost sztywności betonu asfaltowego AC WMS od 8 do 24 % w przypadku modułu sztywności oraz od 10 do 30% dla wytrzymałości na pośrednie rozciąganie. Intensywność procesu starzenia uzależniona jest od rodzaju zastosowanego kruszywa. Najmniejsze usztywnienie betonu asfaltowego AC WMS występuje, kiedy zostało zastosowane kruszywo z wapienia dewońskiego, a następnie dolomitu. Natomiast największy wzrost sztywności można zaobserwować w przypadku zastosowania kruszywa z diabazu.

Analizując zmianę parametrów betonu asfaltowego AC WMS po starzeniu długoterminowym, można zauważyć, że przyrost ich wartości jest mniejszy niż po procesie starzenia krótkoterminowego. Wartości wskaźnika starzenia LTOA/STOA zmieniają się w zakresie od 1,02 do 1,07 w przypadku modułu sztywności oraz od 1,04 do 1,11 dla wytrzymałości na rozciąganie pośrednie. Przy czym najmniejszy jest wpływ starzenia długoterminowego na beton asfaltowy AC WMS zawierający kruszywo z wapienia dewońskiego, następnie dolomitu i diabazu.

Reasumując, można stwierdzić, że zastosowanie kruszywa z wapienia dewońskiego wpłynęło na ograniczenie oddziaływania procesu starzenia na właściwości betonu asfaltowego AC WMS. Istotną rolę w tym zakresie odegrał mineralogiczny skład skały wapiennej, z której pozyskano kruszywo. Duża zawartość węglanu wapnia $CaCO_3$ zapewniła bardzo dobrą adhezję z asfaltem mieszanki mineralno-asfaltowej oraz wzmocnienie warstwy powierzchniowej ziaren kruszywa w wyniku adsorpcji asfaltu, w związku z czym nastąpiło ograniczenie procesu starzenia betonu asfaltowego AC WMS DL. Natomiast proces starzenia najbardziej zaistniał w przypadku betonu asfaltowego AC WMS DZ, zawierającego kruszywo diabazowe, charakteryzujące się znacznie mniejszą zawartością węglanu wapnia niż kruszywo z wapienia dewońskiego czy dolomitu.

Zastosowanie kruszywa z wapienia dewońskiego wpływać będzie na ograniczenie procesu usztywniania betonu asfaltowego AC WMS WD w czasie procesu starzenia, tym samym warstwa konstrukcyjna i cała nawierzchnia będzie bardziej trwała, ponieważ w dłuższym okresie jej właściwości będą ulegały tylko małym zmianom.

5.5. Przykłady zastosowania kruszywa wapiennego do betonu asfaltowego AC WMS

Pozytywne właściwości kruszywa wapiennego pozwoliły na jego zastosowanie do wykonawstwa betonu asfaltowego o wysokim module AC WMS, przeznaczonego na warstwy konstrukcyjne dwóch największych inwestycji na drogach krajowych regionu świętokrzyskiego, jakimi są modernizacja obwodnicy Kielc i obwodnica Jędrzejowa.

Modernizacja obwodnicy Kielc wykonana jest w ciągu drogi ekspresowej S7 o obciążeniu ruchem KR6 i posiada parametry dwujezdniowej drogi ekspresowej. W ramach tej inwestycji droga biegnąca od węzła Kielce Północ do węzła Chęciny wyposażona została

w drugą jezdnię po zachodniej stronie już istniejącego odcinka na długości 22,7 km. Istotnym elementem inwestycji jest również przebudowa węzłów drogowych w Jaworzni, Chęcinach i Kostomłotach (Niewachlowie). Szczególne znaczenie ma wykonanie węzła w Kostomłotach, który jest największy tzw. zespolony i pierwszym w regionie świętokrzyskim węzłem na skrzyżowaniu dwóch dróg ekspresowych S7 i S74. O rozmiarach inwestycji może świadczyć jej zakres, polegający na wykonaniu ponad 30 obiektów inżynierskich, do których należy zaliczyć: 18 wiaduktów, 9 mostów, 2 miejsca obsługi podróżnych, 4 przejścia dla pieszych i 3 samodzielne przejścia dla zwierząt dużych.

Na nowo budowanej jezdni obwodnicy Kielc konstrukcja nawierzchni składa się z podbudowy oraz warstwy wiążącej z betonu asfaltowego o wysokim module AC WMS o uziarnieniu od 0 do 16 mm. Jako kruszywo drobne oraz grube zastosowano kruszywo wapienne z regionu świętokrzyskiego. Natomiast jako lepiszcze zastosowano asfalt 20/30. Intensyfikacja robót w tym zakresie nastąpiła w 2012 roku. Postęp robót drogowych na obwodnicy Kielc przedstawiono na Fot. 5.14.

Fot. 5.14. Realizacja odcinka drogi ekspresowej S7: a) widok odcinka drogi S7 z przejściem górą dla zwierząt, b) węzeł Jaworznia (zachodnia jezdnia z warstwą wiążącą z AC WMS) , c) odcinek S7 w kierunku węzła Chęciny (warstwa wiążąca AC WMS na jezdni prawej), d) podbudowa z AC WMS (Fot. M. Iwański)

W latach 2010-2012 została wybudowana północna obwodnica Jędrzejowa o obciążeniu ruchem KR6 w ciągu drogi krajowej 78 Szczekociny – Jędrzejów – Chmielnik, która posiada

dwie jezdnie o parametrach GP (drogi głównej o ruchu przyspieszonym). Jej łączna długość wynosi prawie 8 kilometrów. Połączyła ona miejscowość Prząsław z węzłem kieleckim na istniejącej już wschodniej obwodnicy Jędrzejowa w ciągu drogi ekspresowej S7. Istotnym elementem inwestycji było wykonanie licznych obiektów inżynierskich zapewniających bezkolizyjny ruch. Do jednych z najważniejszych z nich można zaliczyć: wiadukt nad drogą powiatową Prząsław – Tyniec, wiadukt nad obwodnicą w ciągu drogi powiatowej Jędrzejów – Lasków, węzeł na skrzyżowaniu obwodnicy z nowym przebiegiem drogi wojewódzkiej 728, wiadukt w ciągu obwodnicy nad istniejącą drogą wojewódzką 728 Jędrzejów – Grójec, wiadukt w ciągu obwodnicy nad linią kolejową Warszawa – Kraków, wiadukt nad obwodnicą w ciągu ulicy Kieleckiej, jako część węzła zespolonego na skrzyżowaniu drogi ekspresowej S7 i drogi krajowej 78.

Natomiast w konstrukcji nawierzchni przewidziano wykonanie podbudowy i warstwy wiążącej z betonu asfaltowego o wysokim module AC WMS. Materiały te wykonane zostały z wapiennego kruszywa drobnego i grubego, które posłużyło do wykonania AC WMS 16 P 20/30 i AC WMS 16 W 20/30. Prace drogowe w tym zakresie wykonano w 2012 roku. Zakres zrealizowanych robót obwodnicy północnej Jędrzejowa przedstawiono na Fot. 5.15.

Fot. 5.15. Fragment zakresu robót obwodnicy północnej Jędrzejowa: a) widok węzła Jędrzejów, b) odcinek DK 78 od węzła Jędrzejów, c) odcinek DK 78 w kierunku Zabrza, c) podbudowa AC WMS (Fot. M. Iwański)

6. Bibliografia

[1] Boynton R.S., Chemistry and Technology of Lime and Limestone, 2nd ed., Wiley--Interscience, New York (USA), 1980

[2] Brylicki W., Derdacka-Grzymek A., Gawlicki M., Małolepszy J., Olejarz J., Technologia budowlanych materiałów wiążących. Część 1. Wapno i Gips, Wydanie III, Wydawnictwa Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa, 1992

[3] Chądzyński J., Wapno hydratyzowane – historia, właściwości i zastosowanie, www.izolacje.com.pl/artykul

[4] Czarnecki L., Łukowski P., Spoiwa wapienne – historia, stan obecny i perspektywy, Materiały Budowlane Nr 10/2008, s. 3-7

[5] Cyske W., Kluska I., Porównanie właściwości wybranych środków do stabilizacji gruntów na budowie autostrady A1, Drogi i Mosty Nr 1, 2007, s. 5-16

[6] Gawlik M., Dobre wapno z pieców Maerza, Materiały Budowlane Nr 10/2008, s. 12-13

[7] Gąsiorowski S., Wapno do lamusa?, Materiały Budowlane Nr 10/2008, s. 8-9

[8] Ghouse M., Al-Abdul Wahhab H.I., Mechanistic evaluation of hedmanite and lime modified asphalt concrete mixtures, J. Materials in Civil Engineering 10(3), 1998, p. 153-160

[9] Grabowski W., Wilanowicz J., Struktura wypełniaczy wapiennych a ich właściwości usztywniające w zaczynach asfaltowych, Drogownictwo, Nr 12, 1997, s. 378-382

[10] Grabowski W., Wilanowicz J., The research into structural influence of the lime fillers on their stiffening properties in mastics. Proceedings of 2nd International Conference Modern Technologies in Highway Engineering, Poland, Poznań, 6-7 September, 2001, p. 337-346

[11] Hao P., Hachiya Y., Moisture susceptibility of asphalt mixture and effectiveness of anti-stripping additives, Proc. Japan Soc. Civil Engineers 61(746), 2003, p. 265-273

[12] Harrington E.C., The desirability function, Industrial Quality Control, Vol. 4, p. 494-498

[13] Hicks R.G, Scholz T.V., Life Cycle Cost for Lime in Hot Mix Asphalt, 3 vol., National Lime Association, Arlington (Virginia, USA), 2003

[14] Hopman P.C., Hydroxide in Filler, Netherlands Pavement Consulting Report no 97316, Netherlands Pavement Consulting, 1998

[15] Iwański M., The influence of technological process on properties of asphalt concrete, Proceedings 3rd International Conference Civil Engineering and Environmental, Lithuania, 1998, p. 9-14

[16] Iwański M., Kruszywo kwarcytowe do mieszanek mineralno-asfaltowych, Materiały Budowlane Nr 11/2000, s. 55-

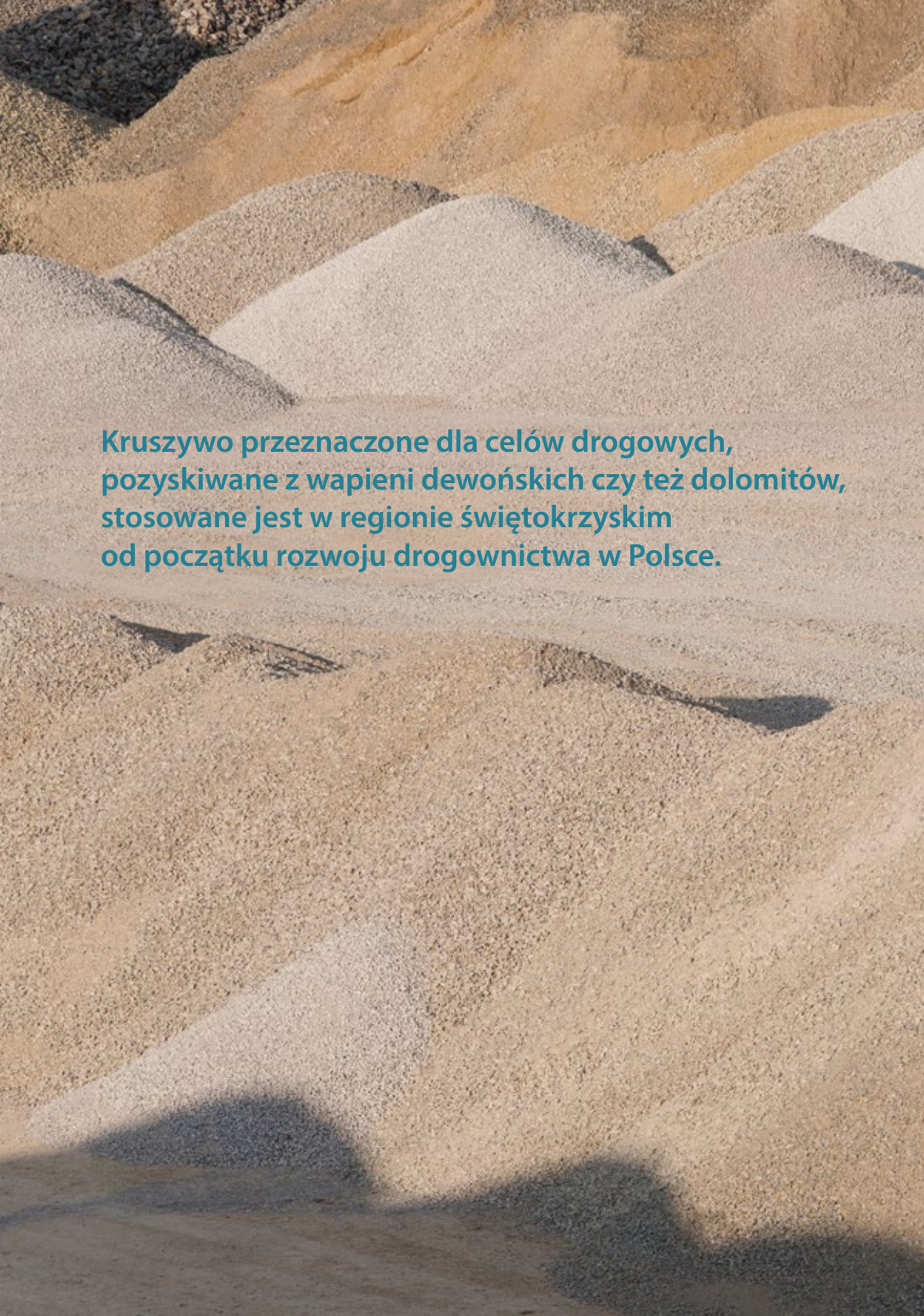
[17] Iwański M., Wpływ wapna hydratyzowanego na właściowści fizyko-mechaniczne betonu asfaltowego, IX International Conference Durable and Safe Roads Pavements, Kielce, Poland, 6-7 May 2003, p. 77-84

[18] Iwański M., Buczyński P., Wpływ rodzaju spoiwa na osuszanie gruntów spoistych, Autostrady 3/2010, s. 22-28
[19] Iwański M., Trwałość nawierzchni SMA z dodatkiem wapna hydratyzowanego, Autostrady 5/2012, s. 104-110
[20] Iwański M., Adsorpcja asfaltu przez kruszywo w mieszance mineralno-asfaltowej, Drogownictwo 9/2012, s. 290-296
[21] Iwański M., Dobrowolski A., Wpływ długotrwałego oddziaływania wysokiej temperatury na właściwości betonu asfaltowego, Drogownictwo 8/1994, s. 177-180
[22] Iwański M., Urwie N.B., Asfaltobeton kak kompozycjonnyj materiał, Moskiewski Instytut Samochodowo-Drogowy (Państwowy Uniwersytet Techniczny) – Politechnika Świętokrzyska, Moskwa, 2007, 648 p.
[23] Judycki J., Jaskuła P., Badania odporności betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i mrozu, Drogownictwo 12/1997, s. 374-378
[24] Judycki J., Jaskuła P., Badania oddziaływania wody i mrozu na betony asfaltowe o zwiększonej odporności na deformacje trwałe, Drogownictwo12/1999, s. 367-371
[25] Judycki J., Jaskuła P., Badania odporności betonu asfaltowego zawierającego wapno hydratyzowane na działanie wody i mrozu, V Międzynarodowa Konferencja Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe, Kielce 11-12 maja 1999, s. 111-118
[26] Jaskuła P., Niszczące oddziaływanie wody i mrozu na mieszanki mineralno-asfaltowe – przegląd literatury, Drogi i Mosty 4/2004, s. 5-44
[27] Kalabinska M., Piłat T., Technologia materiałów i nawierzchni drogowych, WKiŁ, Warszawa, 1985, 237 s.
[28] Karoliew I.W., Puti ekonomii bituma w dorożnom stroitielstwie, Transport, Moskwa, 1986, 147 s.
[29] Kennedy T.W., Use of Hydrated Lime in Asphalt Paving Mixtures, National Lime Association Bulletin 325, 1984
[30] Kennedy T. W., Roberts F. L., Lee K. W., Evaluation of moisture susceptibility of asphalt mixtures using the Texas freeze-thaw pedestal test, Proc. Association Asphalt Paving Technologists 51, 1982, pp. 327-341
[31] Kennedy T.W., Pin W.V., An evaluation of effectiveness of antistripping additives in protecting asphalt mixtures from moisture damage, Proc. Association Asphalt Paving Technologists 60, 1991, pp. 230-263
[32] Kim O.K., Bell C.A., Hicks R.G.,The effect of moisture on the performance of asphalt mixtures, ASTM Special Technical Publication 899, American Society for Testing and Materials, Philadelphia (Pennsylvania, USA), 1985, pp. 51-77
[33] Kozłowski S., Mojsiejenko A., Rogaliński J., Rusinowski Z., Wrona H., Żak Cz., Surowce mineralne województwa kieleckiego, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa, 240 s.
[34] Kozłowski S., Surowce skalne Polski, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa, 1986, 538 s.
[35] Lesueur D., The colloidal structure of bitumen: Consequences on the rheology and on the mechanism of bitumen modification, Advances Colloid Interface Science 145, 2009, pp. 42-82
[36] Little D.N., Epps J.A., The Benefits of Hydrated Lime in Hot Mix Asphalt, National Lime Association, Arlington (Virginia, USA), 2001

[37] Little D.N., Petersen J.C., Unique effects of hydrated lime filler on the performance--related properties of asphalt cements. Physical and chemical interactions revisited, Materials in Civil Engineering 17(2), 2005, p. 207-219
[38] Lewicki P., Praktyczne aspekty ulepszania podłoża gruntowego pod nawierzchnie lotniskowe spoiwem Silment CQ-25, Drogownictwo 1/2008, s. 26-28
[39] Luszawski S., Wojdanowicz S., Nowoczesne nawierzchnie drogowe, WKiŁ, Warszawa, 1977, 462 s.
[40] Luxemburg F., Lime Hydrate as an Additive to Improve the Adhesion of Bitumen to the Aggregates, II International Conference Durable and Save Road Pavements, Poland, Kielce, 15-16 May 1996, p. 296-302
[41] McNichols D., Paving the Way: Asphalt in America, National Asphalt Pavement Association, Lanham (Maryland, USA), 2005
[42] Maupin Jr G.W., Effectiveness of Antistropping Additives in the Field, Report VTRC 96-R5, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville (USA), 1995
[43] Petersen J.C., Plancher H., Harnsberger P.M., Lime treatment of asphalt to reduce age hardening and improve flow properties, Proc. Association Asphalt Paving Technologists 56, 1987, p. 632-653
[44] Piasta Z., Lenarcik A., Methods of statistical multi-criteria optimization. Optimization Methods for Material Design of Cement-based Composites, E & FN Spon. London, New York, 1998, p. 45-59
[45] Piłat J., Wpływ właściwości mączek mineralnych na kształtowanie cech technicznych kompozytów mineralno-asfaltowych, Prace naukowe Politechniki Warszawskiej, Nr 126/1994, 98 s.
[46] Piłat J., Kalabińska M., Radziszewski P., Mieszanki mineralno-asfaltowe z dodatkiem miału gumowego i wapna hydratyzowanego, Materiały Budowlane 11/2000, s. 60-62
[47] Piłat J., Radziszewski P., Nawierzchnie asfaltowe, WKŁ, Warszawa, 2010, 540 s.
[48] Plancher H., Green E.L., Petersen J.C., Reduction of oxidation hardening of asphalts by treatment with hydrated lime – a mechanistic study, Proc. Association Asphalt Paving Technologists 45, 1976, p. 1-24
[49] Polewska B., Wpływ rodzaju kruszywa na szorstkość nawierzchni asfaltowe. Drogownictwo 7/1989, s. 129-130
[50] Sainton A., Puiatti D., Walter D., Modification du bitumen et des enrobes bitumineux par ajout de chaux hydrate, Revue Generale des Routes et Aerodromes 770, 1999, p. 3-10
[51] Schellenberg K., Eulitza H.J., Verbesserung von Asphalteigenschaften durch Einsatz von Kalkhydrat., Bitumen 1/1999, p. 17-20
[52] Sebaaly P.E., Little D.N., Epps J.A., The Benefits of Hydrated Lime in Hot Mix Asphalt, National Lime Association, Arlington (Virginia, USA), 2006
[53] Sewing D., Verbesserung von Asphaltbelagen mit Kalkhydrat, Neue Ergebnisse aus dem Glarnerland, Strasse und Verkehr 5, May 2006, pp. 19-22
[54] Stefańczyk B., Beton asfaltowy, Politechnika Szczecińska, Szczecin, 1990
[55] Stefańczyk B., Mieczkowski, Mieszanki mineralno-asfaltowe,WKiŁ,Warszawa, 2009
[56] Stroup-Gardiner M., Epps J.A., Effect of lime on asphalt concrete performance, Proc. American Soc. Civil Engineers Materials Congress, August 1990, USA, p. 921-930

[57] Sybilski D., Mechowski T., Ocena trwałości mieszanek mineralno-asfaltowych z różnymi kruszywami, Warszawa, Prace IBDiM 3-4/1998, p. 63-107
[58] Sybilski D., Mechowski T., Właściwości przeciwpoślizgowe nawierzchni a technologia wykonania warstwy ścieralnej, Prace IBDiM 3-4/1998, p. 109-143
[59] Tylman E., Technologia materiałów i nawierzchni drogowych, WKiŁ, Warszawa, 1989, 678 s.
[60] Verhasselt A., Verhelst F., Sainton A., Modification du bitumen et des enrobes bitumineux par ajout de chaux hydratée, Proc. 19eme Congres Belge de la Route, Genval, September 2001
[61] Verhasselt A., Puiatti D., Effect of hydrated lime on ageing behaviour of bituminous mastics, Proc. 3rd Euroasphalt and Eurobitume Congress, Vienna, vol. 1, paper 108, 2004, p. 746-756
[62] Westfal L., Skały węglanowe Polski, Renowacje i zabytki 3/2007, s. 147-158
[63] Wisneski M.L., Chaffin J.L., Davison R.R., Bullin J.A., Glover C.J., Use of lime in recycling asphalt, Transportation Research Record 1535, 1996, p. 117-123
[64] ASTM D. 4867. Standard Test Method for Effect of Moisture on Asphalt Paving Mixtures, Annual Book of ASTM Standards vol. 04.03.1995, p. -86
[65] Dz. U. Nr 43. Rozporządzenie Nr 430 Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dn. 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie
[66] Instrukcja pomiaru tekstury nawierzchni za pomocą piasku kalibrowanego, Prace IBDiM 4/1977, Warszawa, s. 85-91
[67] Kruszywo, wypełniacz, wapno. Poradnik drogowo-budowlany, Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego, Kraków, 2012, 51 s.
[68] Największe atrakcje województwa świętokrzyskiego, Regionalna Organizacja Turystyczna Województwa Świętokrzyskiego, Kielce, 2012, 35 s.
[69] PIARC, Use of Modified Bituminous Binders, Special Bitumen's and Bitumen's with Additives in Road Pavements, Routes/Roads 303, 1999
[70] Raport dla Stowarzyszenia Przemysłu Wapienniczego – Badania dotyczące wykorzystania wapna w procesie stabilizacji i osuszania gruntów spoistych, Politechnika Świętokrzyska, Kielce, 2009, 53 s.
[71] System Oceny Stanu Nawierzchni, GDDP, Warszawa, 2001, 8 s.
[72] Warunki Techniczne Wykonania Warstwy Podbudowy z Mieszanki Mineralno-Cementowo-Emulsyjnej (M-C-E), Prace IBDiM 61/1999, 44 p.
[73] Zasady wykonania nawierzchni z mieszanki SMA (ZW-SMA 95), Prace IBDiM 49/1995, Warszawa, 20 p.
[74] WT-1. Wymagania Techniczne. Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach publicznych, Warszawa, 2008
[75] WT-1. Wymagania Techniczne. Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach krajowych, GDDKiA, 2010
[76] WT-2. Wymagania Techniczne. Nawierzchnie Asfaltowe Drogowe i Lotniskowe, 2008
[77] WT-2. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne, GDDKiA, Warszawa, 2010

[78] Zestaw pomiarowy do badania przyczepności nawierzchni drogowych – SRT-3, IBDiM, Warszawa, 1992, 16 p.
[79] www.fart-kielce.pl
[80] www.trakt.kielce.pl
[81] www. lhoist.pl
[82] www.nordkalk.com
[83] www.trzuskawica.pl
[84] www.umkielce.pl
[85] www.budar.com.pl
[86] PN-B-11112:1996. Kruszywa mineralne. Kruszywa łamane do nawierzchni drogowych
[87] PN-S-96025:2000. Drogi samochodowe i lotniskowe. Nawierzchnie asfaltowe
[88] PN-EN 13043. Kruszywa do mieszanek bitumicznych i powierzchniowych utrwaleń stosowanych na drogach, lotniskach i innych
[89] PN-EN 13108. Mieszanki mineralno-asfaltowe
[90] PN-S-06102:1997. Drogi samochodowe. Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie
[91] PN-S-96023:1984. Konstrukcje drogowe. Podbudowa i nawierzchnia z tłucznia kamiennego
[92] PN-S-96011:1998. Drogi samochodowe. Stabilizacja gruntu wapnem do celów drogowych
[93] PN-S-02205:1998. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania
[94] PN-B-04452:1974. Grunty budowlane. Badania polowe
[95] PN-B-04481:1988. Grunty budowlane. Badania próbek gruntu
[96] PN-B-02480:1986. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów
[97] PN-EN 197-1:2002. Cement powszechnego użytku
[98] Aprobata Techniczna IBDiM AT/2006-03-2077. Cement portlandzki popiołowy CEM II/B-V 32,5, Warszawa, 2006
[99] PN-EN 459-1:2010. Wapno budowlane. Wymagania
[100] Aprobata Techniczna IBDiM AT/2002-04-1296, Warszawa, 2002
[101] Aprobata Techniczna IBDiM AT/2008-03-1588, Warszawa, 2008
[102] Aprobata Techniczna IBDiM AT/2005-03-1866, Warszawa, 2005
[103] PN-EN 196-3:2006. Metody badania cementu. Część 3: Oznaczanie czasów wiązania i stałości objętości



Kruszywo przeznaczone dla celów drogowych, pozyskiwane z wapieni dewońskich czy też dolomitów, stosowane jest w regionie świętokrzyskim od początku rozwoju drogownictwa w Polsce.

Fragment recenzji Prof. Piotra Nity na temat monografii Prof. Marka Iwańskiego

„Jest to obecnie jedyna, nowoczesna i szeroko przedstawiona monografia poświęcona nawierzchniom podatnym, w których wykorzystuje się skały osadowe. Przedstawia kompleksowe opracowanie problematyki kruszyw stosowanych w budowie podatnych nawierzchni drogowych. Wnikliwa analiza własności skał osadowych i sposób pozyskiwania z nich kruszywa, metody projektowania mieszanki mineralno-asfaltowej i aspekty wykonawcze, są niezwykle wartościowymi wskazówkami praktycznymi. To cenny materiał dydaktyczny dla projektantów drogowych tras komunikacyjnych, studentów uczelni technicznych na kierunku budownictwo drogowe, wykonawców robót oraz pracowników naukowo-badawczych."

Piotr Nita
Profesor Instytutu Technicznego
Wojsk Lotniczych w Warszawie

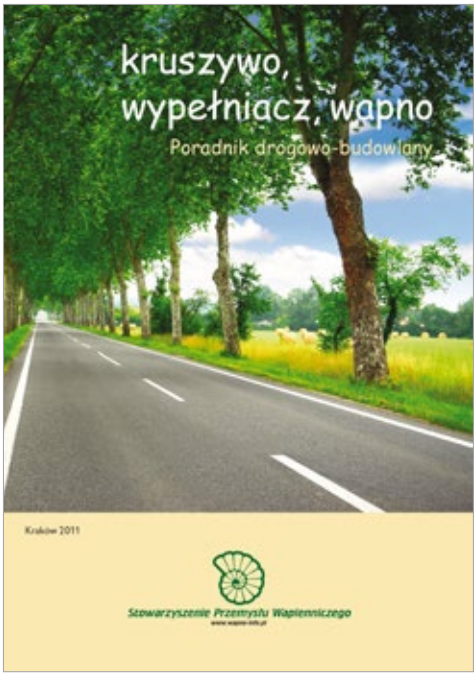
Zapraszamy do zapoznania się z pełną treścią recenzji na stronie **www.wapno-info.pl**

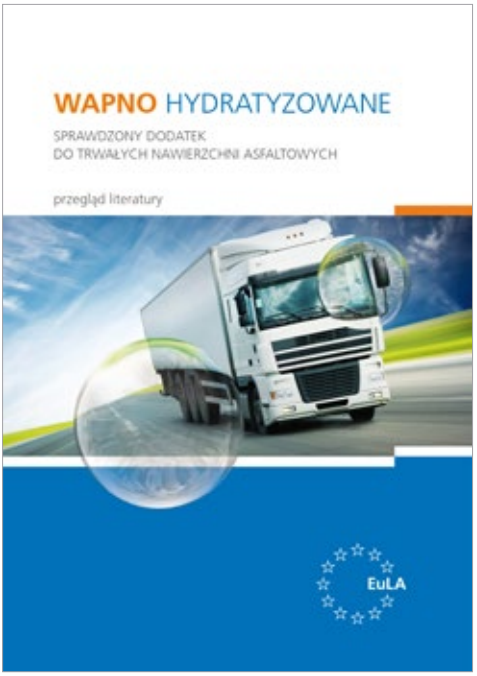
Wapno od lat stosowane jest z dużym powodzeniem w wielu gałęziach przemysłu. Największe zapotrzebowanie na produkty wapiennicze mają : budownictwo i produkcja materiałów budowlanych, drogownictwo, rolnictwo, ochrona środowiska, przemysły chemiczny, szklarski, ceramiczny, papierniczy, hutnictwo oraz górnictwo.

Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego zrzesza wiodących producentów branży wapienniczej w Polsce. Propaguje i wspiera rozwój wiedzy o zastosowaniu produktów wapienniczych oraz badania w tym kierunku. Specjalnie powołane zespoły robocze aktywnie uczestniczą w rozwijaniu wiedzy o produktach wapienniczych i ich zastosowaniach głównie na rynku budownictwa, drogownictwa i rolnictwa.

Wynikiem współpracy zespołu drogowego z ośrodkami naukowymi zajmującymi się inżynierią drogową, są publikacje wydane przez SPW w latach 2005-2013.

Zapraszamy na **www.wapno-info.pl**


kruszywo, wypełniacz, wapno
Poradnik drogowo-budowlany
Kraków 2011
Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego


WAPNO HYDRATYZOWANE
SPRAWDZONY DODATEK
DO TRWAŁYCH NAWIERZCHNI ASFALTOWYCH
przegląd literatury
EuLA

Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego
Kruszywa węglanowe

Marek Iwański urodził się w 1958 r. w Kielcach, gdzie w 1982 r. ukończył studia na Wydziale Budownictwa Lądowego Politechniki Świętokrzyskiej w specjalności: drogi, ulice i lotniska. Stopień doktora nauk technicznych uzyskał w 1990 r., a doktora habilitowanego w 2004 r. Profesorem Politechniki Świętokrzyskiej został w 2006 r.

Obecnie kieruje Katedrą Inżynierii Komunikacyjnej oraz pełni funkcję dziekana Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach. Autor licznych ekspertyz, opracowań, prac badawczych i publikacji w dziedzinie budowy dróg w kraju i za granicą. Promotor czterech obronionych rozpraw doktorskich z zakresu innowacyjnych technologii drogowych. Posiada uprawnienia do kierowania robotami drogowymi.

ISBN 978-83-925644-2-3

Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego
www.wapno-info.pl

Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego
ul. Toruńska 5, 30-056 Kraków
tel. 12 626 18 76, fax 12 626 28 87
info@wapno-info.pl, www.wapno-info.pl