



**Wydział Budownictwa**

**Katedra Dróg i Mostów**

**LECHOSŁAW GRABOWSKI**

**BEATA STANKIEWICZ**

**MODERNIZACJA NAWIERZCHNI DROGOWYCH**

**I MOSTOWYCH**



*Skrypt dla studentów specjalności drogowo-mostowej*

## Spis treści

Rozdział 1. MIESZANKI MINERALNO-ASFALTOWE	
Właściwości, projektowanie, wytwarzanie, wykonywanie nawierzchni .....	7
1.1. Wprowadzenie .....	7
1.2. Mieszanki mineralno-asfaltowe w drogownictwie .....	7
1.2.1. Podstawowe pojęcia .....	7
1.2.1.1. Mieszanki mineralne .....	8
1.2.1.2. Mieszanki mineralno-asfaltowe .....	8
1.2.1.3. ASFALTY drogowe .....	9
1.2.2. Dodatki i modyfikatory do asfaltów drogowych i mieszanek mineralno-asfaltowych .....	12
1.2.2.1. ASFALTY modyfikowane polimerami .....	12
1.2.2.2. Lepiszczka gumowo-asfaltowe .....	13
1.2.2.3. Modyfikacja asfaltu dodatkiem soli organometalicznej (Chemcrete) .....	13
1.2.2.4. Środki adhezyjne .....	14
1.2.3. Wypełniacz .....	14
1.2.4. Kruszywa drogowe .....	16
1.3. Czynniki wpływające na właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych .....	17
1.3.1. Skład i właściwości zastosowanych materiałów .....	18
1.3.2. Proces produkcyjny .....	20
1.3.2.1. Budowa wytwórni mieszanek bitumicznych .....	21
1.3.2.2. Optymalne temperatury produkcji .....	26
1.3.2.3. Metody kontroli produkcji .....	27
1.3.2.4. Przesypy oraz wilgotność kruszywa .....	27
1.3.3. Załadunek i transport mieszanki mineralno-asfaltowej .....	27
1.3.4. Rozkładanie mieszanek mineralno-asfaltowych .....	29
1.3.4.1. Warunki pogodowe .....	29
1.3.4.2. Skropienia międzywarstwowe .....	29
1.3.4.3. Wbudowywanie mieszanek bitumicznych .....	30
1.3.4.4. Zagęszczanie mieszanek bitumicznych .....	31
1.4. Przykład projektowania mieszanki mineralno-asfaltowej .....	33
1.4.1. Opis wybranego odcinka drogi .....	33
1.4.2. Wymagania stawiane nowej nawierzchni .....	34
1.4.3. Opracowanie recepty laboratoryjnej dla wybranej warstwy nawierzchni .....	36

1.4.3.1. Dobór rodzaju kruszywa wchodzącego w skład mieszanki mineralnej .....	36
1.4.3.2. Projekt mieszanki mineralnej .....	38
1.4.3.3. Oznaczenie gęstości objętościowej poszczególnych kruszyw ...	44
1.4.3.4. Wyznaczenie zawartości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej .....	45
1.4.3.5. Wykonanie próbek Marshalla .....	47
1.4.3.6. Oznaczenie gęstości strukturalnej mieszanki mineralno-asfaltowej .....	48
1.4.3.7. Oznaczenie stabilności oraz odkształcenia metodą Marshalla	50
1.4.3.8. Oznaczenie gęstości objętościowej mieszanki mineralno-asfaltowej .....	54
1.4.3.9. Obliczenie zawartości wolnej przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej .....	56
1.4.3.10. Obliczenie zawartości przestrzeni wypełnionej lepiszczem ....	56
1.4.3.11. Zestawienie wartości wyznaczonych metodą Marshalla .....	57
1.4.3.12. Oznaczenie modułu sztywności pełzania .....	58
1.4.4. Odcinek próbny .....	59
Literatura rozdziału 1 .....	65
Rozdział 2 WYBRANE BADANIA LABORATORYJNE MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH	
Przygotowanie próbek, przebieg badań .....	67
2.1. Badanie pełzania .....	67
2.1.1. Odkształcenie jednostkowe .....	68
2.1.2. Moduł sztywności .....	68
2.1.3. Badanie pełzania dynamicznego .....	69
2.2. Badania właściwości MMA w rozciąganiu pośrednim .....	71
2.2.1. Badanie modułu sztywności (sprężystej) na próbce cylindrycznej (IT-CY) .....	71
2.2.2. Badanie wytrzymałości na rozciąganie pośrednie ITS .....	73
2.2.3. Badanie koleinowania .....	74
2.2.3.1. Koleinomierz duży .....	75
2.2.3.2. Koleinomierz mały .....	75
2.3. Badanie odporności na niską temperaturę .....	77
2.3.1. Badanie rozciągania prostego .....	77
2.3.2. Badanie skurczu ograniczonego .....	78

2.4. Badanie odporności na działanie wody .....	78
2.5. Badanie odporności na zmaczenie .....	79
Literatura rozdziału 2 oraz przywołane normy .....	80
Rozdział 3 NAWIERZCHNIE MOSTÓW DROGOWYCH .....	83
3.1. Zadania i cechy nawierzchni obiektu drogowego .....	83
3.2. Materiały do nawierzchni .....	84
3.3. Rodzaje nawierzchni na obiektach mostowych .....	85
3.4. Szorstkość jako najważniejszy czynnik zapewniający bezpieczeństwo nawierzchni .....	86
3.5. Przykład nowoczesnej nawierzchni na obiekcie mostowym .....	94
Literatura rozdziału 3 .....	96
Rozdział 4. WYBRANE METODY POMIARU ORAZ SYSTEMY OCENY NOŚNOŚCI I STANU TECHNICZNEGO JEZDNI DROGOWYCH .....	97
4.1. System Utrzymania Nawierzchni (SUN) .....	97
4.1.1. Cele Systemu Utrzymania Nawierzchni .....	97
4.1.2. Zasady tworzenia SUN i jego elementy .....	97
4.1.3. Bank Danych Drogowych .....	98
4.1.4. Modele żywotności nawierzchni .....	100
4.1.5. Zasady planowania i optymalizacji zabiegów utrzymaniowych .....	101
4.2. Optymalizacja SUN .....	101
4.2.1. Warunki optymalizacji SUN .....	101
4.2.2. Odcinki testowe .....	103
4.3. Program badań DOT .....	104
4.3.1. Zakres badań .....	104
4.3.2. Metodyka badań i przykłady .....	104
4.3.3. Podsumowanie pierwszej serii badań okresowych wykonanych w 1992 r. ....	106
4.4. System oceny nośności nawierzchni .....	109
4.4.1. Pomiar ugięć nawierzchni podatnych ugięciomierzem belkowym Benkelmana (BB) .....	109
4.4.2. Pomiar ugięć nawierzchni ugięciomierzem dynamicznym FWD .....	112
4.4.3. Porównanie wartości ugięć BB i FWD .....	115
4.5. System oceny stanu nawierzchni (SOSN) .....	115
4.5.1. Stan spękań i stan powierzchni .....	115

4.5.2. Równość podłużna .....	118
4.5.3. Głębokość kolein .....	121
4.5.4. Wyznaczenie zabiegów remontowych .....	127
4.6. Inne wybrane badania przeprowadzane w celu oceny stanu technicznego nawierzchni drogowych .....	129
4.6.1. Metody badań parametrów technicznych podłoża .....	129
Literatura rozdziału 4 .....	139
Rozdział 5 NOWOCZESNE TENDENCJE W DOBORZE WARSTWY ŚCIERALNEJ	
Asfalt porowaty, wytwarzanie popularnej mieszanki SMA, stosowanie asfaltu twardolanego i piaskowego, asfalty modyfikowane .....	141
5.1. Beton asfaltowy porowaty .....	141
5.1.1. Wprowadzenie .....	141
5.1.2. Zalecenia stosowania porowatego betonu asfaltowego według normy PN-EN 13108-7 .....	143
5.2. Wytworzenie mieszanki SMA (mastyksu grysowego) i wykonanie warstwy nawierzchni .....	156
5.3. Wytwarzanie asfaltu twardolanego i wykonanie warstwy nawierzchni .....	158
5.4. Wytwarzanie mieszanki z asfaltu piaskowego i wbudowanie jej w warstwie nawierzchni .....	159
5.5. Asfalty modyfikowane .....	160
Literatura rozdziału 5 .....	160

# Rozdział 1. MIESZANKI MINERALNO-ASFALTOWE

## Właściwości, projektowanie, wytwarzanie, wykonywanie nawierzchni [15]

### 1.1. WPROWADZENIE

W Polsce i na świecie zdecydowaną większość nawierzchni drogowych stanowią nawierzchnie asfaltowe. Konstrukcja nawierzchni jest wymuszona obciążeniem drogi ruchem, lokalizacją, panującymi warunkami atmosferycznymi, jak również takimi czynnikami jak ekologia, prawo, koszty inwestycji. Spełnienie wymagań stawianych przed daną nawierzchnią wiąże się ściśle z budową warstw konstrukcji i poszczególnymi parametrami tych warstw.

Najważniejszymi ze stawianych wymagań dla nawierzchni są zapewnienie odpowiedniej wytrzymałości na wszelkiego rodzaju deformacje, zmniejszenie powstawania rys i kolein, a co za tym idzie redukcja prowadzenia kosztownych remontów dróg. Ważnym czynnikiem jest dobra przyczepność, która umożliwia krótszą drogę hamowania i zabezpiecza przed tzw. aquaplaningiem, co pozytywnie wpływa na bezpieczeństwo na drodze. Zmniejszenie emisji hałasu ruchu samochodowego zapewnia większy komfort mieszkańcom sąsiadującym z daną drogą.

Nawierzchnia jest warstwą lub zespołem warstw, służących do przejmowania i rozkładania obciążeń od ruchu na podłoże oraz zapewniających dogodne warunki ruchu. Konstrukcja nawierzchni asfaltowych najczęściej oparta jest na kilku warstwach podbudowy wykonanych z mieszanek mineralno-asfaltowych. Chcąc zapewnić budowę warstw nawierzchni spełniających stawiane przed nimi wymagania, należy odpowiedzieć na pytanie: *które z czynników i w jaki sposób wpływają na właściwości fizykomechaniczne oraz użytkowe mieszanek mineralno-asfaltowych?*

### 1.2. MIESZANKI MINERALNO-ASFALTOWE W DROGOWNICTWIE

#### 1.2.1. Podstawowe pojęcia

Przed przystąpieniem do określenia istotnych właściwości wpływających na cechy mieszanek mineralno-asfaltowych należy zapoznać się z najważniejszymi pojęciami związanymi z tym zagadnieniem. W związku z tym na podstawie dostępnej literatury zdefiniowano niżej wymienione pojęcia.

### 1.2.1.1. Mieszanki mineralne [2]

*Mieszanka mineralna (MM)* – to zbiór dobranych w odpowiednich proporcjach składników kamiennych (grysów, mialu, wypełniacza).

Podział mieszanek mineralnych.

*Mieszanki typu makadamowego* – składają się z jednofrakcyjnych warstw kruszywa układanych na sobie w kolejności od największej do najmniejszej, klinujących się nawzajem. Przykładem takiej mieszanki jest podbudowa tłuczniowa.

*Mieszanka typu betonowego* (o uziarnieniu ciągłym) – jest to mieszanka, w której następuje stopniowy, ciągły przyrost zawartości poszczególnych składników, coraz grubszych frakcji (ziarna mniejsze wypełniają wolne przestrzenie między większymi ziarnami).

*Mieszanki typu pośredniego* (o uziarnieniu nieciągłym) – jest to mieszanka, w której pomiędzy ziarna o największym rozmiarze zmieszczą się ziarna mniejsze, w taki sposób, aby przestrzenie między nimi uzupełnić, ale nie rozepchnąć.

Uziarnienie mieszanek mineralnych związane jest z wymiarami ziaren kruszywa. Ze względu na maksymalny wymiar ziaren kruszywa mieszanki mineralne dzieli się na:

- drobnoziarniste  $\leq 6,3$  mm #
- średnioziarniste  $\leq 6,3 - 16$  mm #
- gruboziarniste  $\leq 16 - 25$  (31,5) mm #

### 1.2.1.2. Mieszanki mineralno-asfaltowe [1], [2]

*Mieszanka mineralno-asfaltowa (MMA)* – jest zestawioną według proporcji ustalonych laboratoryjnie mieszaniną kruszywa, wypełniacza i lepiszcza. Materiałem wiążącym jest asfalt – materiał otrzymywany w rafineriach z przeróbki ropy naftowej.

Kruszywo jako drugi składnik MMA tworzy szkielet mineralny, który dzięki tarcu wewnętrznemu i wzajemnemu zaklinowaniu ziaren ma za zadanie przeciwstawiać się odkształceniom nawierzchni. W zależności od rodzaju warstwy nawierzchni stanowi ono powyżej 85% materiału mieszanki mineralno-asfaltowej i co za tym idzie, stanowi o jej jakości oraz ma wpływ na trwałość.

Kolejnym składnikiem jest wypełniacz, który razem z asfaltem tworzy zaprawę wiążącą ziarna mieszanki mineralnej. Zapewnia to wodoszczelność i mrozoodporność MMA.

Mieszanki mineralno-asfaltowe można podzielić ze względu na:

- a) uziarnienie mieszanki mineralnej
  - mieszanki typu betonowego: beton asfaltowy (BA), asfalt lany (AL) oraz asfalt piaskowy (AP)
  - mieszanki typu makadamowego

- mieszanki typu pośredniego: mastyks grysowy (SMA), mieszanki o nieciągłym uziarnieniu (MNU)
- b) konieczność zagęszczania – tj. zagęszczane (np. beton asfaltowy, mastyks grysowy SMA, mieszanki o nieciągłym uziarnieniu) oraz niezagęszczane (np. asfalt lany)
- c) zawartość wolnej przestrzeni mieszanki mineralno-asfaltowej dzieli się na mieszanki o strukturze:
  - zamkniętej, o zawartości wolnych przestrzeni od 1,5 do 4%
  - częściowo zamkniętej, o zawartości wolnych przestrzeni od 4,5 do 8%
  - dla mieszanek takich jak asfalt lany zawartość wolnych przestrzeni wynosi poniżej 1%; są to mieszanki szczelne, czyli o strukturze zamkniętej
- d) miejsce w nawierzchni (np. w warstwie ścieralnej).

Konstrukcja nawierzchni bitumicznych składa się zazwyczaj z trzech warstw – warstwy ścieralnej, wiążącej, podbudowy zasadniczej (albo warstwy wyrównawczej zlokalizowanej na istniejącej konstrukcji jezdni, która pełni rolę podbudowy).

Warstwa ścieralna – górna warstwa konstrukcji nawierzchni – jej zadaniem jest nadanie nawierzchni drogowej cech powierzchniowych, takich jak szorstkość, komfort jazdy oraz zabezpieczenie nawierzchni przed czynnikami atmosferycznymi. Warstwa ścieralna może być również warstwą konstrukcyjną. Na warstwę ścieralną nawierzchni należy stosować mieszanki o strukturze zamkniętej, lecz gwarantujące odpowiednią szorstkość nawierzchni.

Warstwa wiążąca – jest warstwą konstrukcyjną – odpowiada za przekazywanie naprężeń na podbudowę. Na warstwę wiążącą należy stosować mieszanki o dużej stabilności i małej odkształcalności, ponieważ jest to warstwa, w której często występują maksymalne wartości naprężeń odpowiedzialnych za koleinowanie.

Warstwa podbudowy zasadniczej – dolna część konstrukcyjna nawierzchni służyca do przenoszenia obciążeń od ruchu na podłoże. Głównie znajdują tutaj zastosowanie betony asfaltowe o strukturze częściowo zamkniętej, zazwyczaj jednak o grubszym uziarnieniu niż w warstwach wiążących.

### 1.2.1.3. Asfalty drogowe [9], [14]

Asfalt jest najcięższą frakcją ropy naftowej i otrzymuje się go poprzez jej przerób.

Właściwości asfaltu jako lepszca termoplastycznego są funkcją temperatury i czasu obciążenia. Zależnie od rodzaju asfaltu, warunków obciążenia i temperatury asfalt może występować w trzech podstawowych stanach: lepkim, lepkosprężystym i sprężystym.

Wraz ze zmianą temperatury i czasu obciążenia zmienia się konsystencja asfaltu. Znajomość konsystencji jest niezbędna do określenia najkorzystniejszych warun-



ków związanych z transportem, pompowaniem, składowaniem lepiszcza oraz wytwarzaniem (transportem, rozścielaniem i zagęszczaniem) mieszanki mineralno-asfaltowej, a także eksploatacją nawierzchni drogowej.

Zakres temperatur, przy których należy określić właściwości lepiszcza, składa się z dwóch sfer: sfery temperatur eksploatacyjnych i strefy temperatur technologicznych.

Sferę temperatur eksploatacyjnych w Polsce przyjmuje się około  $-40^{\circ}\text{C}$  (najniższa temperatura powietrza) do około  $80^{\circ}\text{C}$  (najwyższa temperatura normalnie eksploatowanej nawierzchni).

Strefa temperatur technologicznych obejmuje zakres od około  $90 - 100^{\circ}\text{C}$  (najniższa temperatura zagęszczania MMA) do około  $180 - 220^{\circ}\text{C}$  (temperatura wytwarzania MMA).

Wpływ lepiszcza na zachowanie się nawierzchni bitumicznej zależy od jego właściwości :

- a) w wysokiej temperaturze - ze względu na odporność na odkształcenia trwałe (koleiny) oraz urabialność,
- b) w niskiej temperaturze:
  - ze względu na spękania, w średnich temperaturach eksploatacyjnych,
  - ze względu na zniszczenie zmęczeniowe pod wpływem ruchu samochodowego.

### **Podstawowe właściwości asfaltu [2]**

*Penetracja* – jest jedną z miar konsystencji asfaltu (twardość). Większa wartość penetracji oznacza bardziej miękki asfalt. Według wyników penetracji w temperaturze  $25^{\circ}\text{C}$  norma dzieli asfalty drogowe na rodzaje.

*Lepkość asfaltu* – jest to tarcie wewnętrzne między cząsteczkami przy przesuwaniu się jednej warstwy asfaltu względem drugiej (jest to opór płynięcia cieczy).

Im wyższa temperatura asfaltu, tym mniejsza jest jego lepkość.

Z tej zależności wyznacza się temperatury pompowania asfaltu, otaczania nim kruszywa i zagęszczania nawierzchni.

*Adhezja asfaltu* – inaczej „przyleganie” – jest to powstanie połączenia między warstwami powierzchniowymi dwóch ciał (stałych lub ciekłych) doprowadzonych do kontaktu.

Głównym zadaniem asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej jest trwałe spojenie ziaren kruszywa. Słabe połączenie ziaren, także na skutek słabego przylegania asfaltu do kruszywa, (czyli właśnie adhezji), prowadzi do szybszego zniszczenia nawierzchni.

Rozróżnia się dwa rodzaje adhezji:

- a) adhezję bierną – oznaczającą zdolność lepiszcza do zwilżania suchego kruszywa,
- b) adhezję czynną – oznaczającą zdolność lepiszcza do otaczania wilgotnego kruszywa.

Do czynników wpływających na adhezję zalicza się:

- a) stopień zawilgocenia kruszywa,
- b) zapylenie kruszywa,
- c) mikrotekstura ziaren kruszywa,
- d) uziarnienie mieszanki mineralnej,
- e) stopień kwasowości kruszywa,
- f) właściwości fizykochemiczne asfaltu.

*Kohezja asfaltu* – jest to oddziaływanie cząsteczkowe między dwiema częściami tej samej substancji stałej. Wartość kohezji wpływa na odporność danego ciała na określone deformacje (np. rozciąganie).

W odniesieniu do asfaltów, kohezja jest utożsamiana z ciągliwością, czyli zdolnością lepiszcza do przenoszenia naprężeń rozciągających.

Kohezja asfaltu ma szczególne znaczenie w niskich temperaturach, kiedy asfalt usztywnia się i kurczy. W nawierzchniach, w których zastosuje się asfalt o niedostatecznej ciągliwości, wzrośnie podatność nawierzchni na spękania.

Badanie ciągliwości wykonuje się nie tylko w jednej temperaturze, ale w kilku, odpowiednio dobranych temperaturach – w zależności od penetracji asfaltu.

W 2002 r. przyjęto w Polsce nową normę europejską dotyczącą asfaltów drogowych PN-EN 12591:2002 [N3]. Norma zawiera główny podział na rodzaje asfaltów drogowych (tab. 1.1).

Tabela 1.1.

Podział rodzajowy asfaltów drogowych

Właściwość	Rodzaj asfaltu						
	20/30	35/50	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330
Penetracja w 25°C, 0,1mm	20÷30	35÷50	50÷70	70÷100	100÷150	160÷220	250÷330
Temp. mięknięcia, °C	55÷63	50÷58	46÷54	43÷51	39÷47	35÷43	30÷38

W praktyce drogowej tzw. asfalty konwencjonalne nie zawsze spełniają oczekiwania projektantów oraz użytkowników dróg. W wyniku potrzeb stworzono asfalty specjalne, które między innymi zwiększają trwałość użytkową nawierzchni, poprawiają estetykę oraz w większym stopniu ujmują aspekty ekologiczne. Do tego typu asfaltów należą:

- a) asfalt wielorodzajowy (typu multigrade) – otrzymywany w procesie technologicznym z ropy naftowej, lecz ze specjalnie dobranych składników. Podstawowymi cechami przy zastosowaniu asfaltu wielorodzajowego w nawierzchni drogowej jest podwyższona odporność na deformacje trwałe, przy jednoczesnym zachowaniu znacznej odporności na spękania niskotemperaturowe. W Polsce asfalt wielorodzajowy występuje pod nazwą UNIBIT 35/50 (aprobata techniczna załącznik nr 1) lub Bitrex 35/50, 50/70,
- b) asfalty kolorowe – specjalnie skomponowane, sztuczne lepiszcze o właściwościach porównywalnych z asfaltem drogowym o podobnej twardości. Lepiszczka takie można barwić dodatkiem pigmentów stosowanych np. do barwienia betonowych kostek brukowych. Asfalty kolorowe są stosowane przy wykonywaniu warstw ścieralnych, ze względów estetycznych, ale także ze względu bezpieczeństwa ruchu,
- c) asfalty niskotemperaturowe – są asfaltami zawierającymi dodatkowe składniki obniżające lepkość asfaltu w wyższych temperaturach. Składnikami tymi są woski syntetyczne, których niewielki dodatek obniża lepkość asfaltu w temp. 130°C, z równoczesnym zwiększeniem lepkości w temperaturach eksploatacyjnych nawierzchni. Podwyższona zostaje temperatura mięknięcia PiK i obniża się penetracja w 25°C. W konsekwencji można obniżyć o około 30°C temperaturę produkcji oraz układania MMA, co sprzyja oszczędnościom energetycznym.

### **1.2.2. Dodatki i modyfikatory do asfaltów drogowych i mieszanek mineralno-asfaltowych**

Poprawę cech technicznych mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do budowy nawierzchni drogowych odpornych na koleiny, spękania niskotemperaturowe i spękania zmęczeniowe można osiągnąć poprzez modyfikację asfaltów polimerami, dodatkami miazgi gumowego oraz soli organometalicznych.

#### **1.2.2.1. Asfalty modyfikowane polimerami [9]**

Stosowanie asfaltów modyfikowanych polimerami zostało wymuszone wzrastającym natężeniem ruchu samochodowego i w związku z tym koniecznością stosowania lepszycy wysokiej jakości.

Asfalty drogowe produkowane w Polsce są to asfalty utleniane. Proces utleniania utwardza asfalt i w efekcie zwiększa ich odporność na powstawanie kolein w wysokich temperaturach eksploatacyjnych. Utlenianie nie poprawia jednak właściwości w niskich i średnich temperaturach eksploatacyjnych. Oddziaływanie na nawierzchnie obciążeń od ruchu samochodowego i środowiska (temperatura) może powodować w nawierzchniach występowanie spękań niskotemperaturowo-

wych i zmęczeniowych. Stąd konieczność poprawy właściwości asfaltów przez ich modyfikację, najczęściej polimerami.

Stosowane do modyfikacji polimery to elastomery i plastomery.

Elastomery poprawiają odporność lepiszczy w całym zakresie temperatur eksploatacyjnych nawierzchni (od  $-30^{\circ}\text{C}$  do  $+60^{\circ}\text{C}$ ) na powstawanie kolein i spękań niskotemperaturowych.

Stosowane do modyfikacji plastomery poprawiają głównie odporność lepiszczy na powstawanie odkształceń trwałych wysokotemperaturowych (kolein). Plastomery nie nadają asfaltom tak silnych cech sprężystych jak elastomery.

#### **1.2.2.2. Lepiszczka gumowo-asfaltowe [9]**

Jedną z metod poprawy jakości asfaltu przez jego modyfikację jest dodanie do asfaltu lub mieszanki mineralno-asfaltowej miazgi gumowego uzyskanego z rozdrobnienia zużytych opon samochodowych. Dodanie miazgi gumowego do asfaltu pozwala wykorzystać cenne właściwości kauczuków naturalnych i syntetycznych w celu modyfikacji lepiszcza.

Istnieją dwa sposoby dozowania materiału gumowego do mieszanek mineralno-asfaltowych: dozowanie materiału gumowego do asfaltu (metoda wet) oraz dozowanie granulatu gumowego do kruszywa (metoda dry). Według pierwszego sposobu otrzymuje się modyfikowane lepiszcze gumowo-asfaltowe, według drugiego – zmodyfikowaną mieszankę mineralno-gumowo-asfaltową.

Lepiszczka gumowo-asfaltowe charakteryzują się wieloma dodatnimi cechami w porównaniu z lepiszczami standardowymi. Dodatek miazgi gumowego do asfaltu powoduje obniżenie temperatury mięknięcia oraz korzystne rozszerzenie temperaturowego zakresu plastyczności do ponad  $60^{\circ}\text{C}$ . Mieszanki mineralno-asfaltowe modyfikowane drobnoziarnistym granulatem gumowym charakteryzują się wyższym modułem sprężystości, zwiększoną odpornością na odkształcenia trwałe.

#### **1.2.2.3. Modyfikacja asfaltu dodatkiem soli organometalicznej (Chemcrete) [9]**

Sól organometaliczna jest substancją chemiczną, która dodana do asfaltu w ilości 2% reaguje z nim, zmieniając strukturę cząsteczkową lepiszcza, a w konsekwencji właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej. Na rynku sól ta występuje pod nazwą handlową Chemcrete™ Modifier.

Reakcja asfaltu z Chemcrete rozwija się w czasie. W pierwszej fazie modyfikator po wymieszaniu z lepiszczem zmniejsza jego lepkość, co znacznie ułatwia otaczanie ziaren kruszywa. Następnie podczas produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej, w wyniku kontaktu z gorącym kruszywem, ma miejsce początek procesu utwardzania produkowanej mieszanki. Nawierzchnia wykonana z dodatkiem modyfika-

tora Chemcrete charakteryzuje się zwiększoną sztywnością (odporność na deformacje trwałe). Na stopień utwardzenia ma wpływ dostęp tlenu atmosferycznego, dlatego aby uniknąć spękań nawierzchni, należy uniemożliwić kontakt warstwy nawierzchni z powietrzem. Modyfikator stosuje się wyłącznie do warstw wiążących i podbudowy, czyli warstw przykrytych.

#### 1.2.2.4. Środki adhezyjne [2]

Dla poprawy połączenia asfaltu z kruszywem stosuje się tzw. środki adhezyjne. Są to substancje, które zmieniają chemiczno-fizyczny charakter kontaktu pomiędzy asfaltem i kruszywem, ponieważ zmniejszają napięcie powierzchniowe asfaltu, poprawiając zwilżalność kruszywa asfaltem.

Ilość (optymalny przedział zawartości) oraz sposób dozowania środka adhezyjnego najczęściej zostaje określony przez danego producenta. Im bardziej kwaśne kruszywo, tym większy powinien być dodatek środka adhezyjnego. Adhezję asfaltu i kruszywa z danym dodatkiem można sprawdzić metodą gotowania i oszacowania wielkości powierzchni kruszywa nie odmytej z asfaltu. Środki adhezyjne najczęściej stosuje się w ilości od 0,2% do 0,5% wg masy asfaltu. Ważną cechą tych środków jest ich termostabilność, czyli brak zmian właściwości danego środka pomimo wzrostu temperatury, jak i długotrwałego jej oddziaływania. Jeśli środek adhezyjny nie jest termostabilny, może to spowodować, że :

- środek adhezyjny wpłynie niekorzystnie na takie cechy MMA jak zagęszczalność, urabialność oraz wrażliwość termiczną,
- przyczepność asfaltu do kruszywa nie ulegnie poprawie, spowoduje obmywanie asfaltu z kruszywa, a co za tym idzie uszkodzenie nawierzchni.

Temperatury produkcji MMA z dodatkami środków adhezyjnych nie mogą być wyższe od temperatur zalecanych przez producenta.

#### 1.2.3. Wypełniacz [2], [11]

Mączka mineralna w masie mineralno-asfaltowej stanowi średnio od kilku do kilkunastu procent całości mieszanki mineralnej. Mączka mineralna wraz z lepiszczem – asfaltem, tworzy mastyks. Mastyks to lepiszcze o podwyższonej lepkości mające za zadanie wiązanie wszystkich grubszych frakcji kruszywa mieszanki mineralnej.

Wypełniacz w mieszance mineralno-asfaltowej spełnia następujące funkcje:

- a) wypełnienie wolnych przestrzeni między ziarnami mieszanki mineralnej,
- b) usztywnienie asfaltu i wytworzenie z nim jednorodnego mastyksu wiążącego ziarna mieszanki mineralnej,
- c) zapewnienie spójności, wodoszczelności i mrozoodporności mieszanki mineralno-asfaltowej poprzez polepszenie adhezji asfaltu do ziarn kruszywa.

Obecnie w Polsce wymagania dla wypełniacza (tab. 1.3.) określa norma PN EN 13043:2004 „Kruszywa do mieszanek bitumicznych i powierzchniowych utrwaleń stosowanych na drogach, lotniskach i innych powierzchniach przeznaczonych do ruchu” [N2], zastępująca normę PN-S-96504:1961 „Wypełniacz kamienny do mas bitumicznych” (tab.1.2.).

Zgodnie z normą [N2] wypełniacz to kruszywo wypełniające, którego większość przechodzi przez sito 0,063 mm, które może być dodane do materiałów budowlanych w celu uzyskania pewnych właściwości.

Nowa norma wprowadza również dwie dodatkowe definicje:

- a) wypełniacz mieszany – kruszywo wypełniające wymieszane z wodorotlenkiem wapnia,
- b) wypełniacz dodany – kruszywo wypełniające pochodzenia mineralnego, wytworzone oddzielnie.

**Tabela 1.2.**

Dotychczasowy podział wypełniaczy

Wypełniacz		
Podstawowy	Zastępczy	Specjalny
Mączka wapienna	Mączka dolomitowa	Wypełniacz aktywowany
	Mączka żuźłowa	Mączka gumowa
	Pył cementowy	Wapno hydratyzowane
	Popiół lotny	Wełna żuźłowa
		Azbest

**Tabela 1.3.**

Podział wypełniaczy wprowadzony wg [N2]

Kruszywo wypełniające (wypełniacz)		
Kruszywo wypełniające	Wypełniacz dodany	Wypełniacz mieszany
Mączka wapienna	Mączka wapienna	Kruszywo wypełniające z wodorotlenkiem wapnia
Pyły z instalacji odpylania	Pyły z instalacji odpylania	
Popiół lotny	Popiół lotny	
Mączka dolomitowa	Mączka dolomitowa	

Jak widać na powyższym porównaniu (tab.1.2. i 1.3.), mączka wapienna nie musi już być podstawowym materiałem stosowanym jako kruszywo wypełniające (wypełniacz), o ile tylko inne materiały spełniają wymagania określone w normie (uziarnienie, jakość pyłów, rozpuszczalność w wodzie itp.).

#### 1.2.4. Kruszywa drogowe [2], [3]

W wyniku przejścia przez Polskę wielu norm europejskich na materiały drogowe i metody badań, rozpoczęła się zmiana systemu, który przez ostatnie kilkadziesiąt lat był podstawą budownictwa drogowego.

W dziedzinie kruszyw drogowych wprowadzono dwie podstawowe normy :

- a) PN-EN 13043: 2004 „Kruszywa do mieszanek bitumicznych i powierzchniowych utrwaleń stosowanych na drogach, lotniskach i innych powierzchniach przeznaczonych do ruchu”,
- b) EN 13242: 2002 „Kruszywa do niezwiązanych i hydraulicznie związanych materiałów stosowanych w obiektach budowlanych i budownictwie drogowym”.

Normy te na nowo definiują wiele pojęć, w sposób zupełnie odmienny od dotychczasowego.

Został wprowadzony następujący podział kruszyw :

- a) naturalne – kruszywo pochodzenia mineralnego, które poza obróbką mechaniczną nie zostało poddane żadnej innej obróbce (wszystkie dotychczasowe kruszywa łamane, naturalne kruszone i niekruszone, piaski),
- b) sztuczne – kruszywo pochodzenia mineralnego, uzyskane w wyniku procesu przemysłowego, obejmującego termiczną lub inną modyfikację (żuźle, keramzyty),
- c) z recyklingu – kruszywo powstające w wyniku przeróbki nieograniczonego materiału zastosowanego uprzednio w budownictwie.

W dawnym systemie funkcjonował podział jakości i przydatności kruszyw ze względu na klasy i gatunki.

Podział na klasy kruszyw (klasa I, II, III) dotyczył ich właściwości fizykomechanicznych, niezależnych od procesu produkcji, wynikających z właściwości skały, z której otrzymano kruszywo. Do takich cech zaliczano ścieralność, nasiąkliwość, mrozoodporność itp.

Podział na gatunki kruszyw występował według właściwości zależnych od działań człowieka, np. procesu wydobywania, technologii produkcji, składowania. Do nich zaliczamy np. zawartość ziaren nieforemnych, nadziarna, podziarna, zapylenie kruszywa.

Ponieważ nowa norma PN-EN 13043:2004 jest normą klasyfikacyjną (czyli z zestawu cech kruszywa można wybrać odpowiednią kategorię wymagania), klasy i gatunki zostały zniesione. Można ogólnie stwierdzić, że dawnym klasom odpowiadają obecnie wymagania fizyczne, a gatunkom – wymagania geometryczne.

Najważniejszymi cechami kruszyw są:

- a) kwasowość – zależna od zawartości krzemionki w skale. Skały zawierające duże ilości krzemionki (piaskowce, kwarcyt, granit) mają charakter kwaśny, źle łączą się z asfaltem i wymagają zastosowania środków adhezyjnych,

- b) porowatość i nasiąkliwość – kruszywa ze skał osadowych mogą wchłonąć do 0,2% asfaltu, co należy uwzględnić podczas projektowania MMA. Kruszywa o znacznej nasiąkliwości mogą być przyczyną zniszczeń mrozowych nawierzchni,
- c) ścieralność Los Angeles i odporność na uderzenia – cechy te świadczą o podatności kruszywa na rozkruszenie, do którego może dochodzić podczas produkcji mieszanki w otaczarce, podczas wałowania oraz pod obciążeniami eksploatacyjnymi. Podatne na kruszenie są ziarna nieforemne,
- d) kształt ziaren – ma on zasadniczy wpływ dla odporności na koleinowanie. Najlepsze właściwości mają kruszywa łamane granulowane o ziarnach kubicznych. Kruszywo naturalne o zaokrąglonych ziarnach niedostatecznie może się zagęszczać z powodu braku efektu klinowania i szybko ulegać koleinowaniu,
- e) stopień zwietrzenia kruszywa – związany głównie z występowaniem zgorzeli bazaltowej. Objawem zgorzeli słonecznej jest występowanie na powierzchni ziaren bazaltu, jasnych, szarych plam. Wokół plam tworzą się włoskowe spękania, spada wytrzymałość kruszywa i skała rozpada się,
- f) polerowalność – niską odporność na polerowanie pod działaniem ruchu wykazują kruszywa wapienne i dolomitowe.

### 1.3. CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA WŁAŚCIWOŚCI MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH

Do najważniejszych wymagań stawianych nawierzchniom bitumicznym zalicza się:

- a) warstwa wiążąca i podbudowa
  - zapewnienie nośności (przeniesienie naprężeń)
  - trwałość konstrukcji
  - odporność na deformacje i spękania termiczne, zmęczeniowe
- b) warstwa ścieralna
  - zapewnienie szczelności nawierzchni
  - odpowiednie właściwości przeciwpoślizgowe
  - komfort jazdy (dobra równość podłużna i poprzeczna)
  - ograniczona hałaśliwość
  - odporność na uszkodzenia spowodowane wyciekami paliwa.

W celu zbudowania nawierzchni o wyżej wymienionych właściwościach i wymaganej konstrukcji należy uwzględnić czynniki, takie jak:

- a) skład i właściwości zastosowanych materiałów użytych do produkcji MMA,
- b) proces produkcyjny związany z wytwórną mas bitumicznych,
- c) załadunek i transport mieszanki mineralno-asfaltowej na budowę,
- d) rozkładanie dostarczonej mieszanki (warunki pogodowe, zagęszczanie, rodzaj sprzętu).



### 1.3.1. Skład i właściwości zastosowanych materiałów [1], [2], [7]

Biorąc pod uwagę przeznaczenie i miejsce zastosowania mieszanki bitumicznej należy odpowiednio dobrać i zaprojektować:

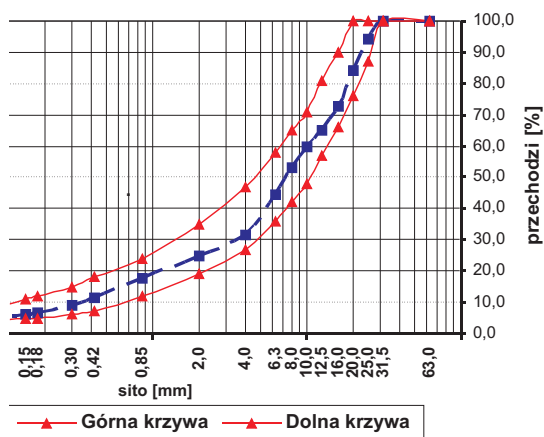
- uziarnienie mieszanki mineralnej oraz rodzaj materiałów użytych do jej produkcji,
- zawartość lepiszcza w mieszance mineralno-asfaltowej,
- określić rodzaj lepiszcza,
- ustalić zawartość ewentualnych dodatków.

Skład mieszanki mineralnej decyduje o ogromnej liczbie cech fizycznych i mechanicznych późniejszej mieszanki mineralno-asfaltowej.

Skład mieszanki mineralnej można ustalić stosując metodę opartą na krzywych granicznych zawartych w normie PN-S-96025:2000 „Drogi samochodowe. Nawierzchnie asfaltowe. Wymagania.”

Krzywa uziarnienia projektowanej mieszanki powinna zawierać się pomiędzy krzywymi granicznymi, określonymi normowo (wykres 1.1).

**Wykres 1.1.** Krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej zawarta pomiędzy krzywymi granicznymi



Projektując krzywą uziarnienia mieszanki mineralnej, należy pamiętać o wpływie, jaki ma to na zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej. Wprowadzając do mieszanki dużą zawartość frakcji grysowej (ziarna powyżej 2 mm), otrzymujemy krzywą uziarnienia przechodzącą blisko dolnej krzywej granicznej. Wówczas zapotrzebowanie na asfalt będzie małe (powierzchnia właściwa kruszywa jest

mała), mieszanka może zawierać dużo wolnych przestrzeni i charakteryzować się dużą stabilnością, dużą odpornością na zmęczenie (cykle zginania).

Wprowadzenie do mieszanki małej zawartości frakcji grysowej (krzywa uziarnienia blisko górnej krzywej granicznej), powoduje wzrost zapotrzebowania na asfalt. Mieszanki takie będą charakteryzować się małą stabilnością, dużym odkształceniem, podatnością na koleinowanie i odpornością na zmęczenie. W każdym przypadku należy tak dobierać krzywą uziarnienia, aby zagwarantować uzyskanie MMA odpowiedniej dla określonych warunków eksploatacyjnych nawierzchni.

Zawartość poszczególnych frakcji oraz ilość asfaltu w MMA ma ogromne znaczenie przy wykonywaniu warstw ścieralnych, które powinny charakteryzować się między innymi odpowiednim współczynnikiem tarcia, zapewniać szybkie odprowadzenie wód opadowych z powierzchni jezdni oraz ograniczać hałas ruchu samochodowego. Nawierzchnie z asfaltu porowatego wydają się spełniać ten szereg wymagań. MMA porowate zawierają w swoim składzie przede wszystkim frakcje grysowe w ilości od 83% do 87%. W ten sposób tworzy się bardzo silna struktura, która zapewnia dużą odporność na deformacje. Nawierzchnia taka jest również szorstka, zapewnione zostaje wyeliminowanie poślizgu wodnego oraz zmniejszenie hałasu ruchu samochodowego o 3 do 6 dB w porównaniu z innymi nawierzchniami. Główną wadą nawierzchni porowatych jest zmniejszona trwałość nawierzchni oraz koszty i trudności zimowego utrzymania.

Zwiększenie odporności MMA na odkształcenia trwałe można osiągnąć przez ilościowy i jakościowy dobór materiałów mineralnych i lepiszczy. Frakcja grysowa i piaskowa mieszanki mineralnej o zwiększonej odporności na odkształcenia, powinny w całości składać się z ziarn łamanych. Korzystna sytuacja jest, by w kruszywie znajdowało się jak najmniej ziarn nieforemnych, a jak najwięcej ziarn o kształcie kubicznym. Mieszanki gruboziarniste są bardziej odporne na odkształcenia trwałe w porównaniu z mieszankami drobnoziarnistymi. Podczas projektowania mieszanki gruboziarnistej należy wziąć pod uwagę efekt zwiększenia sztywności betonu asfaltowego i możliwe przy tym osłabienie odporności na pękanie zmęczeniowe i niskotemperaturowe.

Określenie optymalnej zawartości lepiszcza w mieszance mineralno-asfaltowej, wiąże się między innymi z przyjęciem właściwej proporcji „wypełniacz – asfalt” Ziarna kruszywa w betonie asfaltowym związane są zaprawą asfaltową, złożoną z asfaltu, wypełniacza oraz najdrobniejszych ziaren piasku. Zaprawa asfaltowa przenosi obciążenia rozciągające wywołane w warstwie asfaltowej przez obciążenie ruchem, zmiany temperatury i wilgotności. Jeżeli zaprawa asfaltowa jest sztywna i krucha, to beton asfaltowy łatwo pęka pod obciążeniem. Adhezja zaprawy asfaltowej do grubych ziaren kruszywa decyduje o odporności betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i mrozu. Natomiast w okresie wyższej temperatury, ważne jest, aby zaprawa asfaltowa nie odkształcała się nadmiernie pod obciążeniem.

W amerykańskiej metodzie SUPERPAVE wprowadzono wymaganie określone zależnością :

$w/a = (\% \text{ wagowo ziaren przechodzących przez sito } 0,075 \text{ mm}) / (\text{zawartość efektywna asfaltu w } \% \text{ wagowo w mieszance mineralno-asfaltowej}).$

Przez efektywną zawartość asfaltu rozumie się zawartość całkowitą asfaltu minus zawartość zaabsorbowaną przez kruszywo. Poza kruszywami wapiennymi, dolomitowymi i niektórymi sztucznymi, absorpcja asfaltu jest niewielka (około 0,2%). Według metody SUPERPAVE akceptowalna proporcja w/a powinna mieścić się w przedziale od 0,6 do 1,2 we wszystkich typach mieszanek betonu asfaltowego.

Rodzaj lepiszcza w projekcie mieszanki mineralno-asfaltowej zależy głównie od takich czynników jak: rodzaj mieszanki mineralnej (jej uziarnienie), przeznaczenie mieszanki oraz miejsce zastosowania (położenie drogi, kategoria ruchu).

W tab. 1.4. przedstawiono zalecenia Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA) dotyczące stosowania nowych asfaltów drogowych ze wskazaniem rodzaju lepiszcza i miejsca stosowania.

**Tabela 1.4.**

Zalecenia GDDKiA dotyczące stosowania asfaltów drogowych

Lp.	Typ mieszanki i przeznaczenie	Kategoria ruchu		
		KR 1-2	KR 3-4	KR 5-6
1	Beton asfaltowy do podbudowy	50 / 70	35 / 50	35 / 50
2	Beton asfaltowy do warstwy wiążącej	50 / 70	35 / 50 DE30 A, B, C DE80 A, B, C DP30 DP80	35 / 50 DE30 A, B, C DP30
3	Mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy ścieralnej: beton asfaltowy, mieszanka SMA, mieszanka MNU (o nieciągłym uziarnieniu)	50 / 70 DE80 A, B, C DE150 A, B, C*	50 / 70 DE30 A, B, C DE80 A, B, C*	DE30 A, B, C DE80 A, B, C*

\* Do cienkich warstw; DE – elastomeroasfalty; DP – plastomeroasfalty

### 1.3.2. Proces produkcyjny

Mieszanki mineralno-asfaltowe należy wytwarzać na gorąco w otaczarce (zespół maszyn i urządzeń do dozowania, podgrzewania i wymieszania składników oraz przechowywania mieszanki).

W zależności od charakteru pracy otaczarki rozróżnia się zespoły o pracy cyklicznej i ciągłej. W zespołach o pracy cyklicznej (mieszaniu cyklicznym) dozowanie

kruszywa, suszenie i sortowanie przebiega w sposób ciągły, natomiast mieszankę produkuje się porcjami odmierzając kolejno na każdą porcję poszczególne składniki i mieszając je w określonym czasie. W zespołach o pracy ciągłej wszystkie operacje z mieszaniem włącznie przebiegają w sposób ciągły.

#### 1.3.2.1. Budowa wytwórni mieszanek bitumicznych [4]

Wytwórnie mieszanek bitumicznych (WMB) produkowane są jako konstrukcja zwarta (umiejscowienie segmentów w pionie) lub konstrukcja rozdzielna, składająca się z kilku modułów produkcyjnych. Niezależnie od budowy w skład każdej wytwórni wchodzi:

- a) dozatory wstępne (rys. 1.1) – urządzenia służące do wstępnego dozowania materiałów kamiennych transportowanych do dalszej części WMB. Sposób ustawienia dozatorów wpływa na ilość i proporcje dozowanych materiałów odpowiednio dla składu mieszanki. Kruszywo z dozatora wstępnego jest podawane na przenośnik zasilający, którym jest transportowane do bębna suszarki,



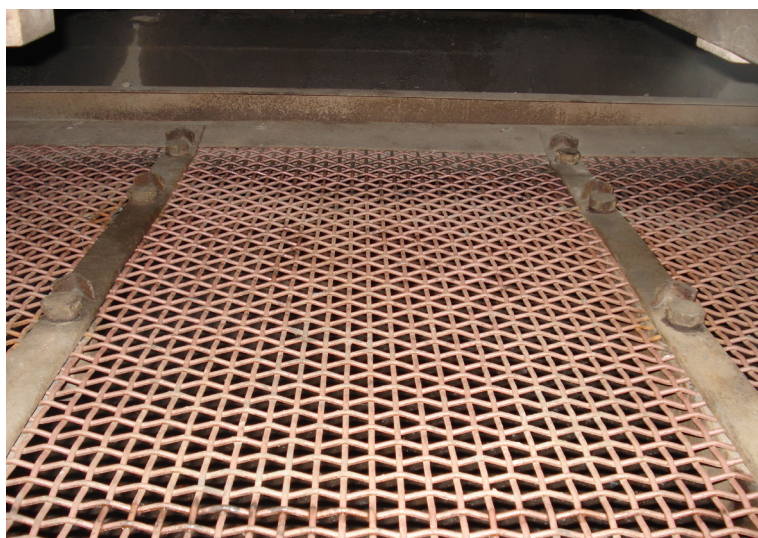
Rys. 1.1. Widok dozatorów wstępnych

- b) suszarka kruszywa – ma za zadanie przesuszyć kruszywo i podgrzać do temperatury właściwej dla danego rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej. Maksymalna temperatura gorącego kruszywa nie powinna być wyższa o więcej niż 30°C od maksymalnej temperatury MMA. W obrotowym bębnie kruszywo przesypuje się w strumieniu gorących spalin i przesuwają wzdłuż bębna, a jednocześnie suszy się i podgrzewa do wymaganej temperatury (rys. 1.2.). Gorące kruszywo wysypuje się z bębna do kosza zasypowego przenośnika kulekowego, którym jest podawane do sortownika.



Rys. 1.2. Suszarka bębnowa – widok od wewnątrz

- c) sortownik – składa się z zestawu sit segregujących wysuszone kruszywo na kilka frakcji, spadających do odpowiednich komór dozatora zasadniczego. W otaczarkach stosuje się sortowniki wibracyjne, które zapewniają dużą skuteczność przesiewania przy stosunkowo małej powierzchni sit (rys. 1.3).



Rys. 1.3. Sito sortownika

- d) dozatory zasadnicze (komory) – zasobniki zamykane zasuwami, w których gromadzi się rozsortowany na frakcje materiał. Zadaniem dozatorów zasadniczych jest zgromadzenie pewnej ilości każdej frakcji, jako zapasu niezbędnego do zachowania ciągłości produkcji mieszanki w przypadku nierównomiernego dozowania lub zmian w uziarnieniu dozowanego materiału,

- e) zestaw zbiorników (rys. 1.4) z podgrzewanym lepiszczem, system pomp i urządzeń dozujących lepiszcze. Ze zbiorników roboczych jednym przewodem rurowym pompa tłoczy lepiszcze do otaczarki, a drugim przewodem powraca do miejsca poboru ta część lepiszcza, która nie została zużyta do mieszanki,



Rys. 1.4. Zestaw zbiorników do magazynowania asfaltu

- f) system dozujący wypełniacz – równocześnie z odważaniem kruszywa odbywa się odważanie na oddzielnej wadze potrzebnej porcji wypełniacza podawanego przenośnikiem ślimakowym (lub zespołem przenośników) ze zbiornika magazynowego. Po zważeniu wypełniacz jest wsypywany do mieszalnika równocześnie z kruszywem,
- g) waga – odważa materiał pochodzący z kolejnych dozatorów w ilości przewidzianej przez receptę roboczą produkowanej mieszanki,
- h) mieszalnik – zbiornik, do którego wsypuje się odważony materiał kamienny. W komorze mieszalnika znajdują się osadzone na łożyskach wały, na których są zamocowane ramiona z łopatkami. Komora posiada pokrywę z lejami zsywowymi kruszywa i wypełniacza. Podczas mieszania materiału zostaje wtryskiwany asfalt, w ilości przewidzianej przez receptę roboczą. Asfalt może być dozowany wagowo lub objętościowo, przy uwzględnieniu zmiany jego gęstości w zależności od temperatury,
- i) wózek – w wytwórniach o konstrukcji rozdzielnej, transportuje gotową mieszankę do silosów,
- j) zasobniki gorącej mieszanki mineralno-asfaltowej (silosy) (rys. 1.5) – zbiorniki, z których załadowuje się MMA na środki transportowe,



Rys. 1.5. Zasobniki gorącej mieszanki mineralno-asfaltowej – tzw. silosy

k) zestaw odpylania – odbiera on w pewnym stopniu do zbiorników pyłów część pylistą mieszanki, tj. ziarna poniżej 0,075 mm. Gazy powstające w procesie suszenia, tzn. spaliny i para wodna, są odsysane z suszarki wentylatorem i przepływając przez bęben, unoszą ze sobą znaczne ilości pyłu. Gazy te oczyszcza się z zawartego w nich pyłu w odpylaczu, a następnie odprowadza do atmosfery. Rurociągi odprowadzające zapyłone gazy do odpylacza, odpylacz, wentylator wyciągowy oraz komin tworzą instalację odpylającą. Podstawowym urządzeniem instalacji jest odpylacz. W instalacjach zespołów do produkcji mieszanek bitumicznych stosuje się do odpylania gazów cyklony, multicyklony, filtry workowe i tzw. odpylacze mokre.

Cyklon jest najprostszym urządzeniem odpylającym (rys. 1.6). Zasada jego działania polega na tym, że do górnej cylindrycznej części cyklonu zostaje doprowadzony z dużą prędkością stycznie do obudowy zapyłony gaz. Na skutek wywołanego w ten sposób ruchu wirowego ziarna pyłu pod wpływem siły odśrodkowej zostają odrzucone na ścianki cyklonu, po których zsuwają do umieszczonego w dole zbiornika pyłu. Oczyszczony gaz uchodzi do góry przez centralnie umieszczony przewód wylotowy. Odpylaczy cyklonowych nie stosuje się jako samodzielnych urządzeń ze względu na niską skuteczność odpylania, zwłaszcza w przedziale najdrobniejszych frakcji pyłu. Używa się ich w połączeniu z innym, skuteczniejszym odpylaczem, do wstępnego odpylania gazów z grubszych frakcji pyłu.

Filtr tkaninowy, nazywany też filtrem workowym składa się z kilku lub kilkunastu obudowanych komór, tzw. sekcji, w których są umieszczane worki wykonane ze specjalnej tkaniny filtracyjnej. Przestrzeń między ściankami komory

a obudową stanowi kanały do przepływu oczyszczonych gazów lub czystego powietrza. Zapyłony gaz zasysany do dolnej części komory przepływa do worków od zewnątrz do środka. Na zewnętrznej powierzchni worków zostaje zatrzymany pył, a oczyszczony gaz przepływa przez worki otwarte od góry do kanału, którym kieruje się do wylotu. Filtry tkaninowe mogą pracować samodzielnie lub w układach dwustopniowych w połączeniu z odpylaczem cyklonowym.



Rys. 1.6. Widok cyklonów

Każda WMB posiada określoną wydajność, wynikającą z konstrukcji maszyny. Przykładowo zapis 60 t/h oznacza, że WMB może wyprodukować maksymalnie 60 t mieszanki mineralno-asfaltowej w ciągu jednej godziny pracy. W Polsce spotykamy maszyny o wydajności od 25 do 400 t/h.

Na wydajność WMB ma również wpływ wilgotność kruszywa użytego do produkcji mieszanki. Wilgotność kruszywa wpływa odwrotnie proporcjonalnie na wydajność WMB. Oznacza to, że im bardziej wilgotne kruszywo (gromadzone w zasiekach), tym mniejszą wydajność ma maszyna.

Wyprodukowanie mieszanki bitumicznej zgodnej z zaprojektowaną wcześniej receptą laboratoryjną, wiąże się przede wszystkim z prawidłowym ustawieniem dozowania wstępnego oraz prawidłowym opracowaniem recepty roboczej.

Recepta robocza jest odpowiednio przekształconym projektem mieszanki mineralno-asfaltowej, uzależnionym od zestawu użytych sit sortownika oraz pojemności mieszalnika na konkretnej wytwórni.



### 1.3.2.2. Optymalne temperatury produkcji [N1]

Ważnym czynnikiem produkcyjnym wpływającym na właściwości mieszank jest optymalna temperatura produkcji, która powinna gwarantować pełne otoczenie ziaren kruszywa przez asfalt. Do tego celu asfalt powinien być odpowiednio ciekły, czyli charakteryzować się małą lepkością. Asfalt zbyt zimny nie zapewni prawidłowego otoczenia ziaren, natomiast zbyt gorący ulegnie nadmiernemu starzeniu i zwiększy ryzyko spłynięcia z mieszanki (najczęściej w SMA).

Asfalt w zbiorniku powinien być ogrzewany w sposób pośredni, z układem termostowania, zapewniającym utrzymanie określonej temperatury z tolerancją  $\pm 5^{\circ}\text{C}$ . Temperatura asfaltu w zbiorniku roboczym oraz wytwarzanej mieszanki mineralno-asfaltowej powinna być stała.

**Tabela 1.5.**

Minimalne i maksymalne temperatury asfaltu i MMA wg [N1]

Lp.	Rodzaj asfaltu	Temperatura asfaltu w zbiorniku roboczym	Temperatura mieszanki mineralno-asfaltowej				
			betonu asfaltowego	SMA	asfaltu lanego	asfaltu piaskowego	piasku otoczonego asfaltem
1	2	3	4	5	6	7	8
1	D 20	od 155 do 175			od 175 do 220		
2	D 35	od 150 do 170			od 165 do 210	od 140 do 175	od 140 do 165
3	D 50	od 145 do 165	od 140 do 170	od 140 do 180	od 155 do 200	od 140 do 165	od 140 do 155
4	D 70	od 140 do 160	od 135 do 165	od 135 do 175			
5	D 100	od 135 do 160	od 130 do 160	od 130 do 160			
6	Polimeroasfalt – wg wskazań producenta polimeroasfaltu						

Temperatura mieszanki betonu asfaltowego do podbudowy może być niższa o  $10^{\circ}\text{C}$  od minimalnej wg tab. 1.5. Temperaturę mieszanki SMA, uzależnia się od właściwości stabilizatora, nie powinna jednak przekraczać  $190^{\circ}\text{C}$ . Mieszanka mineralno-asfaltowa o temperaturze wyższej lub niższej od wymaganej powinna być traktowana jako odpad produkcyjny. Każde podniesienie temperatury mieszanki o około  $30^{\circ}\text{C}$  powoduje ogólne zwiększenie zużycia paliwa przez otaczarkę o 11%.

### 1.3.2.3. Metody kontroli produkcji [8]

Kontrola poprawności pracy otaczarki powinna obejmować:

- a) kontrolę uziarnienia materiałów składowanych na hałdzie,
- b) kontrolę dozowania wstępnego (pomiar na długości taśmy i czasie wysypu),
- c) kontrolę sortowania obejmującą analizę sitową z komór sortownika,
- d) kontrolę naważania obejmującą analizę sitową z mieszalnika (na sucho, bez mączki, z mączką),
- e) kontrolę mieszania.

Podczas produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej należy pobierać próbki gotowej mieszanki, na podstawie których sprawdza się odpowiednio temperaturę, wygląd, uziarnienie i zawartość asfaltu oraz inne cechy mieszanki zawarte w wymaganiach specyfikacji technicznej.

Ważnym aspektem kontroli produkcji jest sprawdzenie poprawności dozowania środków adhezyjnych i włókien celulozowych. Nadmiar włókien może prowadzić do zmniejszenia urabialności mieszanki i kłopotów podczas wbudowywania. Przedozowanie środka adhezyjnego jest zwykle wyczuwalne z powodu specyficznego zapachu. Mieszanka staje się urabialna i długo plastyczna.

### 1.3.2.4. Przesypy oraz wilgotność kruszywa [8]

Wilgotność kruszywa ma duży wpływ na jakość wyprodukowanej MMA oraz na wydajność otaczarki. Duża wilgotność materiałów kamiennych powoduje:

- a) zmniejszenie wydajności produkcji,
- b) zwiększenie zużycia paliwa do suszenia,
- c) wilgotne kruszywo przeciwdziała dobrej przyczepności asfaltu do kruszywa.

Wilgotność kruszywa wychodzącego z suszarki powinna być mniejsza od 0,5%, optymalnie 0,2%.

Przesypy to przemieszczenie się materiału do sąsiedniej komory sortownika na skutek uszkodzenia sit lub niepełnych grodzi między komorami. O przesypach decyduje również dozowanie wstępne. Ilość materiału dostarczanego do WMB musi być identyczna z ilością materiału, który ją opuszcza w postaci gotowej mieszanki. Przesypy powodują brak zgodności uziarnienia mieszanki z opracowaną receptą laboratoryjną, co za tym idzie zmianę wymaganych właściwości MMA.

### 1.3.3. Załadunek i transport mieszanki mineralno-asfaltowej [2], [7]

Mieszanka mineralno-asfaltowa po wyprodukowaniu, zgodnie z kolejnością cyklu produkcyjnego, znajduje się w magazynach wyrobu gotowego (silosach). Długość okresu przechowywania mieszanki w silosie jest uzależniona od takich czynników jak:

- a) temperatury produkcji mieszanki,
- b) rodzaju mieszanki i zawartości w niej lepiszcza oraz jego rodzaju (asfalt zwykły czy modyfikowany),
- c) obecności dodatków takich jak stabilizatory, modyfikatory, środki adhezyjne,
- d) wyposażenia silosów (izolacja termiczna, ogrzewanie),
- e) ilości mieszanki w silosie.

Mieszanki o ciągłym uziarnieniu (beton asfaltowy) są bezpieczniejsze w przechowywaniu w wysokiej temperaturze. W przypadku mieszanek o nieciągłym uziarnieniu (np. SMA) zwiększa się ryzyko spłynięcia lepiszcza, ze względu na jego większą zawartość (następuje rozsegregowanie mieszanki). Nie należy natomiast przechowywać w silosie asfaltu lanego.

Samochody do transportu mieszanek powinny być odpowiednio przygotowane. Należy szczególnie zwrócić uwagę na czystość skrzyń załadunkowych oraz odpowiednio zroszenie skrzyń przed załadunkiem odpowiednim środkiem zabezpieczającym ściany i dno przed przyklejeniem się mieszanki.

Po załadunku mieszanki na samochód i dokonaniu kontroli jej temperatury, należy wizualnie ocenić wygląd mieszanki i zwrócić uwagę na:

- a) niebieski dym unoszący się nad mieszanką – świadczyć będzie o jej przegrzaniu (ponad 200°C), po wbudowaniu nawierzchnia będzie się wykruszać,
- b) matowy kolor mieszanki, bez połysku – zbyt niska temperatura mieszanki lub zbyt mała zawartość asfaltu,
- c) kruszywo nie jest otoczone całkowicie asfaltem – zbyt mało asfaltu w mieszance lub uszkodzony dozownik asfaltu,
- d) ziarna grysów pokryte są pęcherzykami asfaltu – przyczyną jest znaczne zawilgocenie kruszywa, taka mieszanka będzie podatna na odmywanie lepiszcza z kruszywa,
- e) mieszanka „rozpływa się” w skrzyni – mieszanka jest przeasfaltowana lub ma nieprawidłowy skład, brak frakcji z którejś z komór otaczarki,
- f) mieszanka po załadunku tworzy ostry stożek, co może świadczyć o zbyt niskiej temperaturze.

W czasie transportu i oczekiwania na rozładunek mieszanka powinna być przykryta plandeką. Zaleca się to zwłaszcza przy niskiej temperaturze otoczenia i silnym wietrze, kiedy istnieje ryzyko schłodzenia mieszanki. Dodatkowo nakrycie chroni mieszankę przed zanieczyszczeniami oraz wilgocią.

Według [N1] czas transportu mieszanek zagęszczanych (od załadunku do rozładunku), nie powinien przekraczać 2 godzin, a mieszanek asfaltu lanego 12 godzin – przy zachowaniu odpowiednich temperatur i właściwości mieszanek.

### 1.3.4. Rozkładanie mieszanek mineralno-asfaltowych

#### 1.3.4.1. Warunki pogodowe [N1]

Polskie normy i wytyczne określają szczegółowo, w jakich warunkach atmosferycznych dopuszcza się rozkładanie warstw asfaltowych. Jednym z najważniejszych czynników jest temperatura powietrza. W normie nawierzchniowej PN-S-96025:2000 [N1] określono minimalne temperatury otoczenia (tab.1.6).

Tabela 1.6.

Minimalna temperatura otoczenia wg [N1]

Lp.	Rodzaje robót	Minimalna temperatura otoczenia (powietrza) °C	
		przed przystąpieniem do robót <sup>1)</sup>	w czasie robót
1	Naprawa nawierzchni z zastosowaniem mieszanki asfaltu lanego	- 2	0
2	Wykonywanie warstwy ścieralnej z asfaltu lanego	0	+ 5
3	Wykonywanie warstwy grubości > 8 cm z mieszanki zagęszczanej	0	+ 5
4	Wykonywanie warstwy grubości ≤ 8 cm z mieszanki zagęszczanej	+ 5	+ 10
5	Wykonywanie nawierzchni asfaltowej na obiekcie mostowym	+ 5	+ 10

<sup>1)</sup> Minimalna temperatura w ciągu ostatnich 24 h

Nie dopuszcza się wykonywania warstw asfaltowych w czasie opadów atmosferycznych. Powierzchnia po przelotnym deszczu powinna być osuszona np. sprężonym powietrzem. W przypadku, gdy podłoże i obramowanie podgrzewa się, temperatura w czasie robót może być niższa od podanej w tabeli (tab. 1.6).

Dodatkowo należy uwzględnić siłę wiatru. Silny wiatr szybko ochładza mieszankę. Ma to znaczenie szczególnie przy wykonywaniu cienkich warstw. Nie dopuszcza się rozkładania warstw nawierzchni przy wietrze o prędkości powyżej 16 m/s (58 km/h).

#### 1.3.4.2. Skropienia międzywarstwowe [13]

Przed przystąpieniem do rozkładania mieszanki istniejącą warstwę podbudowy lub nawierzchni należy skropić odpowiednio dobraną emulsją asfaltową. Skropienia międzywarstwowe mają na celu uzyskanie dobrego połączenia i wysokiego współczynnika kohezji pomiędzy warstwami nawierzchni.

Właściwości skropień, które mają wpływ na zachowanie się nawierzchni to tempo wiązania i rozpadu emulsji, lepkość, siła wiązania. Siłę wiązania określa ilość lepiszcza zawartego w emulsji, twardość asfaltu oraz zastosowanie polimerów. Dlatego warstwy skropień powinny być stosowane zgodnie z rodzajem lepiszcza istniejącego, wymaganego dla danego rodzaju nawierzchni.

Emulsje wykorzystywane w skropieniach międzywarstwowych powinny ulegać natychmiastowemu rozpadowi po ich ułożeniu na drodze. Niektóre emulsje przeznaczone są do stosowania na gorąco, co zazwyczaj przyspiesza proces rozpadu. Okres rozpadu może stanowić problem, a jest w dużym stopniu uzależniony od warunków pogodowych. Zarówno zimno, wilgoć jak też ciepła nawierzchnia mogą wpłynąć na tempo rozpadu emulsji. Gdy rozpad nastąpi zbyt wolno, może to oznaczać, że emulsja stanie się zbyt lepka i będzie się przyklejać do kół pojazdów pracujących na budowie. Może to skutkować ubytkiem lepiszcza jak też pozostawieniem widocznych śladów opon na okolicznych nawierzchniach. Większość lepiszczy powinna ulec rozpadowi w ciągu 20 minut. Można również stosować środki przyspieszające rozpad emulsji.

#### **1.3.4.3. Wbudowywanie mieszanek bitumicznych [2], [7]**

Mieszanka mineralno-asfaltowa powinna być wbudowana zgodnie z ustaloną technologią tak, aby wykonywana warstwa uzyskała określone właściwości. Temperatura mieszanki wbudowywanej nie powinna być niższa ani wyższa od wartości ustalonych w technologii wykonania.

Mieszanka mineralno-asfaltowa powinna być wbudowana układarką wyposażoną w układ z automatycznym sterowaniem grubości warstwy i utrzymania niwelety zgodnie z projektem. W miejscach niedostępnych dla sprzętu można wbudowywać mieszankę ręcznie. Grubość wykonywanej warstwy należy sprawdzać co 25 m, w co najmniej trzech miejscach (w osi oraz przy brzegach warstwy). Natomiast równość warstwy powinna być sprawdzana łatą o długości 4 m z częstotliwością niezbędną do jej wykonania zgodnie z wymaganiami.

Przed rozpoczęciem wbudowywania mieszanki mineralno-asfaltowej należy ustalić kolejność ułożenia pasów roboczych w poszczególnych warstwach, tak aby spoiny nie pokrywały się. W konstrukcjach wielowarstwowych spoiny powinny być przesunięte względem siebie o minimum 15 cm. Grubość rozkładanej warstwy nie powinna być mniejsza niż 2,5-krotność maksymalnego ziarna w mieszance mineralnej. Zasada ta nie dotyczy wykonywania specjalnych mieszanek o nieciągłym uziarnieniu, np. ultracienkie warstwy ścieralne. Zbyt mała grubość warstwy powoduje powstawanie spękań w rozkładanej mieszance podczas zagęszczenia. Należy również dostosować prędkość rozkładarki do wydajności WMB i możliwości transportu mieszanki, tak aby nie dopuścić do przestojów rozkładarki. Temperatura rozkładania zależy od rodzaju lepiszcza zastosowanego w mieszance mi-

neralno-asfaltowej. W przypadku powstawania „rakowin”, czyli rozsegregowania mieszanki, należy wybrać uszkodzona mieszankę, uzupełnić miejsce nową, gorącą mieszanką i zawałować.

Często występujące plamy na układanej nawierzchni SMA mogą świadczyć o zbyt krótkim czasie mieszania składników lub rozsegregowaniu składników.

Skutecznie działające wstępne zagęszczanie w rozkładarce pozwala osiągnąć około 90% wymaganego zagęszczenia warstwy, resztę wykonują walce. Jeżeli podczas wawowania mieszanka się przesuwu, oznacza to, że jej temperatura jest zbyt wysoka i następuje poślizg po dolnej warstwie (dodatkowo poślizg jest ułatwiony przez istnienie skropienia międzywarstwowego). W tym przypadku należy odczekać, aż temperatura mieszanki się obniży.

#### 1.3.4.4. Zagęszczanie mieszanek bitumicznych [7], [12]

Zagęszczanie mieszanek mineralno-asfaltowych jest czynnością, która ma ogromny wpływ na trwałość przyszłej nawierzchni. Wiąże się z tym:

- a) zwiększenie nieprzepuszczalności warstwy,
- b) podniesienie nośności,
- c) zapobieganie koleinowaniu,
- d) kształtowanie struktury powierzchni.

Parametry wpływające na zagęszczanie mieszanek mineralno-asfaltowych zamieszczono w tab. 1.7.

**Tabela 1.7.**

Parametry wpływające na zagęszczanie mieszanek mineralno-asfaltowych

Parametry maszyny (walec)	Parametry MMA	Inne
- statyczny nacisk liniowy [KN/m] - amplituda (stała lub zmienna) [mm] - częstotliwość [Hz] - rodzaj walca	- rodzaj mieszanki - grubość warstwy	- prędkość wawowania - temperatura zagęszczenia

Wartość wskaźnika zagęszczonej warstwy z BA, SMA i AP powinna wynosić co min. 98%.

Do zagęszczenia mieszanki mineralno-asfaltowej stosuje się walce:

- a) stalowe statyczne (rys. 1.7), których skuteczność zagęszczenia zależy od ciężaru i średnicy bębna,
- b) ogumione, których skuteczność zagęszczenia zależy od ciężaru i ciśnienia w oponach, stosowane są częściej jako walce wygładzające po zagęszczeniu walcami stalowymi,
- c) wibracyjne, w których połączono oddziaływanie statyczne (ciężar) z oddziaływaniem dynamicznym, tego rodzaju walce charakteryzują się dużą skutecznością zagęszczenia.

Główne zasady podczas zagęszczania:

- a) zagęszczanie rozpoczynać od spoiny,
- b) wyłączyć wibracje przed zmianą kierunku jazdy,
- c) miękko przyspieszać i hamować,
- d) podjeżdżać jak najbliżej rozkładarki,
- e) jechać do przodu i do tyłu po tym samym torze,
- f) zmieniać tor na zimnej warstwie,
- g) jechać po równoległych torach ze zmiennym punktem zmiany kierunku,
- h) unikać pozostawiania walca na świeżej nawierzchni.



Rys. 1.7. Zagęszczanie mieszanki bitumicznej przy zastosowaniu walców stalowych

Zagęszczanie walcami mieszanek bitumicznych powinno się wykonywać w temperaturze od 130 do 160°C. Przy mieszankach podatnych stosuje się walce statyczne, a przy mieszankach sztywnych – walce wibracyjne. Kolejność wałowania powinna być następująca: spoiny poprzeczne, podłużne, następnie pasy przy najniższej krawędzi. Cienkie warstwy wałuje się poniżej 5 minut ze względu na szybkie stygnięcie warstwy. Walec powinien pracować z małą amplitudą i wysoką częstotliwością, aby uniknąć miażdżenia ziaren.

Wskaźnik zagęszczenia warstwy oblicza się wg wzoru (1.1.):

$$Z = (\rho_s^{(N)} / \rho_s^{(L)}) \cdot 100\% \quad (1.1.)$$

gdzie:

- $\rho_s^{(N)}$  – gęstość strukturalna próbki MMA wyciętej z nawierzchni  
 $\rho_s^{(L)}$  – gęstość strukturalna próbki MMA zagęszczonej w laboratorium

Mieszanki SMA powinny być zagęszczane ciężkimi walcami (8 do 12 t), nie należy stosować walców ogumionych.

Mieszanką niewymagającą zagęszczenia jest asfalt lany. Jest on bowiem samoza-  
gęszczający. Zdolność ta jest efektem składu, w którym jest znaczny udział lepisz-  
cza asfaltowego i wypełniacza. Mieszanka tych dwóch składników szczelnie wy-  
pełnia wolne przestrzenie w szkielecie kruszywa mineralnego (zawartość wolnych  
przestrzeni w MMA wynosi poniżej 1%). Odporność na deformacje asfaltu lanego  
uzyskiwana jest przez wzajemne klinowanie ziaren kruszywa szkieletu mineralne-  
go, w którym wolna przestrzeń między ziarnami większymi jest stopniowo wypeł-  
niana ziarnami mniejszymi, a asfalt spełnia funkcję lepiszcza.

Wykonywane warstwy ścieralne dróg samochodowych z mieszanek asfaltu lane-  
go i SMA powinny być posypane kruszywem w celu poprawy szorstkości powy-  
konawczej. Grysy lakierowane asfaltem należy rozsypywać na gorącą mieszankę  
mineralno-asfaltową bezpośrednio po ułożeniu i przywałować. Dotyczy to rów-  
nież przypadków, gdy zachodzi obawa, że zagęszczona warstwa ścieralna z betonu  
asfaltowego będzie miała zbyt małą szorstkość, a warunki ruchu i ukształtowanie  
drogi będą stwarzały zwiększone niebezpieczeństwo poślizgu pojazdów. Wymaga-  
nie to nie dotyczy nawierzchni dróg lotniskowych.

#### 1.4. PRZYKŁAD PROJEKTOWANIA MIESZANKI MINERALNO-ASFALTOWEJ

##### 1.4.1. Opis wybranego odcinka drogi

Opracowanie recepty mieszanki mineralno-asfaltowej dotyczyć będzie wy-  
branej warstwy nawierzchni bitumicznej (warstwa podbudowy), ujętej w projekcie  
przebudowy istniejącego układu skrzyżowań.

Wybrany projekt dotyczy przebudowy układu drogowego dróg wojewódzkich  
nr 932 i 929. Projekt obejmuje trzy skrzyżowania zlokalizowane w miejscowości  
Świerklany.

Są to skrzyżowania:

- a) DW nr 932 (ul. Żorska) z DW nr 929 (ul. Rybnicka),
- b) DW nr 932 z ciągiem ulicznym Plebiscytowa – Kościuszki,
- c) DW nr 932 z ciągiem ulicznym Boryńska – Kościuszki.

Stan istniejący przy obecnym przebiegu poszczególnych ulic i stosunkowo słabych  
parametrach geometrycznych skrzyżowań powoduje, że w całym rozpatrywanym  
rejonie występują okresowo duże utrudnienia w ruchu kołowym. Istniejące na-  
wierzchnie bitumiczne wykazują liczne uszkodzenia w postaci: spękań, wybojów i  
łat po remontach cząstkowych.

Na podstawie przeprowadzonych badań ugięcia nawierzchni belką Benkelmana,  
stwierdza się, iż ugięcia miarodajne są przekroczone w rejonie DW 929 i DW 932.



Projekt przewiduje wykonanie poszerzeń istniejących ulic oraz ułożenie nowej nawierzchni bitumicznej, z wyjątkiem ulicy Żorskiej, której przebudowa obejmować będzie również wymianę istniejącej konstrukcji drogi, aż do poziomu gruntu rodzimego.

#### 1.4.2. Wymagania stawiane nowej nawierzchni

Kategoria obciążeń ruchem dla poszczególnych ulic:

- a) ul. Żorska, Kościelna – KR4 – przyjęto zgodnie z zaleceniem ZDW w Katowicach, przyjęto warstwy jak dla KR5,
- b) ul. Rybnicka – KR3 – przyjęto zgodnie z zaleceniem ZDW w Katowicach, przyjęto warstwy jak dla KR5,
- c) ul. Boryńska, Plebiscytowa – KR3,
- d) ul. Kościuszki – KR2 – wg uzgodnień z Urzędem Gminy w Świerklanach.

Projektowane warstwy konstrukcji ulic wchodzących w skład przebudowy układu skrzyżowań:

- warstwa ścieralna SMA – gr. 5 cm,
- warstwa wiążąca z betonu asfaltowego o podwyższonej wytrzymałości na koleinowanie gr. od 6 do 8 cm (wg projektu),
- wzmocnienie geosiatką,
- podbudowa zasadnicza z betonu asfaltowego o podwyższonej wytrzymałości na koleinowanie gr. od 7 do 14 cm (wg projektu),
- podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie gr. 20 cm
- pospółka z dodatkiem ziaren przekruszonych 0/63 mm,
- wzmocnienie geowłókniną separacyjno-filtracyjną,
- grunt rodzimy.

Wymagania dotyczące poszczególnych warstw projektowanej nawierzchni bitumicznej zostały określone w szczegółowej specyfikacji technicznej.

Ogólne ustalenia zgodne ze specyfikacją techniczną:

- a) zalecany rodzaj lepiszcza asfaltowego dla podbudowy z betonu asfaltowego to asfalt D35/50 (kategoria ruchu KR 5–6),
- b) należy zastosować wypełniacz, spełniający wymagania normy PN-S-96504:1961 „Drogi samochodowe. Wypełniacz kamienny do mas bitumicznych”,
- c) w zależności od kategorii ruchu należy stosować kruszywa,
- d) projektowanie mieszanki mineralno-asfaltowej obejmuje:
  - dobór składników mieszanki mineralnej
  - dobór optymalnej ilości asfaltu
  - określenie jej właściwości i porównaniu wyników z założeniami projektowymi;

- krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej powinna mieścić się w polu dobrego uziarnienia wyznaczonego przez krzywe graniczne. Dla kategorii ruchu KR 3 do KR 6 należy zastosować mieszankę o uziarnieniu 0 – 31,5 mm lub 0 – 25 mm,
- e) mieszankę mineralno-asfaltową należy wyprodukować w otaczarce o mieszaniu ciągłym lub cyklicznym, zapewniającej prawidłowe dozowanie składników, ich wysuszenie i wymieszanie oraz zachowanie temperatury składników, gotowej mieszanki mineralno-asfaltowej,
- f) wymagania wobec podbudowy z betonu asfaltowego – tab. 1.8.

**Tabela 1.8.**

Wymagania wobec podbudowy z betonu asfaltowego wg specyfikacji technicznej

Lp.	Właściwości	Wymagania wobec podbudowy z BA w zależności od kategorii ruchu
		KR 3 - 6
1	Moduł sztywności pełzania <sup>1)</sup> , MPa	≥ 16,0
2	Stabilność próbek wg metody Marshalla w temperaturze 60° C, zagęszczonych 2 x 75 uderzeń	≥ 11,0
3	Odkształcenie próbek jw. mm	od 1,5 do 3,5
4	Wolna przestrzeń w próbkach jw. %	od 4,0 do 8,0
5	Wypełnienie wolnej przestrzeni w próbkach jw. %	≤ 72,0
6	Grubość w cm warstwy MMA o uziarnieniu: <ul style="list-style-type: none"> <li>• od 0 do 25,0 mm</li> <li>• od 0 do 31,5 mm</li> </ul>	od 8,0 do 14,0 od 9,0 do 16
7	Wskaźnik zagęszczenia warstwy, %	≥ 98,0
8	Wolna przestrzeń w warstwie, %	od 4,5 do 9,0

- g) tolerancje zawartości składników mieszanki mineralno-asfaltowej względem stanu zaprojektowanego przy badaniu pojedynczej próbki metodą ekstrakcji – tab. 1.9.

Tabela 1.9.

Tolerancyjne zawartości składników MMA względem stanu zaprojektowanego

Lp.	Skład mieszanki mineralno-asfaltowej	Mieszanki mineralno-asfaltowe do nawierzchni dróg o kategorii ruchu
		KR 3 do KR 6
1	Ziarna pozostające na sitach o oczkach # (mm): 31,5; 25,0; 16,0; 12,8; 9,6; 8,0; 6,3; 4,0; 2,0	± 4,0 %
2	Jw. 0,85; 0,42; 0,30; 0,18; 0,15; 0,075	± 2,0 %
3	Ziarna przechodzące przez sito o oczkach # 0,075mm	± 1,5 %
4	Asfalt	± 0,3 %

### 1.4.3. Opracowanie recepty laboratoryjnej dla wybranej warstwy nawierzchni

Recepta laboratoryjna zostanie opracowana dla betonu asfaltowego przeznaczonego na warstwę podbudowy, o uziarnieniu 0 – 25 mm dla kategorii ruchu 3 – 6.

Produkcja zaprojektowanej MMA odbędzie się na wybranej wytwórni mas bitumicznych w miejscowości Bełk, znajdującej się w odległości 25 km od miejsca wbudowania mieszanki.

#### 1.4.3.1. Dobór rodzaju kruszywa wchodzącego w skład mieszanki mineralnej

Cechy techniczne kruszywa tworzących mieszankę mineralną wpływają w istotny sposób na właściwości mechaniczne MMA. Im wyższa kategoria drogi, tym ostrzejsze są wymagania dla klas i gatunków stosowanych kruszyw. Dla wyższych kategorii ruchu należy stosować kruszywo łamane, które charakteryzuje się lepszymi cechami technicznymi niż kruszywo naturalne.

Uwzględniając wymagania specyfikacji technicznej oraz możliwości zaopatrzenia w surowce skalne wybranej wytwórni mas bitumicznych, zostały wybrane materiały zgodnie z tab. 1.10.

Tabela 1.10.

Materiały wchodzące w skład projektowanej MMA

Oznaczenie / frakcja	Rodzaj skały	Pochodzenie
Piasek łamany 0,075 / 2 mm	melafir	Kopalnia Rybnica Leśna
Grys 2 / 5 mm	melafir	Kopalnia Rybnica Leśna
Grys 4 / 12,8 mm	gabro	Kopalnia Słupiec
Grys 10 / 25 mm	gabro	Kopalnia Słupiec
Grys 20 / 31,5 mm	gabro	Kopalnia Słupiec
Piasek naturalny		Piaskowania Gardawice
Mączka wapienna		Tarnów Opolski

Producent wyżej wymienionych kruszyw, tj. Kopalnie Surowców Skalnych Sp. z o.o. w Bartnicy, przedstawił orzeczenia o jakości kruszyw, których wyniki badań stwierdzają klasę I oraz gatunek 1 wybranych grysów.

Raport z badań piasku kopanego z piaskowni Gardawice, ocenia badaną próbkę materiału zgodną z wymaganiami dla gatunku 1.

Na podstawie przedstawionych badań określających cechy fizykomechaniczne poszczególnych grysów można stwierdzić, że wybrane materiały spełniają założenia projektu.

Skład mieszanki mineralnej zostanie ustalony na podstawie metody opartej na krzywych granicznych uziarnienia mieszanki. Podstawowym badaniem jest wykonanie analizy sitowej poszczególnych kruszyw, wchodzących w skład projektowanej mieszanki mineralnej (tab. 1.11).

**Tabela 1.11.**

Wyniki analizy sitowej kruszyw wchodzących w skład projektowanej mieszanki mineralnej

Wymiar oczek sit # (mm)	Materiały (odsiew frakcji %)						
	Mączka wapienna	Melafir 0,075/2	Melafir 2/5	Piasek 0/2	Gabro 4/12,8	Gabro 10/25	Gabro 20/31,5
# 31,5	-	-	-	-	-	-	-
# 25	-	-	-	-	-	-	50,2
# 20	-	-	-	-	-	13,4	44,2
# 16	-	-	-	-	-	46,4	4,4
# 12,8	-	-	-	-	0,8	29,7	0,6
# 9,6	-	-	-	-	10,0	7,9	0,0
# 8,0	-	-	-	-	21,7	1,1	0,0
# 6,3	-	-	0,4	-	26,8	0,1	0,0
# 4,0	-	-	36,7	-	31,5	0,0	0,0
# 2,0	-	9,2	54,2	3,4	4,6	0,0	0,0
# 0,85	-	40,2	5,9	15,2	1,8	0,0	0,1
# 0,42	-	16,6	0,5	41,8	0,7	0,0	0,1
# 0,30	-	5,4	0,2	18,4	0,3	0,0	0,1
# 0,18	0,1	5,8	0,2	14,6	0,4	0,0	0,1
# 0,15	0,2	1,4	0,1	1,7	0,2	0,0	0,0
# 0,075	5,5	5,0	0,3	2,9	0,5	0,1	0,1
< 0,075	94,2	16,4	1,5	2,0	0,7	1,3	0,1
Razem	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

#### 1.4.3.2. Projekt mieszanki mineralnej

Projektując mieszankę mineralną należy pamiętać o tzw. zestawie odpylania stosowanym w wytwórni mas bitumicznych. Instalacja odpylania odbiera w pewnym stopniu do zbiorników pyłów część pylastą mieszanki, tj. ziarna poniżej 0,075 mm. Zabieg taki nieznacznie zmienia analizy sitowe materiałów kamiennych, użytych do produkcji mieszanki. Zmiany te mają duży wpływ na późniejszy jej skład. W przypadku wybranej wytwórni odpylanie wynosi 50%. Ponieważ mączka wapienna podawana jest bezpośrednio do mieszalnika WMB, omijając system odpylania, dlatego nie trzeba uwzględniać dla wypełniacza utraty części pylastych.

#### **Obliczenie odpylania dla poszczególnych kruszyw wchodzących w skład mieszanki mineralnej**

Analizy sitowe przeliczamy, uwzględniając system odpylania w następujący sposób: w mieszance melafiru o frakcji 0/2 mm znajduje się 16,4% materiału poniżej sita 0,075 mm. Oznacza to, że po odpyleniu wynoszącym 50%, zostanie tylko 8,2% materiału. W takiej sytuacji suma odsiewu mieszanki 0/2 nie daje 100% tylko 91,8%. Dlatego należy przeliczyć wszystkie odsiewy materiału 0/2 mm od początku (tab.1.12).

Przykładowo dla sita 0,18 mm, gdzie odsiew wynosi 5,8% należy zastosować zasadę proporcji (1.2.):

$$\frac{5,8}{X} = \frac{91,8\%}{100\%} \quad (1.2.)$$

czyli

$$X = (5,8 \times 100) / 91,8$$

$$X = 6,32\%$$

Tabela 1.12.

Analizy sitowe materiałów kamiennych po uwzględnieniu odpylania

Wymiar oczek sit # (mm)	Materiały (odsiew frakcji %)						
	Mączka wapienna	Melafir 0,075/2	Melafir 2/5	Piasek 0/2	Gabro 4/12,8	Gabro 10/25	Gabro 20/31,5
# 31,5	-	-	-	-	-	-	-
# 25	-	-	-	-	-	-	50,2
# 20	-	-	-	-	-	13,5	44,2
# 16	-	-	-	-	-	46,7	4,4
# 12,8	-	-	-	-	0,8	29,9	0,6
# 9,6	-	-	-	-	10,0	8,0	0,0
# 8,0	-	-	-	-	21,8	1,1	0,0
# 6,3	-	-	0,4	-	26,9	0,1	0,0
# 4,0	-	-	37,0	-	31,6	0,0	0,0
# 2,0	-	10,0	54,6	3,4	4,6	0,0	0,0
# 0,85	-	43,8	5,9	15,4	1,8	0,0	0,1
# 0,42	-	18,1	0,5	42,2	0,7	0,0	0,1
# 0,30	-	5,9	0,2	18,6	0,3	0,0	0,1
# 0,18	0,1	6,3	0,2	14,7	0,4	0,0	0,1
# 0,15	0,2	1,5	0,1	1,7	0,2	0,0	0,0
# 0,075	5,5	5,4	0,3	2,9	0,5	0,1	0,1
< 0,075	94,2	8,9	0,8	1,0	0,4	0,7	0,1
Razem	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Po tej analizie, może nastąpić ustalenie wstępnego składu mieszanki mineralnej (tab.1.13).

Tabela 1.13.

Proponowany skład procentowy mieszanki mineralnej

Lp.	Frakcja	Materiał	Udział w mieszance mineralnej
1		Mączka wapienna	3,8%
2	0/2	Melafir	10,0%
3	0/2	Piasek	10,0%
4	2/5	Melafir	8,0%
5	4/12,8	Gabro	31,0%
6	10/25	Gabro	24,0%
7	20/31,5	gabro	13,2%

### Obliczenie procentowej zawartości każdego materiału na sicie

Procentową zawartość materiałów na poszczególnych sitach (tab. 1.14.) obliczamy w następujący sposób – wartość odsiewu na każdym sicie mnożymy przez zaproponowaną zawartość danego materiału i dzielimy przez 100.

Przykładowo – dla materiału 2/5 melafir odsiew na sicie # 2 mm wynosi 54,6%, zaproponowany udział tego materiału w mieszance mineralnej to 8,0%.

$$(54,6 \times 8,0) / 100 = 4,4$$

**Tabela 1.14.**

Obliczenie procentowej zawartości każdego materiału na sicie

Wymiar oczek sit # (mm)	Materiały (odsiew frakcji %)													
	Mączka wapienna		Melafir 0,075/2		Melafir 2/5		Piasek 0/2		Gabro 4/12,8		Gabro 10/25		Gabro 20/31,5	
	analiza sitowa	zawartość w MM	analiza sitowa	zawartość w MM	analiza sitowa	zawartość w MM	analiza sitowa	zawartość w MM	analiza sitowa	zawartość w MM	analiza sitowa	zawartość w MM	analiza sitowa	zawartość w MM
		3,8 (%)		10 (%)		8,0 (%)		10 (%)		31 (%)		24 (%)		13,2 (%)
# 31,5	-		-		-		-		-		-		-	
# 25	-		-		-		-		-		-		50,2	6,6
# 20	-		-		-		-		-		13,5	3,2	44,2	5,9
# 16	-		-		-		-		-		46,7	11,2	4,4	0,6
# 12,8	-		-		-		-		0,8	0,2	29,9	7,2	0,6	0,1
# 9,6	-		-		-		-		10,0	3,1	8,0	1,9	0,0	0,0
# 8,0	-		-		-		-		21,8	6,8	1,1	0,3	0,0	0,0
# 6,3	-		-		0,4	0,0	-		26,9	8,3	0,1	0,0	0,0	0,0
# 4,0	-		-		37,0	3,0	-		31,6	9,8	0,0	0,0	0,0	0,0
# 2,0	-		10,0	1,0	54,6	4,4	3,4	0,3	4,6	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0
# 0,85	-		43,8	4,4	5,9	0,5	15,4	1,5	1,8	0,6	0,0	0,0	0,1	0,0
# 0,42	-		18,1	1,8	0,5	0,0	42,2	4,2	0,7	0,2	0,0	0,0	0,1	0,0
# 0,30	-		5,9	0,6	0,2	0,0	18,6	1,9	0,3	0,1	0,0	0,0	0,1	0,0
# 0,18	0,1	0,0	6,3	0,6	0,2	0,0	14,7	1,5	0,4	0,1	0,0	0,0	0,1	0,0
# 0,15	0,2	0,0	1,5	0,2	0,1	0,0	1,7	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
# 0,075	5,5	0,2	5,4	0,5	0,3	0,0	2,9	0,3	0,5	0,2	0,1	0,0	0,1	0,0
< 0,075	94,2	3,6	8,9	0,9	0,8	0,1	1,0	0,1	0,4	0,1	0,7	0,2	0,1	0,0
Razem	100%	3,8	100%	10,0	100%	8,0	100%	10,0	100%	31,0	100%	24,0	100%	13,2

### Obliczenie procentowej zawartości odsiewu na poszczególnych sitach

Dla obliczenia odsiewu mieszanki mineralnej należy zsumować procentowe zawartości odsiewu kruszyw na poszczególnych sitach (tab.1.15).

Tabela 1.15.

## Wynik odsiewu na poszczególnych sitach

Wymiar oczek sit # (mm)	Procentowy udział materiałów składowych mieszanki mineralnej							Wynik odsiewu frakcji (%)
	Mączka wap.	Melafir 0,075/2	Melafir 2/5	Piasek 0/2	Gabro 4/12,8	Gabro 10/25	Gabro 20/31,5	
	Odsiew frakcji na sicie (%)							
# 31,5								
# 25							6,6	6,6
# 20						3,2	5,9	9,1
# 16						11,2	0,6	11,8
# 12,8					0,2	7,2	0,1	7,5
# 9,6					3,1	1,9	0,0	5,0
# 8,0					6,8	0,3	0,0	7,1
# 6,3			0,0		8,3	0,0	0,0	8,3
# 4,0			3,0		9,8	0,0	0,0	12,8
# 2,0		1,0	4,4	0,3	1,4	0,0	0,0	7,1
# 0,85		4,4	0,5	1,5	0,6	0,0	0,0	7,0
# 0,42		1,8	0,0	4,2	0,2	0,0	0,0	6,2
# 0,30		0,6	0,0	1,9	0,1	0,0	0,0	2,6
# 0,18	0,0	0,6	0,0	1,5	0,1	0,0	0,0	2,2
# 0,15	0,0	0,2	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,5
# 0,075	0,2	0,5	0,0	0,3	0,2	0,0	0,0	1,2
< 0,075	3,6	0,9	0,1	0,1	0,1	0,2	0,0	5,0
Razem	3,8	10,0	8,0	10,0	31,0	24,0	13,2	100%

**Wyznaczenie rzędnych krzywej uziarnienia mieszanki mineralnej**

Rzędne krzywej uziarnienia (przesiew mieszanki) wyznacza się wg następującej zasady:

rzędna krzywej sita (x-1) plus suma odsiewu sita (x-1).

Po wyznaczeniu rzędnych krzywej uziarnienia MM (tab. 1.16) należy sprawdzić, czy zaprojektowana krzywa uziarnienia MM znajduje się w polu wyznaczonym przez krzywe graniczne uziarnienia dla mieszanki 0/25 mm przeznaczonej na podbudowę dla kategorii ruchu 3-6. Rzędne krzywych granicznych zostały określone w szczegółowej specyfikacji technicznej na podstawie normy PN-S-96025: 2000.



**Tabela 1.16.**

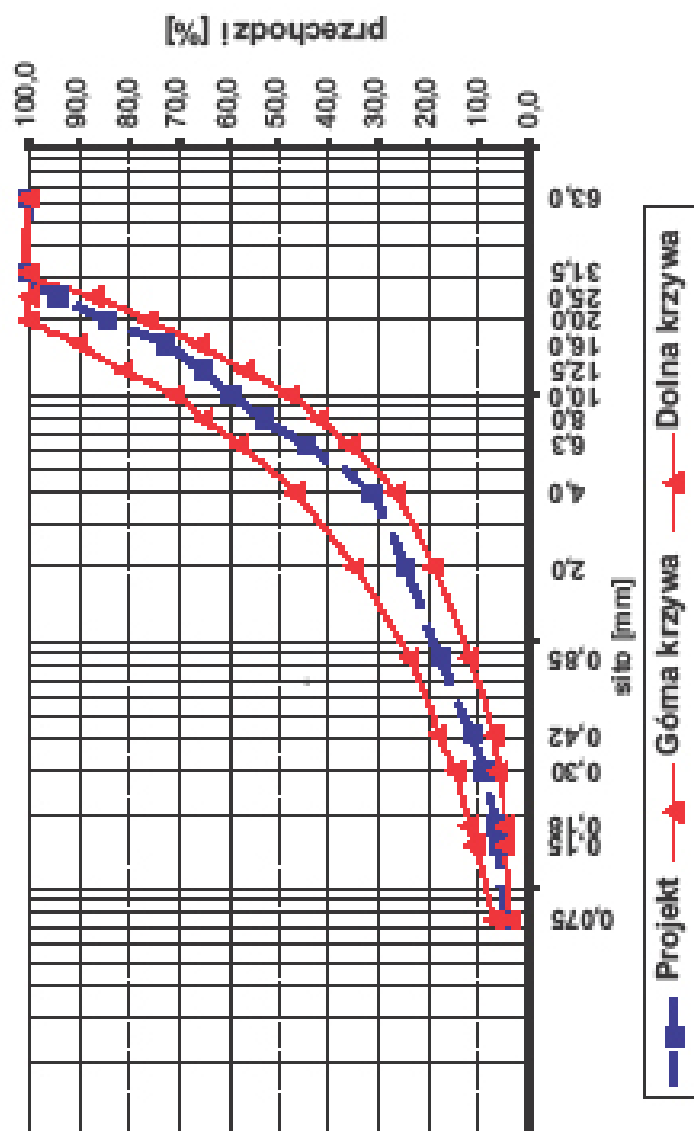
Rzędne krzywej uziarnienia projektowanej mieszanki mineralnej

Wymiar oczek sit # (mm)	Wynik odsiewu frakcji (%)	Krzywe uziarnienia		
		projekt	graniczna dolna	graniczna górna
# 31,5		<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>
# 25	6,6	<b>93,4</b>	<b>87</b>	<b>100</b>
# 20	9,1	<b>84,3</b>	<b>76</b>	<b>100</b>
# 16	11,8	<b>72,5</b>	<b>66</b>	<b>90</b>
# 12,8	7,5	<b>65,0</b>	<b>57</b>	<b>81</b>
# 9,6	5,0	<b>60,0</b>	<b>48</b>	<b>71</b>
# 8,0	7,1	<b>52,9</b>	<b>42</b>	<b>65</b>
# 6,3	8,3	<b>44,6</b>	<b>36</b>	<b>58</b>
# 4,0	12,8	<b>31,8</b>	<b>27</b>	<b>47</b>
# 2,0	7,1	<b>24,7</b>	<b>19</b>	<b>35</b>
# 0,85	7,0	<b>17,7</b>	<b>12</b>	<b>24</b>
# 0,42	6,2	<b>11,5</b>	<b>7</b>	<b>18</b>
# 0,30	2,6	<b>8,9</b>	<b>6</b>	<b>15</b>
# 0,18	2,2	<b>6,7</b>	<b>5</b>	<b>12</b>
# 0,15	0,5	<b>6,2</b>	<b>5</b>	<b>11</b>
# 0,075	1,2	<b>5,0</b>	<b>4</b>	<b>7</b>
< 0,075	5,0			

Krzywa uziarnienia zaprojektowanej mieszanki znajduje się w polu wyznaczonym przez krzywe graniczne (wykres 1.2). Projekt mieszanki przewiduje wprowadzenie większej ilości kruszyw wyższych frakcji, co powinno zapewnić stworzenie silnego szkieletu mieszanki, a co za tym idzie uzyskanie dużej odporności na deformacje trwałe (koleinowanie).

Wykres 1.2. Krzywa uziarnienia zaprojektowanej mieszanki mineralnej

**Krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej**



### 1.4.3.3. Oznaczenie gęstości objętościowej poszczególnych kruszyw

Procedura badawcza wg zeszytu 64 IBDiM [D1]

Gęstość objętościowa kruszywa – iloraz masy ziarn kruszywa w stanie suchym i jego objętości (bez przestrzeni międzyziarnowych i porów wewnątrz ziaren).

Oznaczenie gęstości objętościowej kruszyw wchodzących w skład mieszanki wykonano za pomocą piknometru o pojemności 1000 cm<sup>3</sup>.

Oznaczenie przeprowadzono równolegle na dwóch próbkach każdej frakcji materiału.

Przebieg badania:

- a) próbkę kruszywa należy wysuszyć do stałej masy i ostudzić do temp. otoczenia,
- b) oznaczyć masę piknometru (m) o znanej objętości (V), (kolba + nasadka) – oznaczenie objętości piknometru wykonuje się poprzez skalowanie,
- c) wsypać próbkę kruszywa do kolby piknometru i nałożyć na kolbę nasadkę,
- d) zważyć kolbę z suchą próbką i z nasadką,
- e) zdjąć nasadkę, nalać rozpuszczalnika do podstawy szyjki kolby i pozostawić na 0,5 godz. w temperaturze otoczenia,
- f) usunąć pęcherzyki powietrza przez intensywne mieszanie bagietką, obracanie i wstrząsanie piknometru przez 15 minut,
- g) nałożyć nasadkę i dolać rozpuszczalnika do podstawy szyjki nasadki,
- h) wstawić do łaźni wodnej o temp. 25° C na okres co najmniej 2 godzin, razem z piknometrem umieścić w łaźni naczynie z rozpuszczalnikiem,
- i) po upływie 2 godzin dopełnić piknometr do kreski pomiarowej rozpuszczalnikiem termostatowanym w łaźni,
- j) zważyć z dokładnością do 0,1 g (kolba + nasadka + próbka + rozpuszczalnik).

Gęstość kruszywa obliczona została z dokładnością do 0,001 g/cm<sup>3</sup> ze wzoru (1.3.):

$$\rho_o = (m_1 - m) / [v - (m_2 - m_1) / \rho_r ] \quad (1.3.)$$

w którym :

m – masa piknometru (g)

m<sub>1</sub> – masa piknomertu z próbką (g)

m<sub>2</sub> – masa piknometru z próbką i rozpuszczalnikiem (g)

v – objętość piknometru do kreski pomiarowej (cm<sup>3</sup>)

ρ<sub>r</sub> – gęstość zastosowanego rozpuszczalnika w temperaturze oznaczania 25°C

Dopuszczalna różnica między wynikami równoległych oznaczeń nie może przekraczać wartości 0,02 g/cm<sup>3</sup>. Wyniki badań zestawiono w tab. 1.17.

Tabela 1.17.

Wyniki oznaczenia gęstości objętościowej kruszyw

Wyniki badań gęstości kruszyw		
Lp.	Materiał	Gęstość (g/cm <sup>3</sup> )
1	Mączka wapienna	2,704
2	Melafir 0/2	2,748
3	Melafir 2/5	2,762
4	Piasek	2,661
5	Gabro 4/12,8	3,003
6	Gabro 10/25	2,999
7	Gabro 20/31,5	2,994

#### 1.4.3.4. Wyznaczenie zawartości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej

##### Środek adhezyjny

Przyjętym lepiszczem w projekcie MMA jest asfalt D35/50.

Uwzględniając właściwości grysów wchodzących w skład MM, należy zastosować wybrany środek adhezyjny, który wpłynie na poprawę adhezji asfaltu z kruszywem. Gabro wchodzące w skład mieszanki jest skałą magmową, głębinową. Jego właściwości techniczne są zbliżone do granitu, a skład mineralny i chemiczny bardzo podobny do bazaltu, co zalicza gabro do tzw. skał kwaśnych (zawartość krzemionki na poziomie 55%).

Proponowanym środkiem adhezyjnym jest Wetfix BE. Optymalną zawartość Wetfix BE w stosunku do masy asfaltu producent określił na poziomie od 0,2% do 0,5% w stosunku do masy asfaltu. W projekcie MMA założono użycie środka adhezyjnego w ilości 0,2% w stosunku do masy asfaltu.

##### Zawartość asfaltu w MMA

Zawartość lepiszcza w mieszance mineralno-asfaltowej powinna być tak dobrana, aby mogła zapewnić osiągnięcie odpowiedniej zawartości wolnych przestrzeni, maksymalnego zagęszczenia i wytrzymałości projektowanej mieszanki. Właściwą zawartość asfaltu w MMA można określić metodami obliczeniowymi lub doświadczalnymi. Można również projektować właściwą ilość asfaltu, stosując obydwie metody łącznie, tzn. metodę obliczeniowo-doświadczalną.

Wyznaczenie optymalnej zawartości asfaltu w projektowanej mieszance zostanie oparte na metodzie Marshalla. Metoda ta polega na określeniu takich parametrów MMA jak:

- stabilność Marshalla, która jest maksymalną odpornością na osiadanie,
- odkształcenie uformowanej próbki,
- gęstość strukturalną MMA,
- zawartość wolnej przestrzeni w zagęszczonej MMA,
- wypełnienie wolnej przestrzeni w próbce MM.

Badanie należy wykonać dla próbek o różnej zawartości asfaltu zagęszczonych określoną liczbą uderzeń ubijaka. Do wykonania próby Marshalla potrzebne jest min. 9 próbek walcowych o średnicy 100 mm oraz wysokości około 63 mm.

Pierwszym krokiem będzie wstępne ustalenie zawartości asfaltu, korzystając z metody analitycznej – metody powierzchni właściwej.

Obliczenie powierzchni właściwej mieszanki mineralnej:

$$F = (0,04g + 0,06z + 0,10s + 1,5f) \times 2,65 / \rho^{m-m} \quad (1.4.)$$

gdzie:

F – powierzchnia właściwa zaprojektowanej mieszanki ( $m^2/kg$ )

g – zawartość frakcji powyżej 4 mm

z – zawartość frakcji 0,3 do 4 mm

s – zawartość frakcji 0,075 do 0,3 mm

f – zawartość frakcji poniżej 0,075 mm

$\rho^{m-m}$  – gęstość mieszanki mineralnej

$$\rho^{m-m} = 100 / [ (\%k1 / \rho k1) + (\%k2 / \rho k2) + (\%k3 / \rho k3) + \dots ] \quad (1.5.)$$

gdzie:

%k1 – procentowa zawartość materiału k1 w mieszance mineralnej

$\rho k1$  – gęstość materiału k1

$$\rho^{m-m} = 100 / [ (3,8 / 2,704) + (10 / 2,748) + (10 / 2,661) + (8 / 2,762) + (31 / 3,003) + (24 / 2,999) + (13,2 / 2,994) ]$$

$$\rho^{m-m} = 2,904 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

$$F = (0,04g + 0,06z + 0,10s + 1,5f) \times 2,65 / \rho^{m-m}$$

$$F = (0,04 \cdot 68,2 + 0,06 \cdot 22,9 + 0,10 \cdot 3,9 + 1,5 \cdot 5,0) \times 2,65 / 2,904$$

$$F = 10,9 \text{ (m}^2\text{/kg)}$$

Zawartość asfaltu w stosunku do masy mieszanki mineralnej:

$$A_K = (F \cdot b \cdot \rho_a) / 10 \quad (1.6.)$$

gdzie:

$A_K$  – zawartość asfaltu (%)

F – powierzchnia właściwa

b – grubość otoczki asfaltowej

$\rho_a$  – gęstość asfaltu

$$A_K = (10,9 \cdot 3,2 \cdot 1,02) / 10$$

$$A_K = 3,6 \text{ (%)}$$

Ilość asfaltu w stosunku do całkowitej masy mieszanki mineralno-asfaltowej:

$$A_m = (A_k \cdot 100) / (100 + A_k)$$

$$A_m = (3,6 \cdot 100) / (100 + 3,6)$$

$$A_m = 3,5 (\%)$$

Z powyższych obliczeń wynika, że dla projektowanej mieszanki należy zastosować 3,5% zawartości asfaltu. Zalecenia specyfikacji technicznej dotyczące projektowanego betonu asfaltowego przewidują zawartość asfaltu w przedziale od 3,0 do 4,7%.

Dalsze badania zostaną przeprowadzone w oparciu o wyznaczoną zawartość asfaltu w MMA równą 3,5%.

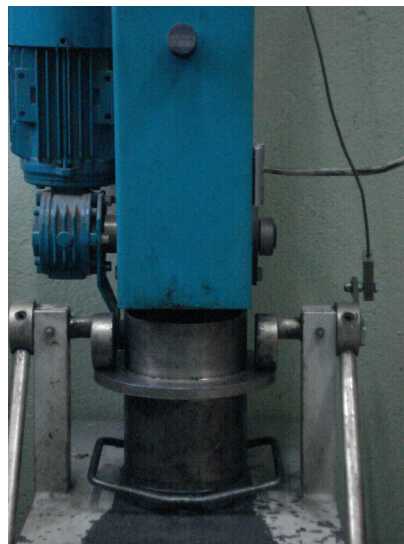
#### 1.4.3.5. Wykonanie próbek Marshalla

Przygotowane serie próbek betonu asfaltowego będą posiadały zawartość asfaltu równą 3,2%, 3,5%, 3,8% oraz 4,1%. Każda seria składa się z 3 próbek o wysokości mieszczącej się w granicach od 58,5 mm do 68,5 mm.

Odpowiednio przygotowaną mieszankę mineralno-asfaltową (o temperaturze 150°C) umieszcza się w formach stalowych (ogrzanych w temperaturze od 110 do 120°C), a następnie zagęszcza się za pomocą ubijaka Marshalla (rys.1.8 i 1.9). Liczba uderzeń na każdą stronę próbki wynosi 75 (lub 50 w zależności od przeznaczenia mma).



Rys. 1.8. Ubijak Marshalla



Rys. 1.9. Stalowa forma do wykonania próbek



Rys. 1.10. Próbkki MMA po zagęszczeniu za pomocą ubijaka Marshalla

Próbkki MMA poddane zagęszczeniu pokazano na rys. 1.10.

#### 1.4.3.6. Oznaczenie gęstości strukturalnej mieszanki mineralno-asfaltowej

Procedura badawcza wg zeszytu 64 IBDiM [D1]

Przed wykonaniem próby ściskania w prasie Marshalla należy oznaczyć gęstość strukturalną gotowych próbek (wg normy PN-EN 12697-5 nazwaną gęstością objętościową próbki).

Gęstość strukturalna – iloraz masy zagęszczonej próbki do jej objętości wraz z porami wewnątrz ziaren i przestrzeniami międzyziarnowymi.

Oznaczenie gęstości strukturalnej obejmuje czynności :

- zważenie próbki suchej z dokładnością do 0,1 g,
- zważenie próbki w wodzie w temperaturze 25°C tak, aby odczyt masy nastąpił po upływie 1 minuty od momentu zanurzenia próbki w wodzie,
- osuszenie próbki do zmatowienia powierzchni oraz ponowne zważenie próbki z dokładnością do 0,1 g.

Obliczenie wyniku oznaczenia gęstości strukturalnej:

$$P_s = [m / (m_2 - m_1)] \cdot \rho_w \quad (1.7.)$$

gdzie:

$\rho_s$  – gęstość strukturalna, g/cm<sup>3</sup>

m – masa próbki suchej, g

$m_1$  – masa próbki w wodzie, g

$m_2$  – masa próbki nasyconej, powierzchniowo suchej, g

$\rho_w$  – gęstość wody destylowanej, przyjęta jako równa 1 g/cm<sup>3</sup>.

Wynik oblicza się z dokładnością do 0,001 g/cm<sup>3</sup>. Dopuszczalna różnica między wynikami równoległych oznaczeń nie powinna przekraczać wartości 0,02 g/cm<sup>3</sup>.

Tabela 1.18.

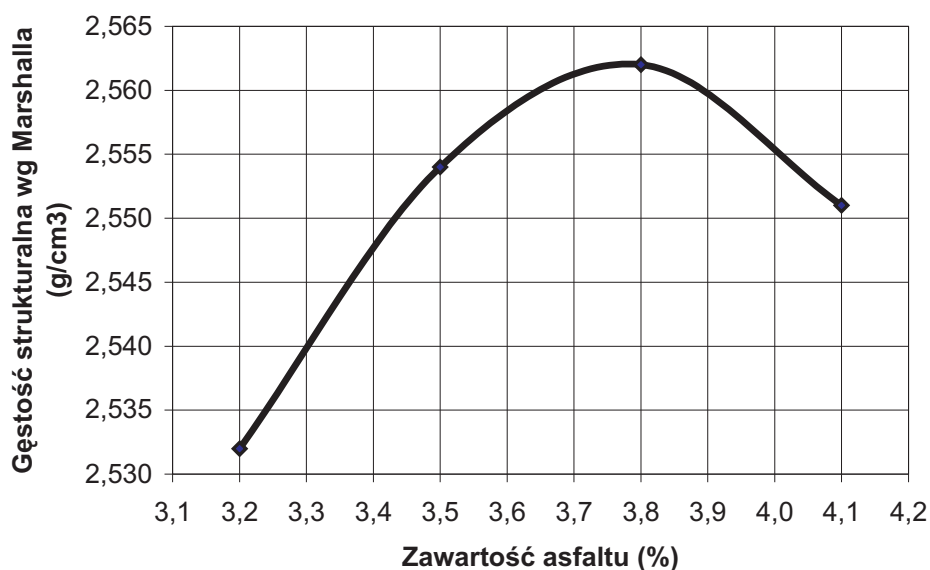
Wyniki oznaczenia gęstości strukturalnej próbek Marshalla

Zawartość asfaltu	Masa próbki suchej	Masa próbki w wodzie	Masa próbki nasyconej wodą	Gęstość strukturalna	Średnia gęstość strukturalna
%	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
3,2	1356,6	828,9	1363,4	2,538	2,532
	1317,4	801,8	1322,0	2,532	
	1356,2	825,3	1362,2	2,526	
3,5	1412,4	867,0	1418,3	2,562	2,554
	1372,8	840,4	1377,4	2,556	
	1398,5	855,6	1405,2	2,545	
3,8	1382,4	846,1	1385,3	2,564	2,562
	1364,5	833,8	1368,3	2,553	
	1341,6	820,6	1343,0	2,568	
4,1	1413,1	865,3	1418,5	2,554	2,551
	1346,2	822,2	1348,7	2,557	
	1378,4	840,9	1382,9	2,543	

Wyniki oznaczenia gęstości strukturalnej próbek Marshalla zamieszczono w tab. 1.18, natomiast wartość gęstości strukturalnej MMA w zależności od zawartości asfaltu przedstawiono na wykresie 1.3.



Wykres 1.3. Wartość gęstości strukturalnej MMA w zależności od zawartości asfaltu



#### 1.4.3.7. Oznaczenie stabilności oraz odkształcenia metodą Marshalla

Badanie stabilności i odkształcenia metodą Marshalla polega na zgniataniu próbki walcowej w prasie, ze stałą prędkością przesuwu prasy. Jako stabilność określa się siłę niszczącą próbkę (wyrażoną w kN), a więc siłę, przy której następuje wzrost odkształcenia, bez przyrostu siły. Drugim parametrem jest odkształcenie próbki, czyli zbliżenie szczęk prasy do siebie podczas ściskania, w momencie osiągnięcia siły niszczącej.

Przebieg badania:

- przygotowane próbki należy zmierzyć suwmiarką, rejestrując jej wysokość,
- oznaczone próbki umieścić w łaźni wodnej w temp. 60° C ( $\pm 1^{\circ}$ C) na 30 min,
- jednocześnie należy termostatować szczęki do ściskania próbek w łaźni lub suszarce w temperaturze badania (rys. 1.11),



Rys. 1.11. Termostatowanie próbek Marshalla w łaźni wodnej

- d) po 30 minutach należy wyjąć szczęki i umieścić je w prasie Marshalla,  
e) wyjąć próbkę z wody, delikatnie osuszyć i natychmiast umieścić w szczękach prasy (rys. 1.12.),



Rys. 1.12. Umieszczenie próbki w prasie Marshalla

- f) uruchomić prasę i dokonać odczytu odkształcenia (mm) i stabilności (kN).



Rys. 1.13. Odczyt wyników odkształcenia i stabilności Marshalla

### **Obliczenie wyników badania**

Stabilność próbki MMA obliczamy wg wzoru:

$$S = a \cdot S_0 \quad (1.8.)$$

gdzie:

$S_0$  – maksymalna siła niszcząca próbkę (kN), odczytana ze wskaźników prasy lub z wykresu

$a$  – współczynnik uwzględniający objętość próbki (w przypadku, gdy próbka ma wysokość inną niż 63,5 mm).

### **Odształcenie próbki**

$$L = L_2 - L_1 \quad (1.9.)$$

gdzie:

$L_1$  – wartość liczbową przyjęta jako odczyt „zerowy” w chwili wzrostu siły, mm

$L_2$  – wartość liczbową odczytana w momencie zniszczenia próbki, mm

Za wynik końcowy należy przyjąć średnią arytmetyczną wyników trzech równoległych pomiarów i podać wynik stabilności z dokładnością do 0,1 kN oraz wynik odkształcenia z dokładnością do 0,1 mm.

Podczas prowadzenia badań warunek powtarzalności oznaczenia będzie spełniony, jeżeli co najmniej 95% wyników nie będzie różnić się między sobą o większą wartość bezwzględną niż:

a) dla oznaczenia stabilności  $R = 1,7$  kN,

b) dla oznaczenia odkształcenia  $R = 1,2$  mm.

Tabela 1.19.

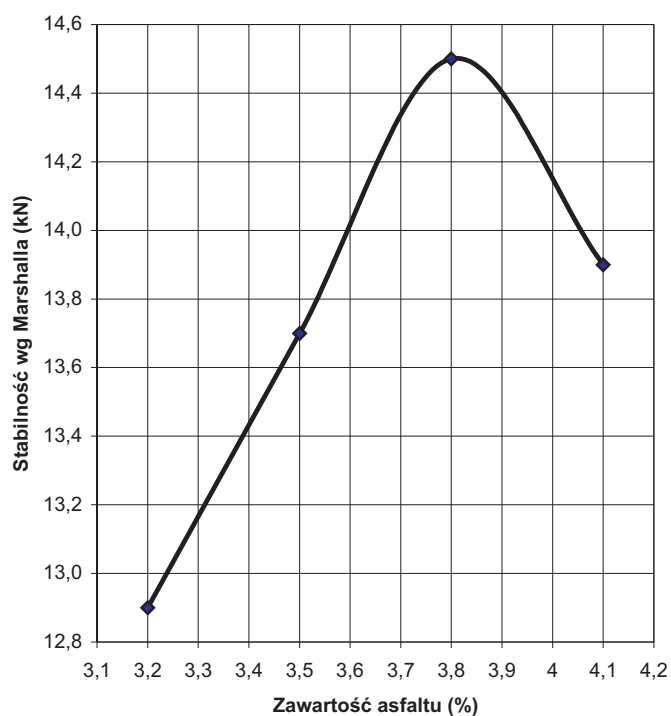
Wyniki badań stabilności i odkształcenia projektowanej MMA

Właściwość	Jednostka	Zawartość asfaltu			
		wariant 1	wariant 2	wariant 3	wariant 4
Zawartość asfaltu	%	3,2	3,5	3,8	4,1
Stabilność wg Marshalla	KN	<b>12,9</b>	<b>13,7</b>	<b>14,5</b>	<b>13,9</b>
Odształcenie wg Marshalla	mm	<b>2,6</b>	<b>2,8</b>	<b>3,1</b>	<b>3,3</b>
Stabilności / odkształcenie	KN/mm	5,0	4,9	4,7	4,2
Wymagania wg specyfikacji technicznej:					
- stabilność próbek Marshalla w temp. + 60°C $\geq$ 11,0 (kN)					
- odkształcenie próbek od 1,5 do 3,5 (mm)					

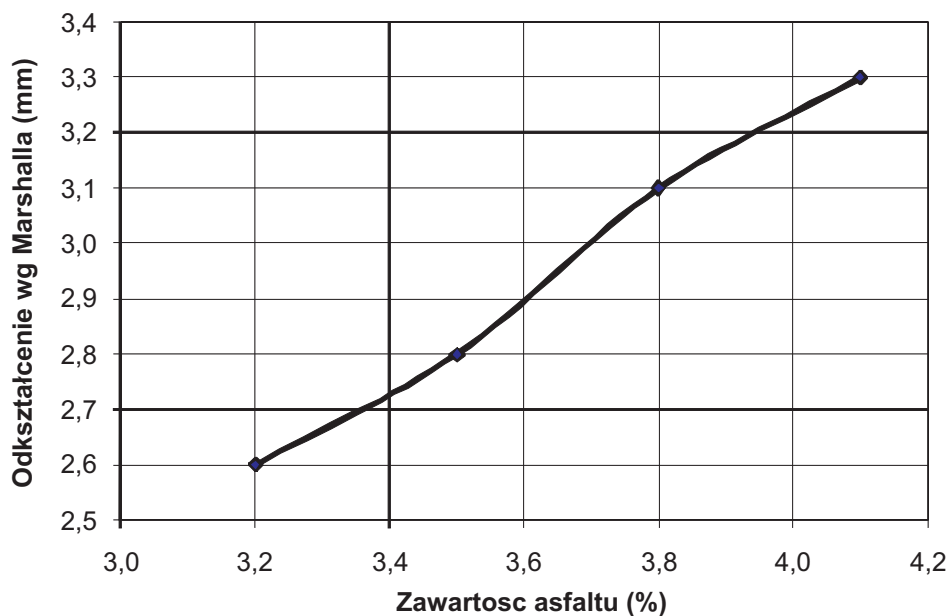
Stosunek stabilności do odkształcenia nie powinien być większy niż 5 kN/mm ze względu na spełnienie zmęczeniowe oraz nie większy niż wartość 2 kN/mm ze względu na odporność MMA na koleinowanie.

Wyniki badań udokumentowano w tab. 1.19. i na wykresach 1.4. i 1.5.

Wykres 1.4. Wynik pomiaru stabilności MMA w zależności od zawartości asfaltu



**Wykres 1.5.** Wyniki pomiaru odkształcenia próbek MMA w zależności od zawartości asfaltu



#### 1.4.3.8. Oznaczenie gęstości objętościowej mieszanki mineralno-asfaltowej

Procedura badawcza wg zeszytu 64 IBDiM [D1].

Gęstość objętościowa MMA to iloraz masy MMA w stanie suchym i jej objętości z porami wewnątrz ziaren (bez przestrzeni między ziarnami). Oznaczenie gęstości wykonano za pomocą piknometru.

**Tabela 1.20.**

Wyniki oznaczenia gęstości objętościowej MMA w zależności od zawartości asfaltu

Zawartość asfaltu (%)	Gęstość objętościowa MMA (g/cm <sup>3</sup> )
3,2	2,732
3,5	2,719
3,8	2,706
4,1	2,689



Rys. 1.14. Pomiar masy piknometru z próbką MMA i rozpuszczalnikiem

**Obliczenie gęstości objętościowej mieszanki mineralnej**

$$\rho_{ok} = (100 - A_m) / [(100/\rho_o) - (A_m/\rho_a)] \quad (1.10)$$

gdzie:

$\rho_{ok}$  – gęstość objętościowa mieszanki mineralnej, (g/cm<sup>3</sup>)

$A_m$  – zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej, [% (m/m)]

$\rho_a$  – gęstość asfaltu, (g/cm<sup>3</sup>) – przyjęto wartość równą 1,02 (g/cm<sup>3</sup>)

$\rho_o$  – gęstość objętościowa mieszanki mineralno-asfaltowej, (g/cm<sup>3</sup>).

**Tabela 1.21.**

Wyniki gęstości objętościowej MM liczonej  
w zależności od zawartości asfaltu

Zawartość asfaltu (%)	Gęstość objętościowa MM liczona (g/cm <sup>3</sup> )
3,2	2,892
3,5	2,894
3,8	2,895
4,1	2,891

Otrzymane wyniki umieszczono w tab. 1.20. i 1.21., a rys. 1.14. stanowi rejestrację pomiaru.

#### 1.4.3.9. Obliczenie zawartości wolnej przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej

Zawartość wolnej przestrzeni w zagęszczonej MMA (tab. 1.22) jest ilorazem objętości przestrzeni niewypełnionej przez asfalt oraz zagęszczone składniki mineralne i objętości składników mineralnych otoczonych asfaltem (z porami wewnątrz ziaren).

Wolną przestrzeń obliczamy ze wzoru

$$P = [(\rho_o - \rho_s) / \rho_o] \cdot 100 (\%) \quad (1.11.)$$

gdzie

$\rho_o$  – gęstość objętościowa mieszanki mineralno-asfaltowej, (g/cm<sup>3</sup>)

$\rho_s$  – gęstość strukturalna, g/cm<sup>3</sup>.

**Tabela 1.22.**

Zawartość wolnych przestrzeni w MMA w zależności od zawartości asfaltu

Zawartość asfaltu (%)	Gęstość objętościowa MMA (g/cm <sup>3</sup> )	Gęstość strukturalna MMA (g/cm <sup>3</sup> )	Zawartość wolnych przestrzeni (%)
3,2	2,732	2,532	<b>7,3</b>
3,5	2,719	2,554	<b>6,1</b>
3,8	2,706	2,562	<b>5,3</b>
4,1	2,689	2,551	<b>5,1</b>

Wymagania wg specyfikacji technicznej : od 4,0 do 8,0%.

#### 1.4.3.10. Obliczenie zawartości przestrzeni wypełnionej lepiszczem

Zawartość przestrzeni wypełnionej asfaltem (tab. 1.23.) w zagęszczonej mieszance mineralno-asfaltowej to iloraz objętości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej i zawartość wolnej przestrzeni w tej mieszance mineralnej będącej w stanie zagęszczonym.

Przestrzeń wypełnioną asfaltem obliczamy ze wzoru (1.12.):

$$P_a = (V_a / V_{pa}) \cdot 100 (\%) \quad (1.12.)$$

w którym:

$V_a$  – oznacza zawartość objętościową asfaltu

$$V_a = (A_m \cdot \rho_s) / \rho_a \quad (1.13.)$$

$V_{pa}$  – oznacza zawartość objętościową przestrzeni w zagęszczonym szkieletcie mineralnym

$$V_{pa} = 100 - [((100 - A_m) \cdot \rho_s) / \rho_{ok}] \quad (1.14.)$$

gdzie :

$A_m$  – zawartość asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej (%)

$\rho_a$  – gęstość asfaltu ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$\rho_s$  – gęstość strukturalna zagęszczonej próbki mieszanki mineralno-asfaltowej ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$\rho_{ok}$  – gęstość objętościowa mieszanki mineralnej ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ).

**Tabela 1.23.**

Wypełnienie wolnych przestrzeni lepiszczem w MMA w zależności od zawartości asfaltu

Zawartość asfaltu (%)	Gęstość objętościowa MM ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Gęstość strukturalna MMA ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Wypełnienie wolnych przestrzeni lepiszczem (%)
3,2	2,892	2,532	<b>52,1</b>
3,5	2,894	2,554	<b>59,1</b>
3,8	2,895	2,562	<b>64,2</b>
4,1	2,891	2,551	<b>66,6</b>
Wymagania wg specyfikacji technicznej $\leq 72\%$			

#### 1.4.3.11. Zestawienie wartości wyznaczonych metodą Marshalla

**Tabela 1.24.**

Parametry MMA w zależności od zawartości asfaltu

Parametry	Zawartość asfaltu (%)			
	3,2	3,5	3,8	4,1
Stabilność (kN)	12,9	13,7	14,5	13,9
Odkształcenie (mm)	2,6	2,8	3,1	3,3
Gęstość strukturalna ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,532	2,554	2,562	2,551
Wypełnienie wolnej przestrzeni (%)	52,1	59,1	64,2	66,6
Zawartość wolnej przestrzeni (%)	7,3	6,1	5,3	5,1
Stosunek stabilności do odkształcenia (kN/mm)	5,0	4,9	4,7	4,2

Po wyznaczeniu ww. parametrów oraz przeanalizowaniu wyników (tab. 1.24.) za optymalną zawartość asfaltu dla projektowanej mieszanki uznano wartość 3,8%. Przy tej zawartości asfaltu otrzymujemy największą stabilność oraz największe wypełnienie wolnej przestrzeni, które zapewniają największą odporność na zmęczenie mieszanki. Gęstość strukturalna jest największą wartością przy zawartości asfaltu 3,8%, co świadczy o poprawnej relacji składników między sobą, a co za tym



idzie, możliwością uzyskania wymaganego zagęszczenia mieszanki. W ogólnym ujęciu wszystkie wyznaczone parametry mieszanki spełniają wymagania SST.

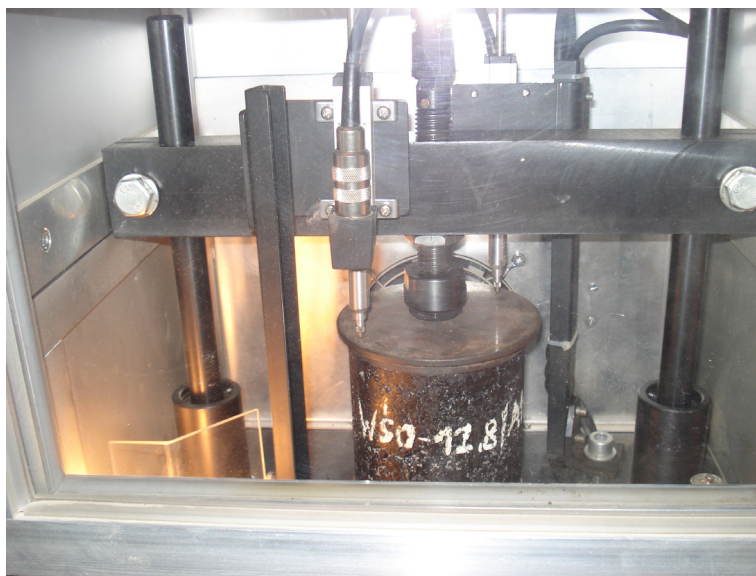
#### 1.4.3.12. Oznaczenie modułu sztywności pełzania

Procedura badawcza wg zeszytu nr 49 IBDiM [D2].

Brakującą wartością wymaganą na poziomie projektowania MMA jest oznaczenie modułu sztywności pełzania pod obciążeniem statycznym. Specyfikacja techniczna stawia wymagania uzyskania wyniku o wartości  $\geq 16,0$  MPa.

Badanie to odzwierciedla jeden z rodzajów obciążenia nawierzchni. Pełzanie jest zjawiskiem przyrostu odkształcenia pod obciążeniem o stałej wartości, działającym długotrwale. Ten rodzaj obciążenia pojawia się na nawierzchni w przypadku postojów samochodów. Jest to najbardziej niekorzystny sposób oddziaływania na nawierzchnię asfaltową. Właściwości lepko-sprężyste asfaltu, nawet w wypadku temperatur umiarkowanych, powodują, że nawierzchnia z MMA jest mniej odporna na zjawisko pełzania niż inne materiały stosowane w budownictwie drogowym.

Badanie modułu sztywności wykonuje się w  $40^{\circ}\text{C}$ , obciążając próbkę walcową (o średnicy podstawy 101 mm i wys. 100 mm) siłą, wywołującą naprężenia ścisające równe  $0,1$  MPa przez okres 1 godziny i mierzy się jej odkształcenie (rys. 1.15).



Rys. 1.15. Próbką MMA podczas badania modułu sztywności pełzania

Moduł sztywności jest stosunkiem naprężenia do odkształcenia względnego próbki w MPa (odkształcenie względne: stosunek odkształcenia po 1 godzinie do początkowej wysokości próbki) – tab. 1.25.

Badanie modułu sztywności wymagane jest w przypadku projektowania MMA dla dróg o kategorii ruchu od KR3 do KR6.

Tabela 1.25.

Zestawienie wyników badania modułu sztywności pełzania zaprojektowanej MMA

Badanie modułu sztywności zaprojektowanej MMA				
Nr próbki	Średnica próbki (mm)	Wysokość próbki (mm)	Wynik (MPa)	Średnia wartość (MPa)
1	102	103	26,7	<b>25,9</b>
2	102	102	25,2	

Uzyskana wartość modułu sztywności 25,9 MPa spełnia wymagania stawiane w specyfikacji technicznej.

#### 1.4.4. Odcinek próbny

Właściwości zaprojektowanej MMA (tab. 1.26) zostały sprawdzone w warunkach laboratoryjnych. Dla potwierdzenia uzyskanych parametrów wg założeń projektu recepta laboratoryjna została odpowiednio przekształcona na tzw. receptę roboczą uwzględniającą budowę wybranej otaczarki (dozowanie wstępne oraz zestaw sit sortownika).

Wybrana wytwórnia mas bitumicznych znajduje się w miejscowości Bełk koło Rybnika.

Jest to otaczarka o wydajność 120 Mg/h. System odpylania wytwórni został określony na poziomie 50%. Jest on oparty na zastosowaniu cyklonów oraz filtrów tkaninowych. Sortownik wytwórni posiada cztery sita o wymiarach oczek # 4,0; 10,0; 16,0 oraz 31,5 mm.

Dozowanie mączki oraz asfaltu odbywa się wagowo, bezpośrednio do mieszalnika. Otaczarka posiada wózek transportujący gotową mieszankę do silosów, z których następuje załadunek mieszanki na samochody. Podczas produkcji MMA próbki zostały pobrane bezpośrednio z wózka otaczarki.

Tabela 1.26.

Ustawienia recepty roboczej na wybranej wytwórni  
podczas produkcji zaprojektowanej MMA

Sita sortownika (mm)	Komora	Frakcja (mm)	Ilość naważania (%)
4,0	I	0 - 4	26,9
10,0	II	4 - 10	27,1
16,0	III	10 - 16	12,0
31,5	IV	16 - 31,5	26,5
Dozowanie do mieszalnika	Mączka	-	3,7
Dozowanie do mieszalnika	Asfalt D35/50	-	3,8
Dozowanie do zbiornika z asfaltem	Wetfix BE	0,2% wagi asfaltu	-
Ogółem			100 %
Parametry produkcji			
Wielkość zarobu			1000 kg
Czas mieszania			18 sekund
Temperatura asfaltu			155°C
Temperatura MMA			(140 - 170)°C

Dla otrzymania produktu o właściwościach jak najbardziej zbliżonych do projektu w pierwszej fazie produkcji został wykonany zarób mieszanki na otaczarce bez dozowania asfaltu. Pobraną w ten sposób próbkę mieszanki kruszywa przesiano przez zestaw sit laboratoryjnych oraz obliczono krzywą uziarnienia mieszanki. Uzyskana krzywa uziarnienia została porównana z założeniami uziarnienia MMA. Ze względu na zbyt duże ujemne odchyłki w uziarnieniu mieszanki w przedziale sit 16,0 mm do 25 mm, zwiększono ilości naważania IV komory o 3%, natomiast zmniejszono ilość naważania komory II.

Po ponownym wykonaniu zarobu próbnego i analizy sitowej mieszanki otrzymane wyniki mieściły się w przedziale dopuszczalnych odchyłek uziarnienia.

Odcinek próbny został wykonany w miejscowości Bojanów koło Raciborza. Transport na budowę wyprodukowanej MMA odbywał się samochodami samowyladowczymi. Mieszankę ułożono rozkładarką oraz zagęszczono przy użyciu walca stalowego (rys. 1.16. - 1.18.).



Rys. 1.16. Załadunek MMA do kosza rozkładarki



Rys. 1.17. Układanie MMA przy użyciu rozkładarki



Rys. 1.18. Zagęszczanie warstwy podbudowy bitumicznej przy użyciu walca stalowego

Dla pobranej podczas produkcji mieszanki określono:  
a) tolerancje zawartości składników MMA względem składu zaprojektowanego przy badaniu pojedynczej próbki metodą ekstrakcji (rys. 1.19),



Rys. 1.19. Ekstraktor – urządzenie do wykonywania ekstrakcji MMA

- b) gęstość strukturalną i objętościową MMA,
- c) stabilność i odkształcenie próbek wg metody Marshalla,
- d) wskaźnik zagęszczenia warstwy oraz wolną przestrzeń w warstwie na podstawie próbek wyciętych z nawierzchni (rys. 1.20).



Rys. 1.20. Próbki wycięte z nawierzchni

Otrzymane wyniki badań (tab. 1.27) spełniają wymagania stawiane w specyfikacji technicznej i są zgodne z założeniami projektu mieszanki mineralno-asfaltowej (rys. 1.17. i 1.18).

Dla zachowania uzyskanych parametrów mieszanki, podczas dalszej produkcji należy stale kontrolować uziarnienie nie tylko samej mieszanki, ale również uziarnienie poszczególnych grysów, szczególnie w momencie kolejnych dostaw materiałów na wytwórnię.

Ważnym czynnikiem jest również utrzymanie stałej temperatury składników podczas produkcji, jak i ułożenie oraz zagęszczenie MMA na budowie w określonym czasie i warunkach pogodowych. Nawet poprawnie wyprodukowana MMA, której temperatura w momencie wbudowania i zagęszczania, będzie wynosiła poniżej wartości zalecanych, nie osiągnie odpowiedniego zagęszczenia, odporności na deformacje i innych wymaganych parametrów.

Na każdym z etapów produkcji, transportu, układania oraz zagęszczania mieszanki bitumicznej należy stale kontrolować jakości wykonania oraz przestrzegać zaleceń normowych, aby w efekcie końcowym uzyskać produkt o wymaganych właściwościach [15].

Tabela 1.27.

## Zestawienie wyników badań wyprodukowanej MMA

Wytwórnia		Bełk		
Obiekt		Odcinek próbny – miejscowość Bojanów		
Warstwa		podbudowa		
Recepta nr		20/N		
Założenia recepty		Dop. odchyłka	Wyniki badań próbki	
Zawartość asfaltu	3,8%	± 0,3%	-	3,8%
Sita (mm)	Krzywa projektowa	Dopuszczalna odchyłka	Odsiew (%)	Krzywa uziarnienia
31,5	100	± 4,0	0,0	100
25,0	93,4	± 4,0	5,1	94,9
20,0	84,3	± 4,0	12,4	82,5
16,0	72,5	± 4,0	12,9	69,6
12,8	65,0	± 4,0	6,9	62,7
9,6	60,0	± 4,0	4,4	58,3
8,0	52,9	± 4,0	8,4	49,9
6,3	44,6	± 4,0	7,3	42,6
4,0	31,8	± 4,0	11,2	31,4
2,0	24,7	± 4,0	7,9	23,5
0,85	17,7	± 2,0	6,7	16,8
0,42	11,5	± 2,0	5,2	11,6
0,30	8,9	± 2,0	2,3	9,3
0,18	6,7	± 2,0	2,1	7,2
0,15	6,2	± 2,0	0,4	6,8
0,075	5,0	± 1,5	1,4	5,4
< 0,075	-	-	5,4	-
Właściwość		Wynik	Wymagania	
Gęstość objętościowa MMA (g/cm <sup>3</sup> )		2,712	-	
Gęstość objętościowa MM (g/cm <sup>3</sup> )		2,902	-	
Gęstość strukturalna Marshalla (g/cm <sup>3</sup> )		2,558	-	
Wolne przestrzenie (%)		5,7	4 ÷ 8	
Przestrzenie wypełnione bitumem (%)		62,5	≤ 72,0	
Stabilność wg Marshalla (kN)		14,20	≥ 11,0	
Odkształcenie wg Marshalla (mm)		2,9	1,5 ÷ 3,5	
Próbki wycięte z nawierzchni				
Gęstość strukturalna (g/cm <sup>3</sup> )		2,533	-	
Wskaźnik zagęszczenia (%)		99,1	≥ 98,0	
Wolne przestrzenie (%)		6,6	4,5 ÷ 9,0	

### Literatura rozdziału 1

- [1] PIŁAT J., RADZISZEWSKI P.: Nawierzchnie asfaltowe, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2007
- [2] BŁAŻEJEWSKI K., STYK S.: Technologia warstw asfaltowych, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2004
- [3] ROLLA S.: Badania materiałów i nawierzchni drogowych, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1985
- [4] OLECHOWSKI J., SKALDAWSKI E.: Wytwarzanie mieszanek bitumicznych, WKiŁ, Warszawa 1985
- [5] Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, GDDP 1997
- [6] Katalog Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych, GDDP 2001
- [7] Produkcja i układanie mas asfaltowych, Seminarium szkoleniowe, Warszawa 2006
- [8] Kontrola produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych z uwzględnieniem zakładowej kontroli produkcji wg EN 13108-21, Seminarium naukowo-techniczne, Katowice 2007
- [9] PIŁAT J.: Nowe technologie asfaltowe w budownictwie drogowym, Inżynier budownictwa 1/2007.
- [10] IWAŃSKI M., CHOMICZ A.: Przydatność do spieniania asfaltów drogowych stosowanych w Polsce, Drogownictwo 8/2006
- [11] JUDYCKI J.: Niewłaściwe proporcje „wypełniacz – asfalt” w betonie asfaltowym możliwą przyczyną uszkodzeń nawierzchni, Drogownictwo 10/2007
- [12] MIECZKOWSKI P.: Zagęszczanie mieszanek mineralno-asfaltowych w grubych warstwach – korzyści i trudności, Drogownictwo 1/2007
- [13] Skropienia międzywarstwowe, Magazyn Performance 1/2007, Wydawca Nynas
- [14] Poradnik stosowania asfaltów drogowych, ORLEN ASFALT, wersja IV/2007
- [15] KOLARCZYK J.: Praca magisterska pod kierunkiem prof. L. Grabowskiego. Wpływ składu procesu produkcji oraz technologii układania mieszanek mineralno-asfaltowych na ich właściwości fizykomechaniczne i użytkowe. Politechnika Opolska, Opole 2009



### **Przywołane normy**

- [N1] PN-S-96025:2000 Drogi samochodowe i lotniskowe. Nawierzchnie asfaltowe. Wymagania.
- [N2] PN-EN-13043:2004 Kruszywa do mieszanek bitumicznych i powierzchniowych utrwaleń stosowanych na drogach, lotniskach i innych powierzchniach przeznaczonych do ruchu.
- [N3] PN-EN-12591:2002 Asfalty i produkty asfaltowe. Bitumy do układania. Specyfikacja.

### **Inne dokumenty**

- [D1] Procedury badań do projektowania składu i kontroli mieszanek mineralno-asfaltowych. Zeszyt nr 64 IBDiM, Warszawa 2002.
- [D2] Zasady projektowania betonu asfaltowego o zwiększonej odporności na odkształcenia trwałe. Wytyczne oznaczania odkształcenia i modułu sztywności mieszanek mineralno-bitumicznych metodą pełzania pod obciążeniem statycznym. Zeszyt nr 48 IBDiM, Warszawa 1995.

## Rozdział 2. WYBRANE BADANIA LABORATORYJNE MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH

### Przygotowanie próbek, przebieg badań [1]

#### 2.1. BADANIE PEŁZANIA

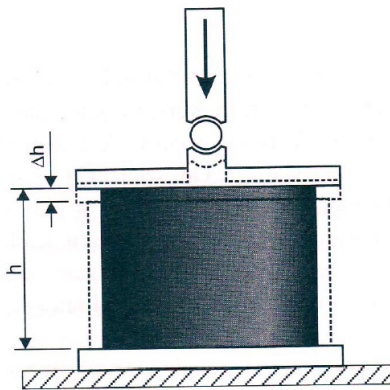
Badanie pełzania statycznego polega na poddaniu badanej próbki jednoosiowemu ścisnaniu w warunkach ściśle określonych w metodzie badania i rejestracji odkształcenia powstałego w czasie próby.

Moduł sztywności pełzania oznacza się na próbkach sformowanych w laboratorium lub wyciętych z nawierzchni z mieszanek mineralno-asfaltowych o nominalnej średnicy największych ziarn do 31,5 mm, wytworzonych i zagęszczonych na gorąco o wolnej przestrzeni nie przekraczającej 11% (v/v), przeznaczonych do warstw grubości powyżej 25 mm.

Warunki wykonania badania pełzania pod obciążeniem statycznym są następujące:

- badawcze naprężenie ściskające:  $0,1 \text{ MPa} \pm 3\%$ ,
- wstępne naprężenie ściskające: od 0,0015 do 0,002 MPa (od 1,5% do 2% naprężenia badawczego),
- prędkość przykładania obciążenia, wywołującego naprężenia wstępne i badawcze: 0,1 mm/s,
- czas trwania obciążenia wywołującego naprężenie badawcze:  $1 \text{ h} \pm 5 \text{ s}$ ,
- temperatura badania (powietrza w komorze cieplnej aparatu):  $40 \pm 0,7^\circ\text{C}$ ,
- czas i sposób termostatowania próbek przed badaniem: od 4,0 do 5,0 h, przy wahanii temperatury powietrza w komorze termostatycznej  $0,7^\circ\text{C}$ .

Schemat badania pełzania przedstawiono na rys. 2.1.



Rys. 2.1. Schemat obciążenia próbki w pomiarze pełzania

Badanie pełzania można wykonać na próbkach wykonanych w laboratorium lub próbkach pobranych z nawierzchni. Do badania przygotowuje się cztery próbki. Próbki powinny mieć średnicę  $101 \pm 0,2$  mm, a w przypadku próbek wyciętych z nawierzchni średnicę 95 - 105 mm, wysokość maksymalnie 103 mm. Próbki po przygotowaniu (polerowaniu powierzchni) i termostatowaniu ( $40^{\circ}\text{C}$ ) poddaje się badaniu w prasie.

### 2.1.1. Odształcenie jednostkowe

Pojedynczy pomiar osiadania próbki badawczej  $\Delta h$  po danym czasie: różnica między pierwotną wysokością próbki  $h$  a wysokością zmierzoną po danym czasie obciążenia lub odciążenia próbki  $\Delta h$ , obliczona z dokładnością 0,01 mm.

Odształcenie jednostkowe  $\varepsilon$  pojedynczej próbki badawczej oblicza się z ilorazu osiadania  $\Delta h$  po danym czasie danym czasie obciążenia lub odciążenia i wysokości pierwotnej próbki  $h$ , według wzoru (2.1.) z dokładnością do 0,0001 mm/mm:

$$\varepsilon = \Delta h / h \text{ [mm/mm]} \text{ lub } \varepsilon = \Delta h \text{ 100 \% / } h \text{ [%]} \quad (2.1.)$$

Jako wynik pomiaru odkształcenia jednostkowego przyjmuje się średnią arytmetyczną odkształcenia jednostkowego, co najmniej 4 próbek badawczych, obliczoną z dokładnością 0,0001 mm/mm.

### 2.1.2. Moduł sztywności

Moduł sztywności pełzania  $M_s$  próbki zagęszczonej laboratoryjnie i próbki z nawierzchni oblicza się z dokładnością do 0,1 MPa ze wzoru (2.2.):

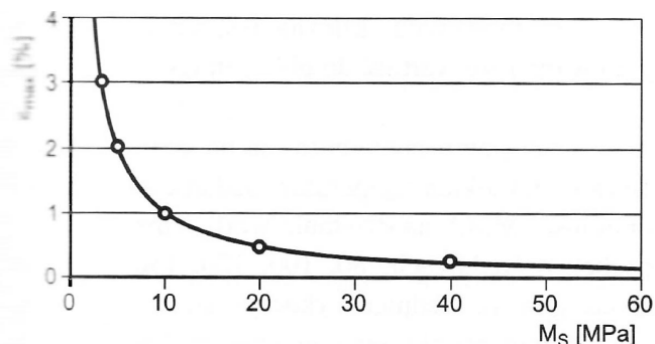
$$M_s = \sigma_s / \varepsilon_{\max} \quad (2.2.)$$

gdzie:

$\sigma_s$  – naprężenie ściskające, równe 0,1 MPa,

$\varepsilon_{\max}$  – odkształcenie jednostkowe, po 1 h obciążenia próbki, wyrażone ułamkiem dziesiętnym.

Moduł sztywności pełzania oznaczony na próbce o wysokości mniejszej niż 100 mm wyciętej z nawierzchni należy skorygować, mnożąc go przez współczynnik korygujący. Zależność między odkształceniem jednostkowym  $\varepsilon$  a modułem sztywności pełzania  $M_s$  przedstawiono na rys. 2.2.



Rys. 2.2. Zależność między odkształceniem jednostkowym a modulem sztywności pełzania

### 2.1.3. Badanie pełzania dynamicznego [2]

Istnieje szereg metod badawczych pełzania dynamicznego, jednak najczęściej stosowana jest metoda jednostkowego cyklicznego ściskania wg normy EN 12697-25. Badanie to polega na poddaniu walcowej próbki cyklom sinusoidalnym obciążeń osiowych o stałej amplitudzie i częstotliwości, na które może się nakładać na ogół stałe ciśnienie boczne. Pod wpływem obciążenia próbka ulega odkształceniom, a podłączona aparatura rejestruje zmiany jej wysokości. Określenie odkształcenia odwracalnego i trwałego pozwala na obliczenie modułu odkształcenia odwracalnego i modułu odkształcenia trwałego. Krzywa zwana krzywą pełzania przedstawia zmiany odkształcenia osiowego, trwałego, na wyjściu każdego cyklu w funkcji liczby cykli obciążeń. Właściwości odkształceniowe materiału charakteryzuje się przez prędkość pełzania, którą jest kąt nachylenia krzywej pełzania, a jego wartość zależy od temperatury badania i częstotliwości obciążeń. Norma PN-EN 12697-25 określa dwie metody pomiaru dynamicznego pełzania:

A – badanie jednoosiowego cyklicznego ściskania,

B – badanie trójosiowego cyklicznego ściskania.

#### Przykładowe badanie pełzania dynamicznego

Urządzenie Nottingham Asphalt Tester. Warunki przeprowadzenia badania pełzania dynamicznego w tym urządzeniu są następujące:

- obciążenie 0,1 MPa,
- czas obciążenia 1 s,
- czas odciążenia 1 s,
- łączny czas trwania badania 7200 s,
- temperatura badania + 40°C,
- średnica próbki 100 mm,

- wysokość próbek 65 mm,
- ilość próbek w serii 6,
- próbki zagęszczane przez wałowanie.

### ***Badanie bez skrępowania bocznego***

Polega ono na obciążeniu walcowej próbki wzdłuż jej osi poprzez przykładanie obciążenia równego 0,1 MPa przez 1 s. Następnie następuje odciążenie, które trwa również 1 s. Takich cykli obciążeń i odciążenia w trakcie badania jest 3600, a całe badanie trwa 7200 s. Proces zapisywania danych w aparacie NAT jest automatyczny. W pierwszych 100 sekundach dane zapisywane są co 5 impulsów, w pozostałym czasie badania co 100 impulsów. Jako wynik badania podawane są odkształcenia trwałe oraz moduł sztywności sprężystej. Próbkę przygotowaną do badania pełzania dynamicznego bez skrępowania bocznego przedstawiono na rys. 2.3.



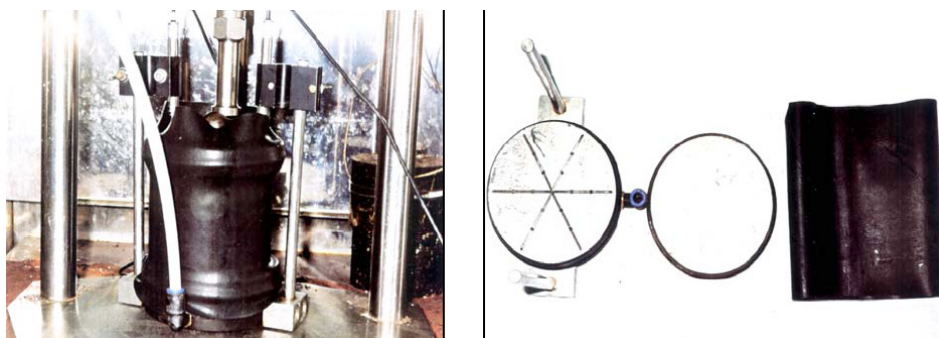
Rys. 2.3. Urządzenie Nottingham Asphalt Tester

### ***Badanie ze skrępowaniem bocznym***

Polega ono na obciążeniu osiowym próbki, która jest szczelnie otoczona membraną gumową tak, aby można było wypompować za pomocą pompy próżniowej powietrze z próbki, tworząc tam podciśnienie. Ciśnienie, po wypompowaniu powietrza z próbki, zmniejszone jest do około 30 kPa. Wywołuje to działanie

naprężeń ściskających rzędu 70 kPa (w wyniku powstania podciśnienia). Dodatkowe oprzyrządowanie potrzebne do badania pełzania statycznego ze skrępowaniem bocznym oraz widok próbki przygotowanej do badań przedstawiono na rys. 2.4. Oprzyrządowanie takie jest seryjnie produkowane przez firmę Cooper Ltd. Zastosowanie takiego schematu badawczego w większym stopniu modeluje naprężenia boczne występujące w nawierzchniach przy obciążeniu nawierzchni kołem pojazdu.

Wprowadzenie skrępowania bocznego wpływa bardzo istotnie na proces pełzania betonów asfaltowych. Według badań Józefa Judyckiego i Bohdana Dołyckiego badanie ze skrępowaniem bocznym lepiej ocenia wpływ zarówno kruszywa, jak i asfaltu na właściwości mieszanki. Oceniana jest w tym badaniu praca całego układu, tarcie wewnętrzne kruszywa oraz spójność lepiscza bitumicznego. Badania ze skrępowaniem bocznym lepiej modelują rzeczywistą pracę mieszanki mineralno-asfaltowej w nawierzchni.



Rys. 2.4. Badanie pełzania dynamicznego ze skrępowaniem bocznym próbki

## 2.2. BADANIE WŁAŚCIWOŚCI MMA W ROZCIĄGANIU POŚREDNIM

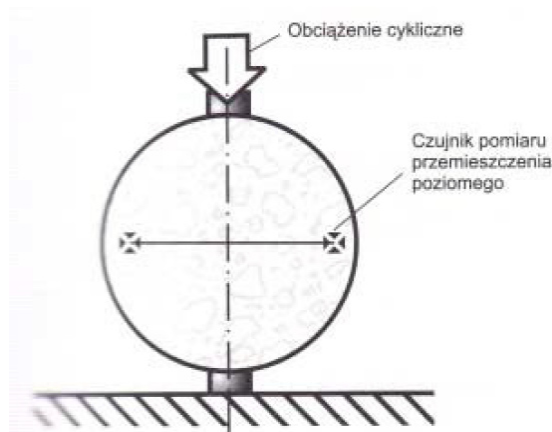
### 2.2.1. Badanie modułu sztywności (sprężystej) na próbce cylindrycznej (IT-CY)

W badaniu tym określa się moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej z wykorzystaniem pomiarów rozciągania pośredniego. Próbki walcowe o stosunkowo małej grubości są poddawane ściskaniu między płytami. Wartość modułu oblicza się z odkształcenia poziomej średnicy. Zaletą tej metody jest możliwość pomiaru modułu sztywności zarówno na próbkach wykonanych w laboratorium, jak i wyciętych z nawierzchni (mała grubość próbki). Wadą metody jest konieczność stosowania współczynnika Poissona, którego wartość, w przypadku kompozytów bitumicznych, zależy od temperatury i prędkości odkształcenia, a przyjmowana jest wartość do obliczeń jest przybliżona.

Badanie modułu sprężystości w rozciąganiu pośrednim ma na celu określenie odporności MMA na działanie niskich i wysokich temperatur. Badanie to może być również stosowane do oceny odporności MMA na działanie wody i mrozu.

Do badań można używać próbek o średnicach: 80, 100, 120, 150, 200 mm i grubości od 30 do 75 mm. Jeżeli maksymalna średnica wykorzystywanego w mieszance kruszywa jest większa lub równa 20 mm, próbki powinny mieć średnicę większą niż 145 mm. Próbka do badania powinna mieć grubość od 30 do 80 mm. Pomiar grubości należy wykonać na obwodzie próbki w trzech miejscach co 60°, z dokładnością do 1mm.

Schemat aparatury do badań przedstawiono na rys. 2.5.

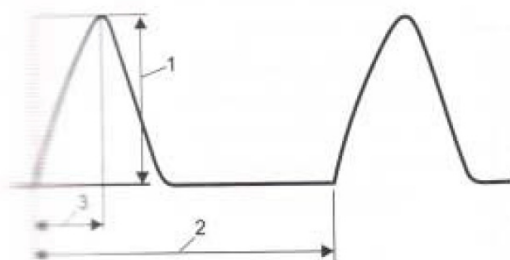


Rys. 2.5. Schemat badania modułu sztywności sprężystej

Przed badaniem próbka powinna być przechowywana mniej niż 4 dni w temperaturze mniejszej niż 25°C, a powyżej 4 dni w temperaturze mniejszej niż 5°C. Termostatowanie próbki przed badaniem w temperaturze badania powinno trwać do chwili, gdy próbka osiągnie temperaturę badania. Badanie to odbywa się w określonej temperaturze z dokładnością  $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$ . W metodzie rozciągania pośredniego zaleca się zakres temperatury badania  $+2^{\circ}\text{C}$ ,  $+10^{\circ}\text{C}$ ,  $+20^{\circ}\text{C}$ .

Próbka obciążana jest cyklicznie, powtarzalnie. Obciążenie powinno być przyłożone do próbki pionowo, wzdłuż średnicy. Przekazaniu siły na próbkę służą dwa stalowe uchwyty. Szerokość uchwytów musi być co najmniej równa grubości próbki.

Siłownik musi być zdolny do wygenerowania impulsu siły o kształcie pokazanym na rys. 2.6.



**Rys. 2.6.** Kształt pulsu siły ukazujący czas przyrostu i pik siły  
1 – pik siły, 2 – czas powtórzenia impulsu, 3 – czas przyrostu

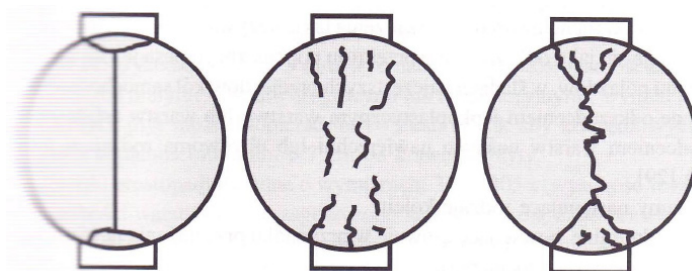
Czas wzrostu siły mierzy się od momentu, gdy siła zaczyna wzrastać. Czas, w którym siła wzrośnie od 0 N do maksymalnej siły (czas wzrostu), powinien wynosić  $124 \pm 4$  ms. Siła maksymalna powinna być ustalona na takim poziomie, aby przemieszczenie poziome próbki wyniosło 0,005% średnicy próbki. Pomiedzy kolejnymi impulsami siły występują trzy sekundowe opóźnienia.

Obciążenie powtarzalne i wywołane nim przemieszczenie powinno być w sposób ciągły zapisywane podczas testu. Zapis sygnału z czujnika siły oraz czujników przemieszczeń LVDT może być prowadzony za pomocą cyfrowego łącza oraz komputera.

### 2.2.2. Badanie wytrzymałości na rozciąganie pośrednie ITS

Metodykę badania wytrzymałości w rozciąganiu pośrednim (próba brazylijska) podaje norma PN-EN 12696-23. Na rysunku 2.7 przedstawiono schemat obciążeń próbki badawczej. Do badania stosuje się próbki o średnicach 100, 150, 160 mm. Próbki o średnicy 100 mm używa się do MMA o uziarnieniu 22 mm, a próbki 150 i 160 mm do MMA do 40 mm. Grubość próbek powinna wynosić 35-75 mm. Badanie w zależności od wymagań można wykonać w zakresie temperatur od 5 do 25°C. Jako standardową zaleca się temperaturę 5°C. Do badania odporności na działanie wody wg PN-EN 12697-12 zaleca się temperaturę badania 15°C. Próbki są odpowiednio termostatowane, następnie umieszcza się je w prasie między dwiema płytkami stalowymi. Prędkość ściskania  $50 \pm 2$  mm/min. Badanie należy prowadzić do zniszczenia próbki. W rozłupanej próbce mogą wystąpić różne rodzaje zniszczenia (pęknięcia), co ilustruje rys. 2.7.





Rys. 2.7. Rodzaje spękań próbki

### 2.2.3. Badanie koleinowania

Ważnym parametrem dla oceny zachowania się MMA wbudowanej w nawierzchnię jest wrażliwość na odkształcenia pod działaniem obciążenia ruchem kołowym.

Do oceny odporności nawierzchni na odkształcenia trwale stosuje się aparaturę symulującą warunki ruchu na drodze. Urządzenia te to koleinomierze.

Koleinę definiuje się jako odkształcenie przekroju poprzecznego pasa jezdni wzdłuż kierunku ruchu pojazdów, w śladach najczęstszych przejazdów kół samochodowych, spowodowane odkształceniem lepkoplastycznym warstwy lub warstw asfaltowych lub odkształceniem warstw nośnych nawierzchni lub obydwoma rodzajami tych odkształceń.

Wyróżniamy następujące rodzaje kolein:

- koleiny strukturalne powstające głównie w przypadku przeciążenia nawierzchni ruchem pojazdów (wzmocnienia),
- koleiny będące wynikiem pełzania warstw asfaltowych; przyczyną takich kolein są błędy w projektowaniu MMA (wymiana przez recykling),
- koleiny powstałe wskutek ścierania nawierzchni – intensywność występowania tego rodzaju zniszczeń jest zależna od rodzaju pojazdów i ogumienia (pojazdy gąsienicowe, opony okolcowane, łańcuchy).

Normy PN-EN 13108-1 (beton asfaltowy) i PN-EN 13108-5 (SMA) przewidują badanie odporności nawierzchni na deformacje trwałe metodą koleinowania wg PN-EN 12697-22 „Badanie koleinowania”. Wyróżnia się następujące koleinomierze oraz warunki badania:

- duży,
- bardzo duży,
- mały model A, badanie w powietrzu,
- mały model B, badanie w powietrzu,
- mały model B, badanie w wodzie.

### 2.2.3.1. Koleinomierz duży

Temperatura badania w koleinomierzu wynosi 60°C jako temperatura występująca w nawierzchni latem. Obciążenie: przejście przemienne o częstotliwości 1 Hz, koło z oponą gładką o ciśnieniu 0,6 MPa z obciążeniem 5 kN. Sposób przygotowania próbek i wymiary są ściśle określone, proporcjonalna głębokość koleiny  $P_i\%$  – udział procentowy koleiny w grubości próbki określa się w funkcji liczby cykli obciążenia.

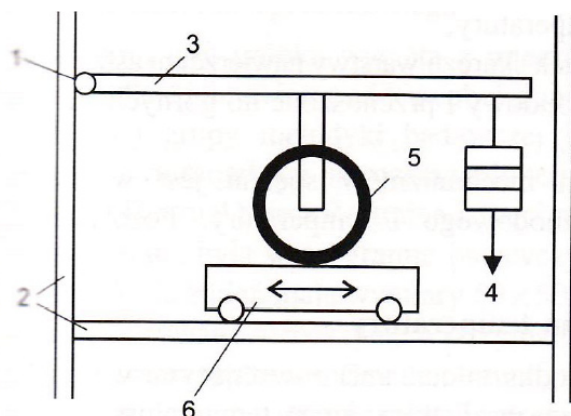
### 2.2.3.2. Koleinomierz mały

Pomiar koleinowania w małym koleinomierzu wykonuje się na próbkach o nie naruszonej strukturze, wyciętych z warstwy lub pakietu warstw nawierzchni. Jeśli grubość warstwy ścieralnej na to pozwala, to warstwa ta powinna być badana i oceniana odrębnie. Do oceny warstwy lub pakietu warstw nawierzchni w jednym przekroju pasa jezdni powinno się pobrać 2 próbki z prawej koleiny (ślada kół). Badanie może być też wykorzystane do badania próbek wytworzonych w laboratorium. Zaleca się wówczas stosować:

- próbki o średnicy  $200 \pm 5$  mm wycinane z płyt prostopadłościennych zagęszczanych małymi walcami drogowymi lub laboratoryjnymi, wymiar przygotowanych płyt można dobierać indywidualnie, tak aby krawędź wyciętej próbki była oddalona minimum o 7 cm od krawędzi płyty,
- próbki prostopadłościenne o wymiarach: 305 x 305 x (wysokość w zależności od grubości warstwy) mm, zagęszczone specjalistyczną zagęszczarką.

Mały koleinomierz jest wyposażony w koło obciążeniowe pełne o średnicy zewnętrznej od 200 do 205 mm. Na obwodzie koła znajduje się niebieżnikowana, lana guma o przekroju prostokątnym szerokości 50 mm i grubości  $20 \pm 2$  mm. Koło koleinomierza wywołuje obciążenie  $700 \pm 10$  N. Urządzenie zapewnia ruch koła lub próbki pod kołem, posuwisto-zwrotny na odcinku  $230 \pm 5$  mm z częstotliwością 26,5 cykli obciążeniowych na 60 s (cykl obciążeniowy odpowiada 2 przejazdom koła: do przodu i do tyłu). Podczas badania rejestrowane są: temperatura badania z dokładnością 1°C, liczba przejazdów koła i głębokość koleiny, tzn. zagłębienie koła mierzone czujnikiem indukcyjnym LVDT. Badanie przeprowadza się do momentu osiągnięcia głębokości koleiny 20 mm lub 10000 cykli przejazdów koła.

W Polsce obowiązuje procedura B – badanie w powietrzu. Schemat małego koleinomierza przedstawiono na rys. 2.8.



Rys. 2.8. Schemat pracy koleinomierza małego

1 – przegub, 2 – rama stalowa, 3 – ramię obciążenia, 4 – obciążnik, 5 – koło ( $\varnothing 200$  mm),  
6 – próbka zamontowana na stałe o ruchu posuwisto-zwrotnym

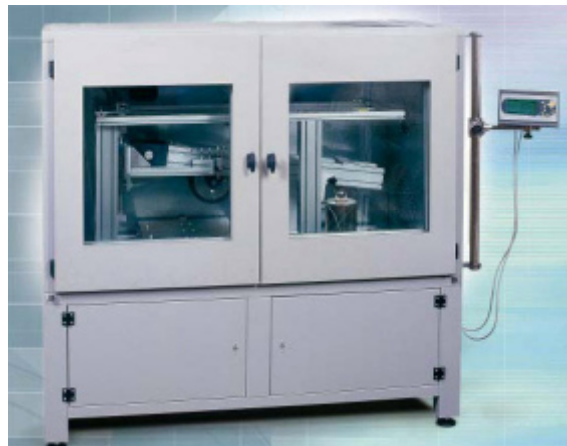
Temperatura badania wynosi:  $60^{\circ}\text{C}$ . Przed badaniem każda próbka powinna być przechowywana w temperaturze badania minimum 4 godziny dla próbek o wysokości  $< 60$  mm i minimum 6 h dla próbek o wysokości  $> 60$  mm (nie dłużej jednak niż 24 h). Próbka powinna być tak zamocowana, aby nie mogła się przemieszczać oraz aby jej powierzchnia była równoległa do podstawy formy koleinomierza.

Wynikiem badania próbki jest głębokość koleiny  $\text{PRD}_{\text{AIR}}$  po 10000 cyklach (%) oraz nachylenie wykresu koleinowania  $\text{WTS}_{\text{AIR}}$  (mm/1000 cykli).

Jeśli wyniki badań koleinowania nie spełniają wymagań, należy zmienić skład mieszanki mineralno-asfaltowej, np.:

- zmieniając rodzaj frakcji piaskowej,
- zmieniając skład ziarnowy w celu modyfikacji krzywej uziarnienia,
- zmieniając zawartość lepiszcza,
- stosując twarde lepiszcze lub modyfikowane,
- zmieniając zawartość dodatków.

Rysunek 2.9 przedstawia różne rodzaje koleinomierzy.



*Koleinomierz Dyna Track*



*Koleinomierz Mastrad*



*Koleinomierz ORNIEREUR*

**Rys. 2.9.** Trzy różne koleinomierze

## 2.3. BADANIE ODPORNOŚCI NA NISKĄ TEMPERATURĘ

### 2.3.1. Badanie rozciągania prostego

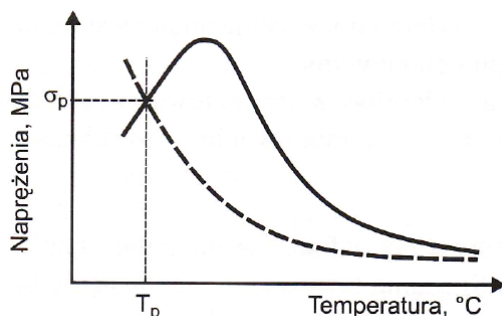
W badaniu tym określa się zmiany wytrzymałości na rozciąganie proste mieszanki MA w funkcji zmiany temperatury.

### 2.3.2. Badanie skurczu ograniczonego

W badaniu tym próbka wycięta z mieszanki mineralno-asfaltowej (walcowa lub prostopadłościenna) jest poddana obciążeniu temperaturą przy stałej długości próbki.

Do tej grupy metodyki badawczej skurczu ograniczonego można zaliczyć badanie wytrzymałości na rozciąganie termiczne przy ograniczonym odkształceniu TSRST. Metodyka badania wykorzystywana była w programie SHRP. Norma AASHTO TP 10-93. Próbki do badań mają wymiary 50x50x250 mm. Przyklejone metalowe płytki są na stałe zamocowane w maszynie wytrzymałościowej MTS. Do bocznych ścian próbki przyklejone są ekstensometry do pomiaru odkształceń wzdłużnych. Całość zamykana jest w komorze termicznej. Temperatura początkowa badania wynosi 5°C, a następnie jest obniżana z prędkością 10°C/h. Sztywna rama maszyny wytrzymałościowej uniemożliwia odkształcenie (skurcz) próbki, wskutek tego w próbce indukowane jest termiczne naprężenie rozciągające. Naprężenie to wzrasta aż do przekroczenia wytrzymałości próbki na pęknięcie, gdy następuje pęknięcie próbki.

Podczas badania rejestrowana jest temperatura, siła rozciągająca oraz odkształcenie. Koniec badania następuje w momencie pęknięcia próbki. Wynikiem badania jest naprężenie przy zniszczeniu oraz temperatura pęknięcia. Na rys. 2.10. przedstawiono schemat badania pęknięcia niskotemperaturowego.



**Rys. 2.10.** Schemat przebiegu pęknięcia niskotemperaturowego nawierzchni asfaltowej  
 $T_p$  – temperatura niszcząca,  $\sigma_p$  – naprężenia niszczące; linia ciągła – wytrzymałość na rozciąganie MMA, linia kreskowana – naprężenia rozciągające, termiczne

### 2.4. BADANIE ODPORNOŚCI NA DZIAŁANIE WODY

Najczęściej badania wodoodporności MMA określa się jako zmniejszenie średniej wytrzymałości na rozciąganie WR lub modułu sztywności sprężystej WS (próbki do badania Marshalla) próbek nasyconych wodą do próbek nienasyconych.

Badania tego rodzaju można wykonać również na próbkach o wysokości 80 lub 120 mm, zagęszczonych pod ciśnieniem 12 MPa. Wytrzymałość na ściskanie proste określa się w temperaturze 18°C przy prędkości przesuwu tłoka 1mm/s. Badaniom poddaje się próbki suche R i próbki nasycone wodą przez 7 dni r. Określa się również zagęszczenie i zawartość wolnych przestrzeni. Przyjmuje się, że jeśli  $r/R$  jest większy niż 0,8, to mieszanka może być stosowana na warstwę ścieralną, a jeśli powyżej 0,6 to można ją użyć do podbudowy jako warstwę mniej narażoną na oddziaływanie wody.

Gdy mieszanki mineralno-asfaltowe nie spełniają ww. wymagań, należy skorygować skład MMA przez zwiększenie ilości asfaltu lub dodatek wapna hydratyzowanego albo środka zwiększającego adhezję.

## 2.5. BADANIE ODPORNOŚCI NA ZMĘCZENIE

Norma PN-EN 13108-1 „Beton asfaltowy” określa wymagania w zakresie odporności na zmęczenie, natomiast metody badania odporności na zmęczenie podano w normie PN-EN 12697-24 „Odporność na zmęczenie”, w której przedstawiono pięć metod badawczych:

- 2-punktowego zginania na próbkach trapezowych,
- 2-punktowego zginania na próbkach prostopadłościennych,
- 3-punktowego zginania na próbkach prostopadłościennych,
- 3-punktowego zginania na próbkach prostopadłościennych,
- 4-punktowego zginania na próbkach prostopadłościennych,
- rozciągania pośredniego na próbkach cylindrycznych.

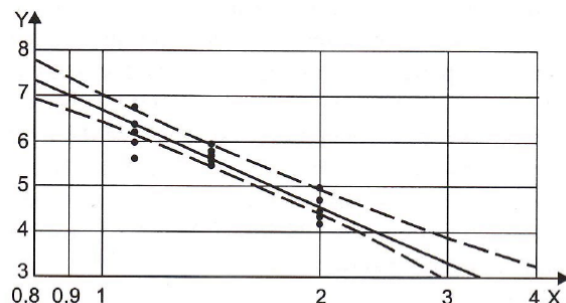
Badanie powinno się składać z:

- zadania stałej amplitudy sinusoidalnego przemieszczenia czoła próbki,
- rejestrowania zmian siły na czole próbki,
- pomiaru trwałości zmęczeniowej w momencie spełnienia kryterium zniszczenia.

Do badania przygotowuje się 3 serie próbek złożone z 6 próbek. Próbki są termostatowane, następnie każda z próbek jednostronnie przymocowana jest na stałe do podstawy, a z drugiej strony czoło próbki poddawane jest sinusoidalnemu zginaniu przy stałej amplitudzie przemieszczenia. W wyniku dwustronnego zginania próbka ulega zniszczeniu, spada sztywność i na powierzchni pojawiają się spękania. Badanie prowadzi się do momentu uzyskania kryterium zmęczenia. Badanie wykonuje się najczęściej w temperaturze 10°C, amplitudę stałego odkształcenia dobiera się, aby pęknięcia (zniszczenie) nastąpiło po milionie cykli.

Wyniki badań nanosi się na wykres o współrzędnych logarytmicznych (stałe odkształcenie – log liczby cykli do pęknięcia). Krzywą zmęczenia wyznacza się przy

prawdopodobieństwie pęknięcia 50%. Na rys. 2.11. przedstawiono przykład charakterystyki zmęczeniowej.



Rys. 2.11. Przykład charakterystyki zmęczeniowej  
Y –  $\log(N)$ , X –  $\log(\epsilon/10000)$ , N – liczba cykli,  $\epsilon$  – odkształcenie

Na podstawie badania otrzymujemy wielkość odkształcenia po milionie cykli –  $\epsilon$ . W czasie trwania badania podnosi się temperatura próbki, przez co wzrasta wynik odporności na zmęczenie. Zwiększenie ilości asfaltu (lepiszcza) w MMA poprawia jej odporność na zmęczenie.

#### Literatura do rozdziału 2 oraz przywołane normy

- [1] PIŁAT J., RADZISZEWSKI P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKiŁ, Warszawa 2007
- [2] DOŁŻYCKI B., JUDYCKI J.: Badanie betonów asfaltowych w pelzaniu dynamicznym ze skrępowaniem bocznym i bez skrępowania bocznego. ([www.zie.pg.gda.pl/](http://www.zie.pg.gda.pl/))
- [3] PN-EN 12697 – 25:2005 Mieszanki mineralno-asfaltowe – metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – część 25: Badanie cyklicznego, jednoosiowego ściskania
- [4] PN-EN 12696 – 23:2004 Mieszanki mineralno-asfaltowe – metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – część 23: Określenie pośredniej wytrzymałości na rozciąganie próbek asfaltowych
- [5] PN-EN 12697 – 12:2004 Mieszanki mineralno-asfaltowe – metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – część 12: Określenie wrażliwości próbek asfaltowych na wodę
- [6] PN-EN 13108 – 1:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 1: Beton asfaltowy
- [7] PN –EN 13108 – 5:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 5: Mieszanka SMA

- [8] PN-EN 12697 – 22:2004 Mieszanki mineralno-asfaltowe – metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – część 22: Trasowanie kołem
- [9] PN-EN 12697 – 24:2005 Mieszanki mineralno-asfaltowe – metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – część 24: Odporność na zmęczenie



## Rozdział 3. NAWIERZCHNIE MOSTÓW DROGOWYCH

### 3.1. ZADANIA I CECHY NAWIERZCHNI OBIEKTU DROGOWEGO

Główne zadania nawierzchni mostu drogowego polegają na przejęciu obciążenia użytkowego i przekazaniu go na konstrukcję nośną, zabezpieczeniu właściwych warunków pojazdów i ochronie płyty pomostu przed niszczącym działaniem wody i środków odladzających [1]. Współcześnie nawierzchniom stawia się bardzo wysokie wymagania, ponieważ są one elementem mostu decydującym w dużej mierze o trwałości całego obiektu. Nawierzchnia obiektów mostowych poddawana jest obciążeniom od ruchu pojazdów samochodowych. Działają na nią także siły pionowe i poziome, wysokie i niskie temperatury, sól odladzająca i woda. Oddziałują na nią także czynniki klimatyczne.

Współczesne nawierzchnie powinny [1], [2], [3]:

- rozkładać obciążenia na pomost,
- tłumić elementy dynamiczne obciążeń ruchomych,
- mieć dobrą przyczepność do podłoża, przyjmować odkształcenia płyty pomostu wywołane zmianami temperatury w przedziale  $-30\div 70^{\circ}\text{C}$  oraz działaniem obciążeń i mieć wytrzymałość na odrywanie określoną w odpowiednim rozporządzeniu,
- być równe i szorstkie,
- być odporne na ścieranie, wpływy reologiczne i powstawanie kolein (odporne na deformacje trwałe i zmęczenie),
- być niewrażliwe na niskie i wysokie temperatury,
- zapewniać odpowiedni komfort jazdy,
- spełniać kryterium trwałości w projektowanym czasokresie eksploatacji 15-20 lat,
- mieć odpowiednie spadki zapewniające odwodnienie, gdyż przenikanie wody prowadzi do kruszenia i wysadzin nawierzchni pod wpływem mrozu, a w konsekwencji do jej niszczenia,
- być szczelne i składać się, co najmniej z dwóch warstw (warstwy ochronnej i warstwy ścieralnej), o grubościach określonych na podstawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie,
- w obrębie pasów awaryjnych, opasek i utwardzonych poboczy być identyczne jak na pasie jezdni,
- być odporne na agresywne działanie soli i jej roztworów oraz niewrażliwe na oleje, które mogą wydostać się z pojazdów,
- być odporne na promieniowanie, a co za tym idzie, nawierzchnie nie powinny przyczyniać się do oślepienia kierowcy (odbijanie promieni słonecznych), ani

- absorbować nadmiernie światła reflektorów (w nocy), co wiąże się z przydatnością do trwałego farbowania i malowania znaków drogowych, pasów itp.,
- mieć mały ciężar i minimalną grubość, co wiąże się z istotnym wpływem na naprężenia konstrukcji w przypadku ciężaru i ograniczenia wysokości konstrukcyjnej, gdy mowa o grubości nawierzchni,
- być łatwe w wykonaniu i naprawie w różnych warunkach atmosferycznych, za czym przemawia fakt, że rodzaj i technologia wykonania nawierzchni powinny umożliwiać wyrównywanie grubością nawierzchni ewentualnych nierówności płyty pomostu (co może się zdarzyć przy stalowej ortotropowej płycie pomostu),
- być jednolite i mało odczuwalne dla użytkownika drogi przy wjeździe czy zjeździe z mostu, a także nie być uciążliwe dla otoczenia mostu (głośność – tłumienie dźwięków), tzn. nie powinno być różnic (pod względem cech trakcyjnych) pomiędzy mostem a przyległymi odcinkami drogi (drogami dojazdowymi).

### 3.2. MATERIAŁY DO NAWIERZCHNI

Nawierzchnie na drogowych obiektach mostowych są przede wszystkim wykonane z materiałów, w których jako główny składnik stosuje się lepiszcze bitumiczne. Coraz większe zainteresowanie budzą nawierzchnie betonowe oraz nawierzchnio-izolacje polimerowe na chodnikach.

Na drogowe nawierzchnie najczęściej stosuje się następujące rodzaje mieszanek mineralno-asfaltowych wbudowywanych jak i wytworzonych na gorąco [1], [4], [5]:

- beton asfaltowy (BA) o podwyższonej odporności na deformacje stałe, będący reakcją na koleinowanie się nawierzchni, materiał kompozytowy,
- matyks grysowy (SMA), materiał do warstw ścieralnych podnoszący komfort jazdy, obniżający hałas i trwały,
- asfalt lany (AL) lub asfalt twardolany, który odznacza się całkowitą odpornością na działanie wody, kwasów i ługów,
- piasek otoczony asfaltem (PoA).

Wyjściowymi składnikami ziarnistymi na asfaltowe nawierzchnie są żwir i mieszanka, kruszywa łamane, piasek, grys i żwir kruszony, wypełniacz, polime-roasfalt, asfalt. Kruszywa te tworząc mieszankę mineralną, stanowią 90% składu mieszanki mineralno-bitumicznej.

**Tabela 3.1.**

Materiały do nawierzchni asfaltowych wg [1] oraz norm i wytycznych [6], [7]

Materiały	Wymagania wg
Kruszywa łamane	PN-B-11112: 1996
Żwir i mieszanka	PN-B-11111: 1996
Grys i żwir kruszony	PN-S-96025: 2000
Piasek	PN-B-11113: 1996
Wypełniacz	PN-S-96504: 1961
Asfalt drogowy	PN-C-96170: 1965
Polimeroasfalt	Wytyczne IBDiM, z.54

Na mostach układa się również nawierzchnie betonowe, z kostki kamiennej, betonowej lub klinkierowej, jak również z kostki drewnianej.

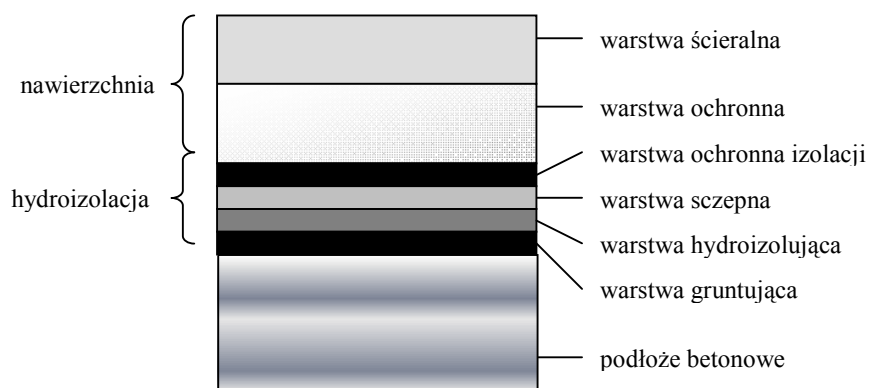
Betonowe nawierzchnie układa się na drogach niższych klas, czyli tym samym na mostach znajdujących się w ich ciągu. Nawierzchnia drogowa jest eksploatowana w bardzo zastrzonych warunkach i z tego względu wymagania stawiane przed betonami nawierzchniowymi są wyższe niż dla betonów ogólnego stosowania. Głównie chodzi o odporność na działanie środków odladzających, mrozoodporność, szorstkość i ścieralność, nasiąkliwość.

Do nawierzchni betonowych stosowany jest najczęściej beton klas C25/30 (B30) do C40/50 (B50). Do nawierzchni asfaltowych – asfalt drogowy natomiast D50 oraz D70, jak również D35 w przypadku asfaltu piaskowego. Stosowane są również na nawierzchnię mostową dyle drewniane oraz kostka brukowa. Stosuje się także jako materiał na nawierzchnię bazalt, granit, cegłę drogową klinkierową, gabro, kostkę kamienną itp.

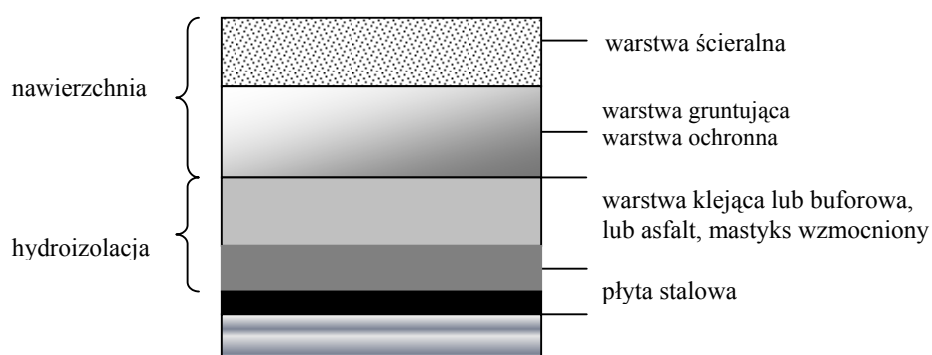
### 3.3. RODZAJE NAWIERZCHNI NA OBIEKTACH MOSTOWYCH

Nawierzchnie mostów drogowych mogą być wykonane jako [1]:

- nawierzchnie bez izolacji: nieoddzielone od płyty pomostu wyraźną warstwą izolacyjną, mogą to być szczelne nawierzchnie bitumiczne połączone z płytą pomostu za pomocą warstwy szepnej ze specjalnych preparatów bitumicznych lub żywicznych,
- nawierzchnie z izolacją: w grupie tej znajdują się nawierzchnie kostkowe, betonowe (typu ciężkiego), nawierzchnie z asfaltu lanego i betonów asfaltowych.



Rys. 3.1. Konstrukcja nawierzchni na betonowym pomoście drogowym wg [1]



Rys. 3.2. Konstrukcja nawierzchni na stalowym pomoście drogowym wg [1]

### 3.4. SZORSTKOŚĆ JAKO NAWAŻNIEJSZY CZYNNIK ZAPEWNIĄCY BEZPIECZEŃSTWO NAWIERZCHNI

Tekstura powierzchni nawierzchni, jej stan oraz jakość, to czynniki najważniejsze zapewniające komfort jazdy, ale przede wszystkim bezpieczeństwo. Metody badań są ciągle unowocześniane, zaczynając od analizy odlewów próbek nawierzchni, po stosowanie wieloigłowych fotogrametrii lub profilometrów. Wymienione metody powinny zapewniać [28]:

- jednoznaczną i szybką metodę pomiaru tekstury powierzchni nawierzchni,
- ocenę wpływu niektórych czynników atmosferycznych na teksturę powierzchniową nawierzchni,
- jednoznaczną charakterystykę powierzchni nośnej i ząbienia opony z nawierzchnią,
- wstępne kryterium ocen.

Badania tekstury nawierzchni wykonać można fotogrametryczną metodą, która zapewnia:

- możliwość porównania, w sposób bezkontaktowy i obiektywny, kilku stanów badanej nawierzchni,
- możliwość rejestracji procesów o przebiegu szybkim zmian,
- dowolność przy wyborze miejsca i prosty, szybki pomiar, który umożliwia udokumentowanie stanu nawierzchni praktycznie w każdych warunkach atmosferycznych,
- nieosiągalną innymi metodami dokładność.

Zakres badań obejmuje prace terenowe i laboratoryjne. W pierwszych porównuje się wyniki i ustala kryteria oceny wskaźników, które charakteryzują teksturę nawierzchni, natomiast w drugich ustala się pomiarową metodykę oraz wpływ technologicznych czynników. Stereoskopowe zdjęcia w laboratoryjnych badaniach wykonuje się fotogrametrycznymi kamerami, zdolnymi do fotografowania z odległości minimalnej 1,5 m. Jakość odpowiednią uzyskuje się przez:

- poziomowanie precyzyjne próbki oraz tylnej ścianki aparatu,
- przesunięcie próbki badanej o wielkość odpowiadającą bazie fotografowania,
- stałe zawieszenie aparatu, które zapewnia równoległość osi optycznych.

W badaniach terenowych aparat zawieszają na specjalnie przygotowanej płycie, zamocowanej na geodezyjnym statywie, umożliwiającej zmianę jego położenia. Wielkość bazy fotografowania zakłada się z dokładnością  $\pm 1,0$  mm, natomiast płytę oraz tylną ściankę aparatu poziomuje się libellą. Na powierzchni układa się ramkę z blachy z naciętymi znaczkami kontrolnymi. Do opracowania zdjęć używa się stereokomparatora precyzyjnego (np. stecometru), który umożliwia określenie paralaksy poprzecznej i podłużnej z dokładnością  $\pm 0,002$  mm. Obliczenia współrzędnych przestrzennych dokonuje się w oparciu o równania wyprowadzone dla naziemnego stereogramu normalnego w postaci zmodyfikowanej, uzyskując dokładności pomiaru współrzędnych rzeczywistych punktu wg zależności (3.1.) [8]:

$$X = \frac{B}{p_x} x', Y = \frac{B}{p_x} y', Z = \frac{B}{p_x} s_k, \quad (3.1.)$$

gdzie:

$X, Y, Z$  – rzeczywiste współrzędne punktu w [mm],

$\sigma_k$  – odległość obrazowa kamery pomiarowej w [mm],

$p_x$  – paralaksa podłużna w [mm],

$x', y'$  – współrzędne tłowe punktu w [mm],

$X, Y$  – w badaniach laboratoryjnych  $\pm 0,003$  mm, a w badaniach terenowych  $\pm 0,03$  mm,

$Z$  – w badaniach laboratoryjnych  $\pm 0,06$  mm, a w badaniach terenowych  $\pm 0,09$  mm.

Szorstkość badanej nawierzchni ocenia się za pomocą współczynnika szorstkości  $H_a$  wyznaczonego z zależności (3.2.) i (3.3.) [8]:

$$H_a = \frac{1}{b} \int_A^B |Z_i| dx, \quad (3.2.)$$

lub w sposób przybliżony z zależności [8]:

$$H_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Z_i|, \quad (3.3.)$$

gdzie:

- $H_a$  – współczynnik szorstkości,
- $Z_i$  – zmienne, charakterystyczne wierzchołki lub zagłębienia
- $b$  – długość bazy pomiarowej [cm].

Schemat profilu nawierzchni obrazuje charakterystyczne zmienne wierzchołki i zagłębienia  $Z_i$  pomiędzy poszczególnymi ziarnami na przyjętej długości pomiarowego odcinka w stosunku do średniej linii, która powinna odpowiadać następującym warunkom [8]:

- przebieg jej ma być zgodny z ogólnym kierunkiem zaobserwowanego profilu,
- ma dzielić zaobserwowany profil w taki sposób, że w granicach odcinka pomiarowego suma kwadratów odchyłek profilu od niej stanowi minimum.

Badania metodą omawianą potwierdzają dużą zgodność wyników z technologicznymi cechami materiałów mieszanki (struktura mieszanki, uziarnienie szkieletu nośnego, skład mieszanki, rodzaj grys).

Wartości  $H_a$ , wskaźników szorstkości, pomiarowej bazy długości 10 cm wahają się, od 0,20 mm dla betonów asfaltowych drobnoziarnistych o zamkniętej strukturze, z małą zawartością grysowej frakcji, do 0,80 mm dla gruboziarnistych betonów asfaltowych o częściowo zamkniętej strukturze.

Tabela 3.2.

Wartości wskaźników szorstkości  $H_a \cdot 10^{-3}$  m [8]

Próbka	Rzędne w punktach ekstremalnych		
	Przekrój		$H_a \cdot 10^{-3}$ m
	poziomy	pionowy	
Beton asfaltowy drobnoziarnisty	0,170	0,190	0,180
Beton asfaltowy średnioziarnisty	0,218	0,207	0,212
Beton asfaltowy gruboziarnisty	0,321	0,323	0,322
Utrwalenie powierzchniowe grysem 5/8 mm	0,465	0,441	0,453
Utrwalenie powierzchniowe grysem 8/12 mm	0,662	0,633	0,647
Utrwalenie powierzchniowe grysem 12/16 mm	0,978	0,937	0,957
Utrwalenie powierzchniowe grysem 16/25 mm	1,287	1,253	1,270

Wartości graniczne wskaźników szorstkości  $H_a$  laboratoryjnie określono dla wszystkich podstawowych mieszanek mineralno-bitumicznych, które zostały zestawione w tabeli 3.2. Stwierdzono, że wielkość  $H_a$  ściśle związana jest z wielkością nierówności powierzchni mieszanek oraz długością pomiarowej bazy.

Wartości graniczne wskaźników  $H_a$  ustala się na podstawie badań laboratoryjnych i terenowych. Przykładowo, dla średnioziarnistego betonu asfaltowego o zamkniętej strukturze z grysem z pomiedziowego żużla oraz pomiarowej bazy długości 10 cm wartości  $H_a$  wynoszą [28]:

0,263÷0,295 – mieszanka wykonana w laboratorium,

0,148÷0,668 – mieszanka na odcinku doświadczalnym bezpośrednio po ułożeniu,

0,200÷0,387 – mieszanka na odcinku doświadczalnym po 2 latach eksploatacji,

0,219÷0,475 – mieszanka na odcinku doświadczalnym po 3 latach eksploatacji.

Różnice w wartościach zestawionych wskaźników  $H_a$  pomiędzy badaniami terenowymi a laboratoryjnymi są wynikiem różnic w technologii układania, zagęszczania i działania ruchu. W tabeli 3.3. zestawiono kryteria oceny tekstury nawierzchni dla betonu asfaltowego średnioziarnistego o zamkniętej strukturze w zależności od współczynników tarcia „F”.

Tabela 3.3.

Proponowane kryteria oceny tekstury powierzchni średnioziarnistego betonu asfaltowego o strukturze zamkniętej [8]

Szorstkość nawierzchni	Współczynnik tarcia „F”	Wskaźnik szorstkości $H_a \cdot 10^{-3} \text{ m}$
Szorstka	> 0,35	> 0,24
Wątpliwa	0,20 ÷ 0,35	0,14 ÷ 0,24
Śliska	< 0,20	< 0,14

Sposób określenia wskaźnika  $H_a$  zapewnia jego stosunkowo dużą dokładność pomiaru i powtarzalność, co stwarza możliwość uzyskania porównywalnych wyników. Ta metoda umożliwia, na etapie projektowania, wykonawstwa i w czasie eksploatacji, sprawdzenie szorstkości nawierzchni.

Czynnikami wpływającymi na zmianę wartości współczynnika tarcia są [28]:

- rodzaj nawierzchni (materiał, struktura),
- prędkość koła poruszającego się pojazdu na nawierzchni,
- wilgotność nawierzchni,
- rodzaj ogumienia i sposób hamowania,
- tekstura nawierzchni (chropowatość).

Metody pomiaru tarcia podzielić można na ciągłe i punktowe; najczęściej spotyka się [8]:

- 1) pomiar siły bocznej przy holowaniu przyczepki badawczej z ukośnie ustawionymi kołami (urządzenie Mu-meter),
- 2) pomiar opóźnień przy gwałtownym hamowaniu pojazdu,
- 3) pomiar wielkości siły tarcia (np. wahadło angielskie),
- 4) pomiar wielkości zmiennej siły pociągowej za pomocą wlezonego koła pomiarowego urządzenia.

Metody wymienione umożliwiają określenie, przy prędkościach 100 km/h, współczynnika tarcia, czasami jednak wymagane jest określenie tego współczynnika dla prędkości większych. Urządzenie UBS umożliwia pomiar punktowy polegający na rozpędzeniu koła statku powietrznego do 250 km/h oraz swobodnym zrzuceniu go z wysokości stałej na nawierzchnię badaną celem zahamowania. Rejestruje się parametry:

- pionową siłę nacisku (N),
- poziomą siłę tarcia (T),
- prędkość postępową koła pomiarowego (V).

Wielkości wymienione umożliwiają określenie współczynnika K tarcia, przy prędkościach założonych koła pomiarowego od 0 do 250 km/h, wg wzoru (3.4.) [8]:



$$K = \frac{T}{N}, \quad (3.4.)$$

Czas trwania styku nawierzchni z kołem (jednego uderzenia), zależne od wysokości zrzutu, obciążenie jego i ciśnienie powietrza w oponie, wynosi od 0,05 do 0,15 s. Pomiar reakcji chwilowych oraz siły tarcia, w tak krótkim czasie, umożliwia metoda tensometryczna pomiaru sił nacisku oraz tarcia i rejestracja parametrów za pomocą pętlicowego oscylografu.

Do pomiaru współczynnika tarcia zastosować można pomiarowy zestaw SRT-3. Zestaw ten składa się z dynamometrycznej przyczepki i ciężarowego samochodu. Pomiar przyczepności jest wykonywany dla warunków hamowania ustalonych, tj. przy pełnej blokadzie koła. Miarą przeciwpoślizgowych własności drogowych nawierzchni jest współczynnik tarcia  $\mu$  określony jako stosunek dwóch wielkości [8]:

- siły stycznej między kołem pomiarowym a nawierzchnią drogi oraz
- nacisku normalnego koła pomiarowego na nawierzchnię.

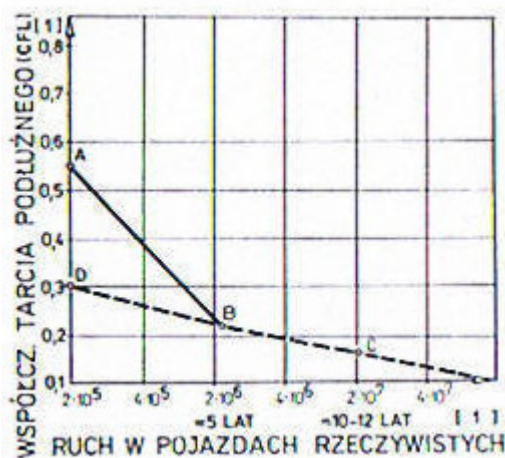
Pomiar jest wykonywany na zmoczonej wodą nawierzchni, przy 100% poślizgu pomiarowego koła. Pomiarowy zestaw SRT-3 umożliwia pomiar współczynnika tarcia dwoma sposobami, przez:

- bezpośredni pomiar tarcia,
- pomiar momentu hamującego.

Pomiar szorstkości (tekstury) nawierzchni polega na określeniu rozmieszczenia nierówności drobnych na powierzchni badanej warstwy ścieralnej. Miarą szorstkości jest powierzchnia mierzona przy pomocy kalibrowanego piasku, charakteryzująca rozmiar wgłębień między występującymi ziarnami. Pomiar polega na tym, że na warstwie ścieralnej nawierzchni rozprowadza się określoną objętość piasku kalibrowanego w taki sposób, żeby zostało utrzymane największe pole w kształcie koła przy wypełnieniu całkowitym nierówności. Stosunek użytej objętości kalibrowanego piasku do powierzchni, na której piasek rozprowadzono, daje głębokość średnią tekstury.

Zgodnie z instrukcją Instytutu Badawczego Dróg i Mostów „Ocena tekstury nawierzchni za pomocą piasku kalibrowanego” dla jednego przekroju nawierzchni wykonuje się pomiary w 8 punktach, podając jako wynik końcowy średnią arytmetyczną i wartości ekstremalne [8].

Betonowe nawierzchnie charakteryzują się małym współczynnikiem tarcia, który dodatkowo zmniejsza się w miarę użytkowania jezdni. To zjawisko, niekorzystne szczególnie dla bezpieczeństwa drogowego ruchu, spowodowało powstanie metod, które zwiększają szorstkość powierzchni jezdni. Te zabiegi wykonuje się w trakcie budowy albo w trakcie jej eksploatacji.



Rys. 3.4. Wyniki pomiarów współczynnika tarcia nawierzchni betonowej po różnym okresie eksploatacji [7]

Badania współczynnika tarcia podłużnego nawierzchni betonowych, przeprowadzone we Francji w latach siedemdziesiątych, wykazują znaczny spadek szorstkości jezdni już w ciągu pierwszych kilku lat eksploatacji. Wyniki te uzyskano przy prędkości pomiaru 80 km/h i przy zablokowanym kole pomiarowym odcinek A – B przedstawia wartość współczynnika tarcia nawierzchni betonowej wykonanej poprzez szrotkowanie powierzchni jezdni. Odcinek D – B – C przedstawia uzyskane wartości dla nawierzchni, gdzie tylko stosowano przeciąganie workiem jutowym dla ściągnięcia cementowego mleczka. Dodatkowy efekt uszorstnienia (stalową szrotką) zanika szybko i po okresie około 5 lat eksploatacji współczynnik tarcia nie różni się od tego uzyskanego przy zastosowaniu jutowej płachty. W tabeli 3.4 przedstawiono efekty zabiegów najprostszyc uszorstnienia nawierzchni w trakcie budowy.

Tabela 3.4.

Wpływ zabiegów uszorstnienia na współczynnik tarcia podłużnego [7]

Zabiegi	Charakterystyki początkowe				
	Chropowatość $\Delta h$ [mm]	$H_s$ [mm]	Współczynnik tarcia podłużnego		Trwałość faktury
			Przy 80 km/h	Przy 120 km/h	
Przeciąganie płachty jutowej	1	0,2	0,3	0,15 – 0,20	1 rok
Płachta jutowa + lekkie ścieranie poprzeczne szczotką o drobnych prętach	5	1	0,4 – 0,5	0,25 – 0,35	2 – 5 lat zależnie od ruchu
Płachta jutowa + głębokie ścieranie poprzeczne szczotką o grubych prętach	10	1,5 - 2	0,5 – 0,6	0,35 – 0,45	2 – 8 lat

Oprócz zabiegów najprostszyc uszorstniających, stosuje się również w Belgii wtłaczanie kruszywa o odpowiedniej granulacji (10/18 mm) oraz małej ścieralności w uformowaną świeżo powierzchnię jezdni. W celu zwiększenia szorstkości stosuje się w Wielkiej Brytanii urządzenia „CCA-Evrut” do poprzecznego rowkowania betonu świeżego. Efekt w postaci rowków (rozstaw 40 – 50 mm) uzyskuje się przez przyciąganie płyty wibrującej (z odpowiednimi wypustami) po betonie świeżym. Następuje odprowadzenie szybkie wody z powierzchni jedni, jednak nawierzchnia jest dosyć głośna.

Rozwiązaniem innym jest wykończenie powierzchni jezdni podczas wibrowania płytą wykańczającą. Płyta z wypustami formuje rowki o głębokości 10 mm, szerokości 2 mm oraz rozstawie 20 mm. Zaletą jest duża trwałość, dobre odwodnienie, cicha nawierzchnia, korzystny efekt prowadzenia pojazdu.

Uszorstnienie istniejących nawierzchni betonowych głównie uzyskuje się przez rowkowanie. Zabieg ten powoduje zmianę odpływu opadowej wody z powierzchni jezdni. Korzyści tego zabiegu są następujące[27]:

- a) przyspieszenie osuszenia powierzchni jezdni dzięki szybszemu spływowi wody rowkami niż po powierzchni drogi,
- b) zanik poślizgu wodnego opon samochodowych po usunięciu wody. Rowki (żłobki) uzupełniają w pewien sposób rzeźbę bieżnika opon. Wyróżnia się zasadnicze typy rowkowania: podłużne i poprzeczne.

Rowkowanie podłużne:

- powoduje trudności w prowadzeniu pojazdów (zwłaszcza pojazdów o podłużnych bieżnikach oraz motocykli),
- jest łatwiejsze w wykonaniu (tańsze).

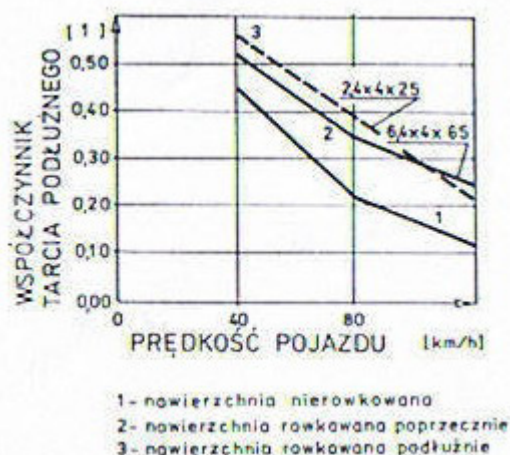
Rowkowanie poprzeczne:

- jest trudniejsze technicznie w wykonaniu, czyli droższe,
- powoduje większe poprzeczne tarcie niż przy podłużnym rowkowaniu, zapewniając lepsze prowadzenie pojazdów,
- szybciej odprowadza wodę z nawierzchni.

Rowkowanie wykonuje się przez [7]:

- nacinanie tarczami diamentowymi,
- wykuwanie za pomocą małych młotków poruszanych sprężonym powietrzem (metoda KLARCRETE), bądź przy pomocy ubijaków obrotowych (metoda Evrut – Cement and Concrete Association).

Z punktu widzenia bezpieczeństwa drogowego ruchu obydwie typy rowkowania dają efekt podobny (rys. 3.5). Podłużne rowkowanie jest nieco bardziej efektywne przy prędkościach małych, natomiast poprzeczne rowkowanie – przy prędkościach większych.



Rys. 3.5. Wyniki badań współczynnika tarcia podłużnego nawierzchni rowkowej [7]

### 3.5. PRZYKŁAD NOWOCZESNEJ NAWIERZCHNI NA OBIEKCIE MOSTOWYM

Mosty są bardzo drogimi budowlami inżynierskimi łączącymi ważne ciągi komunikacyjne. Dlatego drogie konstrukcje mostów (elementów nośnych) powinny być chronione poprzez zastosowanie odpowiednich izolacji i nawierzchni. W ten sposób, między innymi, można osiągnąć to, że most będzie użytkowany przez długi czas bez konieczności remontów. Udział kosztów ponoszonych na izolacje, uszczelnienia i nawierzchnie (które chronią całą budowlę) wynosi 2% kosztów budowy mostu. Wyższe koszty za wysoką jakość uszczelnień i nawierzchni wynoszą

0,3 do 0,6% całości kosztów budowy. Porównując doświadczenia światowych firm w zastosowaniu na obiektach mostowych mieszanek mineralno-asfaltowych wałowanych, w stosunku do aplikacji specjalistycznych asfaltów lanych, lepsze rezultaty trwałości, szczelności itd. uzyskano, stosując mieszanki asfaltowe lane.



**Rys. 3.6.** Most wiszący przez Wielki Biełt w Danii, gdzie zastosowano jako nawierzchnię specjalistyczny asfalt lany

W przypadku asfaltowych nawierzchni drogowych z mieszanek wałowanych wody opadowe infiltrowane są również w dół konstrukcji, natomiast w nawierzchniach mostowych jest to niemożliwe ze względu na dokładne uszczelnienie warstwą izolacji. Dlatego nasycona wodą nawierzchnia mostowa podlega destrukcyjnemu wpływowi zmian temperatury i ulega szybszemu starzeniu, a następnie uszkodzeniu. Asfalt lany zapobiega penetracji wody w głąb nawierzchni, tworzy szczelną warstwę.

Przykładem nowoczesnej nawierzchni z asfaltu lanego jest most wiszący przez cieśninę Wielki Biełt (rys. 3.6) o długości 17,5 km, na którym wykonano 260000 m<sup>2</sup> nawierzchni z uszczelnieniem i izolacją. Dzięki zastosowanej technologii zmniejszono grubość nawierzchni z 90 mm do 60 mm, co oczywiście zredukowało jej ciężar własny. W tej realizacji wykorzystano specjalny sprzęt do wbudowania nawierzchni z asfaltu lanego (rys. 3.7), ale także obróbki górnej powierzchni, polegającej na wtłaczaniu grysów porawiających szorstkość warstwy ścieralnej. Rys. 3.7 prezentuje inną realizację z udziałem technologii asfaltu lanego w Wielkiej Brytanii [9].



Rys. 3.7. Wykonywanie nawierzchni z asfaltu lanego

### Literatura do rozdziału 3

- [1] STEFANEK J.: Nawierzchnie mostów drogowych. „Mosty”, nr 3 2006
- [2] PIŁAT J., RADZISZEWSKI P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ, Warszawa 2004
- [3] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dziennik Ustaw nr 63, 2000
- [4] FURTAK K., ŚLIWIŃSKI J.: Materiały budowlane w mostownictwie. WKiŁ, Warszawa 2004
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie sposobu numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadawanych drogom, obiektom mostowym i tunelom (Dz.U. nr 67, poz. 582)
- [6] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakimi powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U. nr 43, poz. 430).
- [7] STYPUŁKOWSKI B., praca zbiorowa: Zagadnienia utrzymania dróg i ulic. WKiŁ, Warszawa 1995, 2000
- [8] LEŚKO M.: Wybrane zagadnienia nawierzchni drogowych. Wyd. Politechniki Śląskiej, Gliwice 1997
- [9] ASCHLIMANN H., ZIEJA J.: Nawierzchnie asfaltowe na mostach. Nawierzchnie Asfaltowe, 4/2007

## **Rozdział 4. WYBRANE METODY POMIARU ORAZ SYSTEMY OCENY NOŚNOŚCI I STANU TECHNICZNEGO JEZDNI DROGOWYCH**

### **4.1. SYSTEM UTRZYMANIA NAWIERZCHNI (SUN)**

#### **4.1.1. Cele Systemu Utrzymania Nawierzchni**

SUN definiuje się jako skoordynowany zespół czynności zmierzających do osiągnięcia najlepszego wykorzystania dostępnych środków w celu uzyskania założonego poziomu cech eksploatacyjnych nawierzchni, umożliwiających bezpieczny i wygodny przejazd. SUN jest logicznie uporządkowanym i zorganizowanym systemem działań związanych z utrzymaniem nawierzchni (włącznie z remontami kapitalnymi) [1].

Podstawowe cele SUN są następujące [2], [3] i [4]:

- utrzymanie możliwie najlepszego stanu nawierzchni zapewniającego jej ciągłość eksploatacyjną,
- systematyczna obserwacja i analiza stopnia zużycia nawierzchni,
- sporządzenie i przedstawianie (udokumentowanych) opinii o stanie istniejącej drogi z propozycjami zabiegów utrzymaniowych i renowacyjnych,
- określenie metod zminimalizowania w złożonym czasie ponoszonych kosztów utrzymania nawierzchni.

Realizacja wymienionych zamierzeń wymaga dysponowania niezbędnymi usystematyzowanymi procedurami, kryteriami lub metodami, między innymi:

- wizualne określenie stanu nawierzchni (komfortu jazdy, szorstkości i in.),
- nieniszczące określenie wytrzymałości (nośności),
- określenie w miarę precyzyjnie „żywności” nawierzchni,
- określenie rodzaju i terminu zabiegów utrzymaniowych i renowacyjnych.

#### **4.1.2. Zasady tworzenia SUN i jego elementy**

W swej klasycznej postaci SUN jest dwustopniowy i obejmuje dwa poziomy:  
I - sieci,  
II - odcinka.

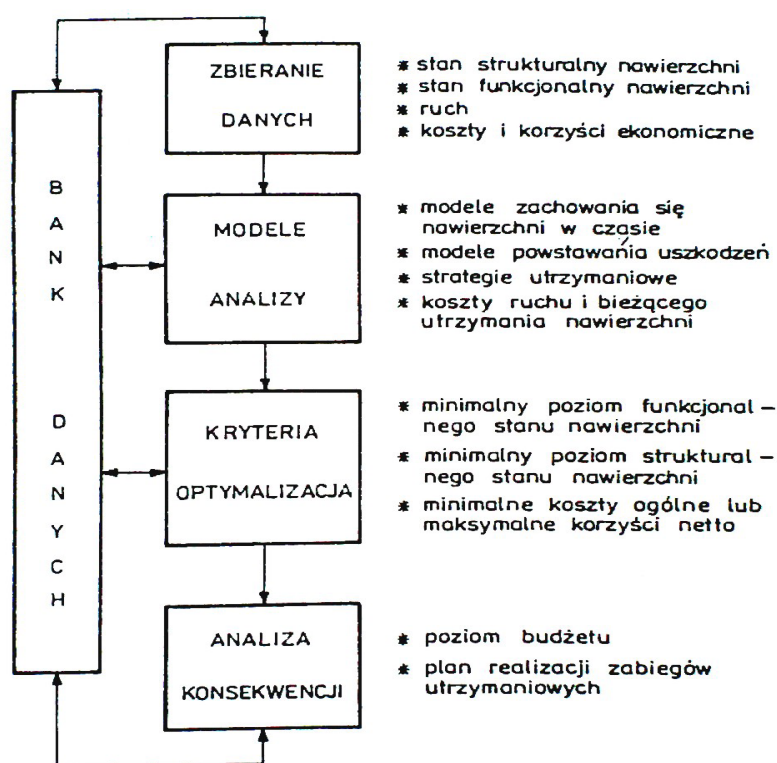
Pierwszy poziom dotyczy sieci drogowej jako całości i obejmuje sporządzenie inwentaryzacji danych, a jego zasadniczym zadaniem jest opracowanie generalnego programu i harmonogramu prac. Tutaj można wyróżnić następujące etapy:

- opracowanie inwentaryzacji sieci, tzw. Banku Danych Drogowych (BDD),
- ogólna ocena technicznego stanu nawierzchni (przede wszystkim wizualna),
- prognozowanie żywotności nawierzchni,

- przygotowanie długofalowego programu prac (w rozbiciu na rodzaje, z uwzględnieniem alternatyw związanych z ograniczonością środków).

Na drugim poziomie w oparciu o ustalenia generalne szczebla I rozpatruje się zagadnienia szczegółowe dla poszczególnych odcinków drogi. Poszczególne etapy działań są podobne, lecz analizy i oceny dokonuje się bardziej wnikliwie, po czym, po określeniu rodzaju, wielkości, kosztów i harmonogramu robót, przystępuje się do bezpośredniej ich realizacji.

Elementy składowe System Utrzymania Nawierzchni wdrażanego w Polsce przedstawiono na rys. 4.1, wyjaśniającym zawartość każdego z nich. SUN może prawidłowo funkcjonować tylko wtedy, gdy wszystkie te elementy będą współpracować ze sobą i każdy z nich będzie na bieżąco aktualizowany.



Rys. 4.1. Elementy składowe Systemu Utrzymania Nawierzchni (SUN) [1]

#### 4.1.3. Bank Danych Drogowych

Bank Danych Drogowych System Utrzymania Nawierzchni to zbiory danych o drodze i nawierzchni, oprogramowanie i algorytmy, sprzęt komputerowy, ludzie



i organizacja obsługi. Przez określenie baza danych o drogach należy rozumieć czynności gromadzenia i przechowywania danych.

Systematyczne zbieranie danych drogowych (inwentaryzacja danych o nawierzchni), jako podstawa dobrego SUN, powinno dostarczać podstawowych informacji dotyczących programu oraz odpowiadać następującym kryteriom:

- umożliwiać szybkie, obiektywne i rzetelne zebranie danych,
- pokryć w miarę możliwości całą sieć dróg,
- być łatwe do uzupełniania i wykorzystywania.

Przed inwentaryzacją należy sprecyzować następujące czynniki; określić, które odcinki wybiera się do inwentaryzacji, określić, jakie rodzaje danych należy zebrać, sprecyzować rodzaj, częstość, zakres badań oraz ich dalsze wykorzystanie w analizie.

Jeżeli inwentaryzacja nie obejmuje całej sieci dróg, to reprezentowane odcinki powinny być w miarę możliwości jednorodne pod względem wielkości ruchu i rodzaju podłoża.

Do podstawowych danych gromadzonych w BDD, istotnych dla potrzeb SUN, należą:

- historia drogi (czas budowy, rodzaj warstw, technologii, zabiegów utrzymaniowych, koszty),
- geometria drogi (plan sytuacyjny, szerokość i liczba pasów ruchu, profil podłużny i przekroje poprzeczne, krzywe poziome, skrzyżowania i przejścia dla pieszych, wysokość nasypu i głębokość wykopu),
- cechy eksploatacyjne (nośność, szorstkość, równość podłużna i poprzeczna, uszkodzenia),
- wyposażenie i oznakowanie (lokalizacja znaków drogowych i oświetlenia oraz ich rodzaj, lokalizacja barier i odwodnienia),
- charakterystyka ruchu (struktura rodzajowa pojazdów, natężenie, prędkość, daty pomiarów),
- wypadkowość (miejsca wypadków, daty, powody, straty),
- podział administracyjny (przynależność terytorialna, klasa techniczna itp.).

Bank nie stanowi zamkniętego zbioru i w miarę budowy nowych dróg oraz w miarę zmian występujących na drogach powinno następować uzupełnienie informacji, tj. rozszerzenie zbiorów. Aktualizacja zbiorów jest integralną częścią systemu i powinna być przewidziana jako ciągłe, systematyczne uzupełnianie danych.

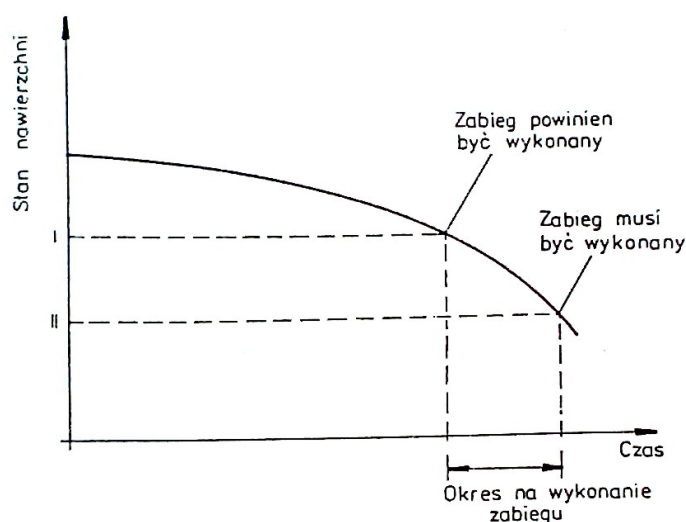
Dobry BDD, pełniąc rolę obsługi systemowo-komputerowej SUN, powinien realizować następujące funkcje użytkowe:

- zbieranie i przechowywanie danych,
- konsultowanie zbiorów i sprawdzanie ich zawartości,
- wykonywanie analiz i wyliczanie standardowych wskaźników oceny stanu nawierzchni itp.,
- wykonywanie czynności optymalizacyjnych.

Wymienione funkcje powinny być realizowane na poziomie projektu oraz na poziomie sieci. Wyniki takich analiz i optymalizacji można wykorzystać do programowania robót utrzymaniowych oraz do tworzenia, tzw. modeli żywotności nawierzchni.

#### 4.1.4. Modele żywotności nawierzchni

Zwykle modele żywotności nawierzchni sporządza się na podstawie wieloletniej, systematycznej obserwacji i oceny stanu nawierzchni. Przedstawiane często są w postaci krzywych dla sumarycznego wskaźnika oceny stanu technicznego lub oddzielnie dla poszczególnych rodzajów uszkodzeń. Krzywe obrazują stan nawierzchni w zależności od czasu (rys. 4.2).



Rys. 4.2. Przykład krzywej charakteryzującej żywotność nawierzchni w czasie [1]

W początkowym okresie eksploatacji nawierzchnia wymaga rutynowych zabiegów utrzymania bieżącego. Po pewnym okresie eksploatacji zabiegi renowacyjne powinny być podjęte, ale stan nawierzchni umożliwia jeszcze w miarę bezpieczne i wygodne użytkowanie, aż do momentu, gdy zabiegi będą konieczne. Za okres najbardziej korzystny do ich podjęcia uważa się przedział czasowy pomiędzy „powinny” a „muszą”. Strategia tutaj zależy od dysponowanych środków finansowych utrzymania nawierzchni (zabiegów utrzymaniowych).

#### 4.1.5. Zasady planowania i optymalizacji zabiegów utrzymaniowych

Na podstawie obiektywnych danych o stanie nawierzchni oraz jej modeli zachowania się w czasie należy przystąpić do określenia kolejności i rodzajów robót. Tutaj wyróżnia się dwa szczeble utrzymania:

- I - gdy zabieg powinien być wykonany,
- II - gdy zabieg musi być wykonany.

Najbardziej efektywny jest taki zabieg, który przy minimalnych kosztach zapewni największy okres przedłużenia żywotności nawierzchni oraz zmniejsza koszty użytkowników dróg i koszty ekologiczne (emisji gazów toksycznych, składników spalin oraz emisji i hałasu).

Przy optymalizacji robót należy uwzględnić następujące czynniki:

- dostępność środków finansowych i materialnych,
- uzyskanie maksymalnego zakresu robót przy stosunkowo niskich kosztach jednostkowych,
- możliwie największe przedłużenie okresu żywotności,
- możliwość koncentracji robót oraz przyjęcie możliwie jednorodnej technologii na dłuższych odcinkach.

Jak wynika z podanych wyżej zasad oraz doświadczeń zagranicznych, tworzenie Systemu Utrzymania Nawierzchni jest sprawą pracochłonną i długotrwałą, wymagającą wielu prób i weryfikacji.

## 4.2. Optymalizacja SUN

### 4.2.1. Warunki optymalizacji SUN

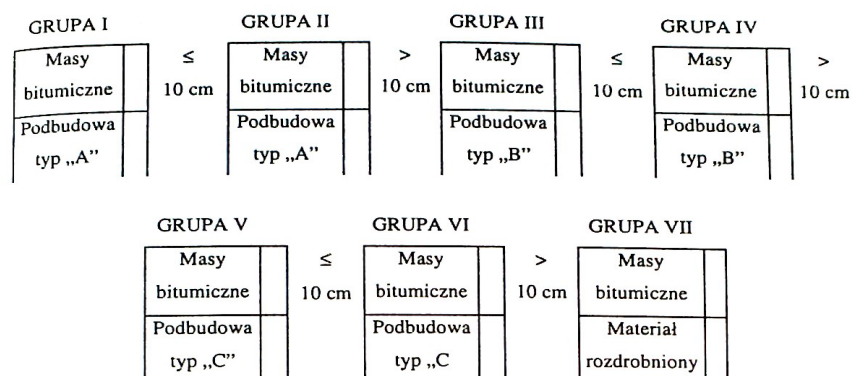
Optymalizacja tworzonego SUN powinna być oparta na przyjętych modelach służących do prognozowania zmian stanów technicznych nawierzchni. Dla tego wstępnie należy wykonać:

1. Inwentaryzację konstrukcji nawierzchni w całej sieci dróg krajowych. W tym przypadku kryteria powinny stanowić: rodzaj, typ nawierzchni, mechanizm i rodzaj powstających uszkodzeń. W Polsce wyniki badań inwentaryzacyjnych przedstawia się tabelarycznie i graficznie (tab. 4.1 i rys. 4.3);

Tabela 4.1.

Uogólnione modele konstrukcji nawierzchni [5],[6]

Grupa konstrukcji nawierzchni	Warstwy nawierzchniowe	Podbudowa
I (44,3%)	asfaltowe ; $h \leq 10$ cm	- kruszywo - bruk lub kostka na warstwie ziarnistej
II (37,7%)	asfaltowe; $h > 10$ cm	
III (5,1%)	asfaltowe; $h \leq 10$ cm	- stabilizowany materiał gruntowy - chudy beton - bruk lub kostka na warstwie stabilizacji z cienką pośrednią warstwą podsypki piaskowej
IV (8,5%)	asfaltowe ; $h > 10$ cm	- beton cementowy
V (0,5%)	asfaltowe ; $h \leq 10$ cm	
VI (1,6%)	asfaltowe ; $h > 10$ cm	
VII (1,5%)	beton cementowy	- kruszywo



Rys. 4.3. Schematy uogólnionych konstrukcji nawierzchni drogowych. Podbudowa typu A – materiał rozdrobniony (pospółka, tłuczeń itp.), bruk lub kostka ułożona na warstwie z materiału rozdrobnionego, B – grunt stabilizowany cementem lub chudy beton, bruk lub kostka na warstwie gruntu stabilizowanego cementem lub chudego betonu z cienką pośrednią warstwą podsypki piaskowej, C – beton cementowy

2. Analizę i ewentualną adaptację modeli do oceny stanu nawierzchni wykorzystywanych na świecie;
3. Wdrożenie programu badawczego tzw. DOT (Długoterminowe Odcinki Testowe) [6], którego zasadniczym celem jest weryfikacja przyjętych modeli. Istotą tego programu powinno być wykonywanie długotrwałych (w czasie od kilku

do kilkunastu lat) obserwacji charakterystyk strukturalnych i funkcjonalnych nawierzchni na wybranych, ustalonych odcinkach sieci drogowej. Rejestrowane zmiany będące skutkiem oddziaływań eksploatacyjnych oraz klimatycznych mogłyby stanowić bazę do modelowania degradacji nawierzchni.

Wyniki przedstawionych badań stają się pomocne przy opracowaniach i udoskonaleniach metod wymiarowania nowych, a przede wszystkim wzmocnień istniejących nawierzchni, przy testowaniu parametrów strukturalnych i funkcjonalnych nawierzchni w wyniku zastosowania remontów, zabiegów utrzymaniowych oraz przy opracowaniu specyfikacji materiałowych.

#### 4.2.2. Odcinki testowe

Program DOT powinien być reprezentowany przez konstrukcje nawierzchni tworzące uogólnione, jednorodne modele (tab. 4.1 i rys. 4.3). Lokalizację długoterminowych odcinków testowych należy ustalić w oparciu o ankietowe dane inwentaryzacyjne. Długość każdego takiego odcinka powinna wynosić 1 km, co jest zgodne z wymaganiami zawartymi w wytycznych SOSN [16]. Przy ustalaniu ich lokalizacji powinny być spełnione wymagania:

- reprezentacja w każdej strefie klimatycznej (w Polsce wyróżnia się 4 strefy klimatyczne ze względu na głębokość przemarzania podłoża gruntowego) wszystkich uwzględnionych w programie badawczym grup uogólnionych konstrukcji nawierzchni;
- jednorodność pod względem natężenia ruchu (ruch ciężki lub bardzo ciężki); odcinki lokalizuje się na najbardziej obciążonym pasie ruchu;
- wyjściowy stan techniczny nawierzchni wykluczający konieczność stosowania zabiegów utrzymaniowych w okresie co najmniej czterech początkowych lat obserwacji. Przy tak sformułowanych kryteriach lokalizacji liczebności odcinków testowych w poszczególnych grupach konstrukcji oraz w strefach klimatycznych można przedstawić jak w tabeli 4.2.

**Tabela 4.2.**

Dane przykładowe liczebności DOT [6]

Strefa klimatyczna wg PN-74/8-03020	Grupa konstrukcji uogólnionych				Razem
	I	II	III	IV	
I (Zachód)	5	5	5	3	18
II (Centralna Polska)	5	12	7	14	38
III (Góry pn-wsch. Polski)	10	3	5	5	23
IV (Suwalskie)	5	10	0	0	15
$\Sigma$	25	30	17	22	94

### 4.3. PROGRAM BADAŃ DOT

#### 4.3.1. Zakres badań

W celu realizacji zadań badawczych programu DOT powinny być gromadzone następujące dane:

- 1) dotyczące stanu strukturalnego nawierzchni:
  - ugięcia dynamiczne konstrukcji nawierzchni i podłoża (wraz z zaznaczeniem użytej aparatury) oraz wyznaczenie wilgotności podłoża i temperatury warstw bitumicznych nawierzchni,
  - spękania, łaty, wyboje, ubytki ziaren kruszywa i lepiszcza (z oceny wizualnej);
- 2) dotyczące stanu funkcjonalnego nawierzchni:
  - równość profilu podłużnego (wraz z zaznaczeniem użytej aparatury, zakresu długości fal),
  - równość profilu poprzecznego (koleiny),
  - szorstkość (np. w postaci współczynnika przyczepności opony do nawierzchni);
- 3) inne:
  - inwentaryzacyjne (geometria drogi, właściwości i rodzaj materiałów warstw konstrukcyjnych, rodzaj podłoża),
  - dotyczące ruchu (średnioroczny ruch dobowy, udział pojazdów ciężkich),
  - klimatyczne (średnia miesięczna temperatura powietrza, średnia miesięczna wielkość opadów, wahania temperatur, spadki poniżej 0°C, głębokość przemarzania),
  - dotyczące odnowy i zabiegów utrzymaniowych.

#### 4.3.2. Metodyka badań i przykłady

W zakres okresowych badań stanu technicznego nawierzchni na długotrwałych odcinkach testowych wchodzi pomiar parametrów [1]:

- ugięcia nawierzchni pod dynamicznym obciążeniem testowym,
- równość nawierzchni w profilu podłużnym i poprzecznym,
- szorstkość nawierzchni,
- stan warstw powierzchniowych.

Badania okresowe powinny być wykonywane na wszystkich DOT raz w roku w terminie wrzesień/październik. W Polsce pierwszą serię tych badań zrealizowano w 1992 r.

### ***Pomiar ugięć nawierzchni***

Pomiar ugięć nawierzchni (np. aparatem FWD) wykonuje się wg dwóch procedur. Na odcinkach testowych o długości 1km stosuje się procedurę uproszczoną, w której przyjmuje się następujące parametry pomiaru:

- rozstaw geofonów: 0, 300, 600, 900, 1200, 1500, 1800 mm;
- obciążenie testowe: 50 kN;
- liczba zrzutów obciążnika: 4;
- rejestracja: maksymalnej czaszy ugięcia dla trzech ostatnich zrzutów obciążnika;
- krok pomiarowy: 20 m;
- tor pomiarowy: zewnętrzny ślad koła, jeżeli nawierzchnia nie ma poszerzenia, wewnętrzny ślad koła - jeżeli jest poszerzenie.

### ***Pomiar równości profilu podłużnego nawierzchni***

Pomiar równości profilu podłużnego wykonuje się aparatem APL z zastosowaniem dwóch prędkości pomiarowych: 50 i 72 km/h. Krok pomiaru wynosi 5 cm. Wyniki pomiarów przedstawia się graficznie wraz z oceną równości w założonych jednostkach.

### ***Pomiar równości profilu poprzecznego nawierzchni (głębokości kolein)***

Pomiar równości profilu poprzecznego wykonuje się ręcznie na wydzielonych 200-metrowych odcinkach w ramach procedury szczegółowej. Punktem początkowym pomiarów jest początek odcinka. Kolejne punkty pomiarowe oddalone są od siebie o 20 m. Wyniki pomiaru wizualnego można przedstawić graficznie.

### ***Pomiar szorstkości nawierzchni***

Pomiar szorstkości nawierzchni wykonuje się aparatem SRT-3 przy pełnej blokadzie koła. Ocenie podlega każdy odcinek testowy o długości 1 km, prędkość pomiarowa wynosi 60 km/h. Blokowanie koła pomiarowego następuje z krokiem 50 m. Pomiar wykonuje się w koleinie. Przykład uzyskanego wyniku w postaci rozkładu liczby Skid Number (SN) można przedstawić graficznie.

### ***Ocena stanu warstw powierzchniowych***

Ocenę stanu warstw powierzchniowych nawierzchni na DOT (ocena wizualna) realizuje się zgodnie z wytycznymi Systemu Oceny Stanu Nawierzchni. Inwentaryzacji podlegają następujące rodzaje uszkodzeń:

- pęknięcia siatkowe;
- pęknięcia pojedyncze (podłużne, poprzeczne, krzywoliniowe);
- łaty i wyboje;
- ubytki ziaren i lepiszcza.

Stan uszkodzeń charakteryzuje się zakresem (intensywnością) występowania oraz stopniem szkodliwości. Inwentaryzacja DOT obejmuje również:

- dane o właściwościach fizyczno-mechanicznych materiału podłoża gruntowego,
- dane o właściwościach fizyczno-mechanicznych warstw konstrukcyjnych nawierzchni.

Materiał próbki do badań inwentaryzacyjnych należy pobierać z dwóch dołów badawczych zlokalizowanych na zewnątrz odcinka; przy zewnętrznej krawędzi oraz w odległości 5 m od jego punktu początkowego i końcowego; również należy przy tym wykonać pomiar poziomu wód gruntowych. Właściwości materiałów określa się zgodnie z wytycznymi zawartymi w polskich normach.

#### **Gromadzenie i analiza danych**

Dla potrzeb programu badawczego opracowuje się komputerowy system zarządzania danymi, który umożliwia i ułatwia dokonywanie operacji przesyłania danych, sortowania, obliczeń statystycznych sporządzania raportów itp. Wcześniej dane należy poddać dwustopniowemu testowi, który wyklucza dane obarczone błędem. Taka kontrola obejmuje:

- sprawdzenie zgodności danych wprowadzonych do bazy z danymi źródłowymi;
- sprawdzenie zakresu wartości wprowadzonych danych;
- sprawdzenie istnienia podstawowego zakresu danych oraz wskazywanie brakujących informacji;
- międzymodułową kontrolę kompletności danych.

#### **4.3.3. Podsumowanie pierwszej serii badań okresowych wykonanych w 1992 r. [6]**

W wyniku pomiarów ugięć nawierzchni wyznaczono wartość modułu powierzchniowego nawierzchni na wszystkich odcinkach testowych (1 km), na których wykonywano badania FWD wg procedury pomiarowej.

W tabelach 4.3, 4.4 i 4.5 zestawiono dane obrazujące liczebność odcinków testowych w poszczególnych klasach technicznych (wg klasyfikacji SOSN) ze względu na parametr szorstkości oraz równości podłużnej i poprzecznej nawierzchni. Dane zestawione w tabelach 4.6 i 4.7 stanowią podsumowanie oceny wizualnej uszkodzeń nawierzchni na DOT, która zgodnie z procedurą zalecaną w wytycznych SOSN realizowana jest w aspekcie oceny nośności nawierzchni i oceny stanu warstwy powierzchniowej.

Podkreślić można, że w uwzględnionych w programie badawczym uogólnionych grupach konstrukcji praktycznie ze względu na każdy oceniany parametr reprezentowane są w zbiorze odcinków testowych trzy klasy techniczne nawierzchni (A, B, C). Ma to związek głównie ze wspomnianym wcześniej zróżnicowaniem



„wiekowym” nawierzchni na odcinkach testowych. Najliczniej reprezentowane są klasy techniczne B i A.

**Tabela 4.3.**

Podsumowanie badań szorstkości nawierzchni DOT [6]

Grupa konstr. uogóln. / Klasy wg SOSN	I	II	III	IV	Σ DOT
A / $35 < SN$	3	2	4	6	15 (17,6%)
B / $25 < SN \leq 35$	19	25	9	11	64 (75,3%)
C / $20 < SN \leq 25$	2	3	-	1	6 (7,1%)
D / $SN \leq 20$	-	-	-	-	-
Σ DOT	24	30	13	18	85

**Tabela 4.4.**

Podsumowanie badań równości podłużnej na DOT [6]

Klasyfikacja Równości wg SOSN	Liczba DOT				Całość
	wg typu konstrukcji				
	I	II	III	IV	
A $IRI \leq 2,8$	7	17	2	6	32 34%
B $2,8 \leq IRI \leq 4,4$	13	11	11	14	49 52,1%
C $4,45 \leq IRI \leq 5,8$	1	2	4	2	9 9,6%
D $IRI > 5,8$	4	-	-	-	4 4,3%
Razem	25	30	17	22	94 100%

**Tabela 4.5.**

Podsumowanie badań głębokości kolein na DOT [6]

Grupa konstr. uogóln. Klasy I wg SOSN	I	II	III	IV	Σ DOT
A 0 ÷ 10 mm	6	12	14	17	49 (77%)
B 11 ÷ 20 mm	4	4	2	4	14 (22%)
C 21 ÷ 30 mm	1	-	-	-	1 (1%)
D > 30 mm	-	-	-	-	-
Σ DOT	11	16	16	21	64

**Tabela 4.6.**

Podsumowanie oceny wizualnej nawierzchni na DOT [6]

Grupa konstr. uogóln. Klasy wg SOSN	I	II	III	IV	Σ DOT
A	5	10	8	9	32 (50%)
B	5	5	7	12	29 (45%)
C	1	1	1	-	3 (5%)
D	-	-	-	-	-
Σ DOT	11	16	16	21	64

**Tabela 4.7.**

Podsumowanie oceny wizualnej nawierzchni na DOT (stan powierzchni) [6]

Grupa konstr. uogóln. Klasy wg SOSN	I	II	III	IV	Σ DOT
A	4	5	5	3	17 (26%)
B	7	4	10	15	36 (56%)
C	-	6	1	3	10 (16%)
D	-	1	-	-	1 (2%)
Σ DOT	11	16	16	21	64

#### 4.4. SYSTEM OCENY NOŚNOŚCI NAWIERZCHNI

Nawierzchnie bitumiczne, jako nawierzchnie podatne, doznają odkształceń trwałych pod wpływem obciążeń ruchem drogowym. Pionowe obciążenia od kół samochodowych powodują zginanie konstrukcji nawierzchni i wywołują w jej warstwach oraz w podłożu gruntowym stan naprężeń i odkształceń. Pomiar nośności nawierzchni bitumicznej wykonuje się w najniekorzystniejszym okresie, tzn. w czasie silnego nawilgocenia podłoża gruntowego (wiosna lub jesień), gdy nośność konstrukcji nawierzchni maleje.

Do oceny nośności nawierzchni uwzględnia się ugięcia sprężyste nawierzchni drogowej. Pomiary ugięć nawierzchni należy wykonywać w śladzie prawego koła, na każdym pasie ruchu badanego odcinka drogi, nie rzadziej niż co 25 m. Do wyznaczenia ugięć nawierzchni należy stosować jedną z następujących metod:

- metodę pomiaru ugięciomierzem belkowym wg BN-8931-06:1970,
- pomiar czaszy ugięć ugięciomierzem dynamicznym typu FWD.

##### 4.4.1. Pomiar ugięć nawierzchni podatnych ugięciomierzem belkowym Benkelmana (BB)

Pomiary ugięć podatnych nawierzchni drogowych za pomocą ugięciomierza belkowego pod statycznym naciskiem samochodowego koła bliźniacze można wykonywać dla różnych wariantów, w zależności od rodzaju mierzonych ugięć [7]. Ugięciem nazywa się obniżenie rzędnej nawierzchni w punkcie pomiaru pod umownym obciążeniem statycznym. Rozróżnia się następujące rodzaje ugięć:

- ugięcie całkowite  $U_c$ , jest to ugięcie nawierzchni w punkcie pomiaru po obciążeniu jej obciążeniem umownym;
- ugięcie sprężyste, czy ugięcie odwracalne  $U_s$ , jest to wielkość zmierzonego w sposób umowny odprężenia uprzednio obciążonej nawierzchni, po jej całkowitym odciążeniu;
- ugięcie plastyczne, czyli nieodwracalne  $U_p$ , jest to różnica zmierzonych ugięć całkowitego i sprężystego (4.1.):

$$U_p = U_c - U_s \quad (4.1.)$$

Pomiary ugięć wykonuje się przy projektowaniu, budowie i utrzymaniu dróg:

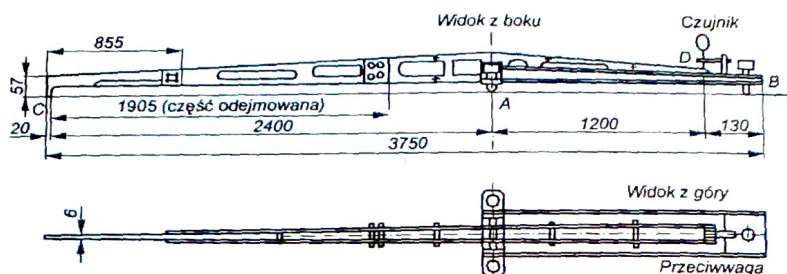
- wariant I - obejmuje oznaczanie ugięcia sprężystego  $U_s$ ;
- wariant II - oznaczanie ugięcia sprężystego  $U_s$  z określeniem odprężenia nawierzchni; jest on rzadko stosowany;
- wariant III - oznaczanie ugięcia całkowitego  $U_c$ , tj. plastycznego  $U_p$  i sprężystego  $U_s$ .

Pomiar ugięciomierzem belkowym wykonuje się w okresie, gdy:

- temperatura warstw asfaltowych mierzona w środku ich grubości mieści się w przedziale od  $5 \div 25^{\circ}\text{C}$ ,
- podłoże gruntowe jest rozmarznięte.

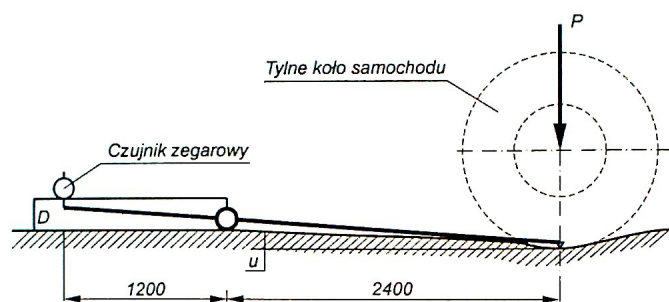
Ugięciomierz belkowy (rys. 4.4) składa się:

- z części stałej - podstawy A-B z zamocowanym w uchwycie czujnikiem typu zegarowego oraz poziomą osią obrotową w przekroju A,
- z dźwigni C-D zawieszanej obrotowo na osi obrotowej poziomej, składającej się z dwóch ramion: ramię A-C o długości 2400 mm, zakończone macką w punkcie C, ramię A-D o długości 1200 mm, na którym w końcu D opiera się nóżka czujnika.



Rys. 4.4. Ugięciomierz belkowy Benkelmana (BB) [7]

Pod obciążeniem  $P$  od koła samochodu (rys. 4.3.), nawierzchnia w punkcie pomiaru ugina się, a macka opuszcza się o wielkość  $U$ . Jednocześnie koniec D dźwigni podnosi nóżkę czujnika o  $\frac{1}{2} U$ . Po pomnożeniu przez 2 różnicy odczytów na czujniku, przed i po obciążeniu, otrzymuje się wartość ugięcia  $U$ . Do obciążania nawierzchni przy pomiarach ugięć używa się samochodu ciężarowego o sprawdzonym obciążeniu 50 kN na każde bliźniacze koło tylnej osi pojedynczej, tj. o równomiernie rozłożonym obciążeniu na tylną pojedynczą oś 100 kN.



Rys. 4.5. Usytuowanie ugięciomierza w punkcie pomiarowym [7]

Wariant I - oznaczanie ugięcia sprężystego  $U$ 

Pomiar polega na obliczeniu różnicy rzędnych w danym punkcie nawierzchni przy całkowitym obciążeniu normowym i po całkowitym odciążeniu. Przeznaczony do pomiaru samochód należy ustawić równolegle do osi jezdni tak, aby koło bliźniacze, mające stanowić obciążenie pomiarowe znajdowało się w punkcie pomiaru (rys. 4.5).

Niezwłocznie po zatrzymaniu się samochodu należy ustawić ugięciomierz równolegle do osi jezdni w ten sposób, aby jego macka znajdowała się w środku między oponami bliźniaczego koła, dokładnie pod tylną osią samochodu. Oś obrotu dźwigni C-D umieszczona w punkcie A powinna przyjąć poziome położenie. Następnie śrubą umieszczoną w punkcie B należy uregulować przyrząd tak, aby nóżka czujnika opierała się na dźwigni w punkcie D. Wskazówkę czujnika ustawia się na podziałkę 500. Sprawdza się działanie czujnika, uderzając lekko palcem w dźwignię (wskazówka czujnika powinna lekko poruszać się, lecz wracać do punktu wyjściowego). Następnie należy odnotować odczyt na czujniku z dokładnością do jednej podziałki. Czynności te powinny być wykonane w czasie nie dłuższym niż 30 sekund. Po dokonaniu odczytu samochód powinien bezzwłocznie odjechać poza zasięg oddziaływania ciężaru koła na rzędną punktu pomiaru, tj. co najmniej 6 m. Po ustabilizowaniu się strzałki czujnika tak, że w ciągu 30 sekund odczyt na czujniku nie zmniejszy się więcej niż o jedną działkę, notuje się ponownie odczyt (odczyt po odciążeniu). Wartość ugięcia sprężystego  $U_s$  (mm) oblicza się wg wzoru (4.2.):

$$U_s = 2(C_o - C) \quad (4.2)$$

w którym:

$C_o$  – pierwszy odczyt na czujniku (nawierzchnia obciążona),

$C$  – drugi odczyt na czujniku (nawierzchnia odciążona).

Wariant III - oznaczanie ugięcia  $U_e$ ,  $U_s$ ,  $U_p$ 

Przeznaczony do pomiaru samochód należy ustawić tyłem do punktu pomiaru, równolegle do osi drogi tak, aby odległość samochodu od punktu pomiaru wynosiła co najmniej 6 m oraz aby prześwit między oponami tylnego koła bliźniaczego znajdował się na prostej równoległej do osi drogi i przechodzącej przez punkt pomiarowy. Następnie przygotowuje się ugięciomierz do badania, tak jak to podano w opisie wykonania pomiarów wg wariantu I. Przy kole pomiarowym układa się równolegle do osi drogi łąkę z naniesioną podziałką oznaczającą odległości: 0; 0,25; 0,50; 1,0; 2,0; 3,0 i 5,0 m. Początek łąki (tj. punkt 0) powinien się znaleźć naprzeciw punktu pomiarowego, a odległość na łące - wzrastać w kierunku usytuowania samochodu. Następnie uruchamia się samochód, cofając go w ten sposób, aby koło pomiarowe toczyło się przy łące, a punkt pomiarowy po najechaniu koła samochodu znalazł się w prześwicie między oponami bliźniaczego koła pomiarowego.

Podczas cofania się samochodu należy notować odczyty na czujniku w chwili, gdy oś koła pomiarowego mija punkty naprzeciw podziałek łąty. Gdy tylna oś samochodu znajduje się dokładnie nad punktem pomiarowym, samochód powinien zatrzymać się w celu odnotowania odczytu na czujniku, natychmiast ruszyć dalej z powrotem, tj. naprzód. Również przy tym ruchu samochodu należy notować odczyty na czujniku w tych samych punktach.

Pomiary ugięciomierzem przeprowadza się co 500 do 1000 m. Na każdym obranym do pomiaru miejscu przeprowadza się kilka pomiarów ugięć (2 do 4) w odległości od siebie 7 do 10 m.

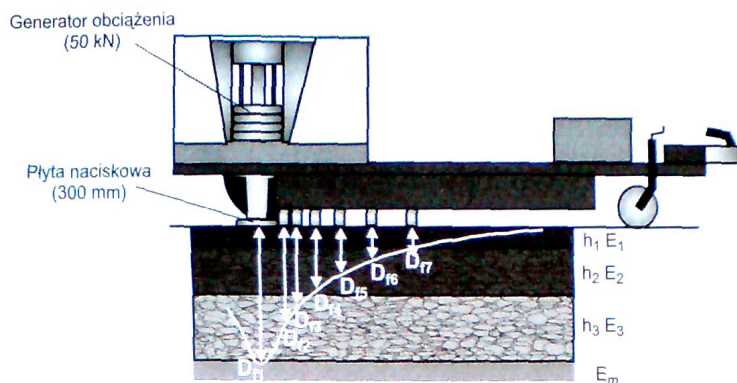
Obliczanie ugięć należy przeprowadzać wg wzoru (4.2), z tą zmianą, że dla obliczenia ugięć sprężystych przy zjeżdżaniu należy od każdego obliczonego ugięcia całkowitego odjąć wartość ugięcia po całkowitym zjechaniu samochodu (wg odczytu ostatniego).

Przy badaniach ugięciomierzem jako miarodajne dla polskich warunków przyjmuje się następujące dopuszczalne ugięcia:

- dla dróg o ruchu ciężkim i bardzo ciężkim A, S, GP:  
ugięcie < 0,7 mm
- dla dróg o ruchu średnim G, Z i wyjątkowo klasy L:  
ugięcie < 1,0 mm
- dla dróg o ruchu lekkim i bardzo lekkim L, D i wyjątkowo klasy Z:  
ugięcie < 1,3 mm

#### 4.4.2. Pomiar ugięć nawierzchni ugięciomierzem dynamicznym FWD

Do pomiaru czasy ugięć należy używać sprzętu umożliwiającego obciążenie nawierzchni siłą 50 kN, rozłożoną na powierzchnię kołową o promieniu  $r$  równym 15 cm. Zastosowana metoda pomiaru powinna umożliwiać obliczenie modułów sztywności  $E$  poszczególnych warstw konstrukcyjnych nawierzchni [7]. Schemat urządzenia pomiarowego przedstawiono na rysunku 4.6.



Rys. 4.6. Schemat działania urządzenia pomiarowego FWD [7]

Aparat FWD składa się z następujących elementów:

- dwuosiovej przyczepy pomiarowej, w skład której wchodzi:
- zespół generatora obciążenia dynamicznego (zespół obciążenia dynamicznego i zespół płyty naciskowej),
- zespół pomiarowy,
- układ hydrauliczny ze sterowaniem elektronicznym,
- tablica rozdzielcza do sterowania układem hydraulicznym,
- samochodu holującego z komputerem i drukarką do sterowania aparaturą pomiarową oraz rejestracji danych.

Nawierzchnia drogowa obciążana jest siłą 50 kN, rozłożoną na powierzchni kołowej płyty naciskowej o promieniu  $r = 15$  cm. Ugięcie sprężyste  $Df_1, Df_2, \dots, Df_k$  mierzone jest za pomocą siedmiu czujników przemieszczeń (geofonów). Jeden geofon służy do pomiaru ugięcia w osi działania siły i jest umieszczony w otworze wykonanym w płycie naciskowej. Pozostałe geofony umieszczone są na belce pomiarowej w odległości od osi działania obciążenia: 300, 600, 900, 1500 i 1800 mm. W skład zespołu urządzeń pomiarowych, oprócz czujników przemieszczeń, wchodzi następujące czujniki: czujnik siły do pomiaru wielkości wywołanego impulsu siłowego, czujnik do pomiaru temperatury powietrza, czujnik do pomiaru temperatury powierzchni nawierzchni oraz czujnik do pomiaru długości przejechanego odcinka drogi.

Zmierzona czasza ugięć nawierzchni drogowej umożliwia obliczenie modułów sztywności - sprężystości poszczególnych warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowej. Przeprowadza się aproksymację pionowych przemieszczeń  $Df_i$  zmierzonych na powierzchni jezdni przemieszczeniami obliczonymi na modelu przedstawiającym analizowaną konstrukcję nawierzchni  $w_i$  (rys. 4.7). Rozwiązaniem tak postawionego zadania jest określenie minimum następującej funkcji (4.3.):

$$\Delta = \sqrt{\frac{1}{k} \times \sum_{j=1}^k \left( \frac{w_j - Df_j}{w_j} \right)^2} \times 100\% \quad (4.3)$$

w której:

$w_i$  – przemieszczenie obliczone w modelu,  $w = f(E, \nu, A, n, a, q, r)$ ,

$Df_i$  – przemieszczenie zmierzone na powierzchni nawierzchni w odległości  $r_i$  od obciążenia,

$k$  – liczba punktów tworzących czaszę ugięć,

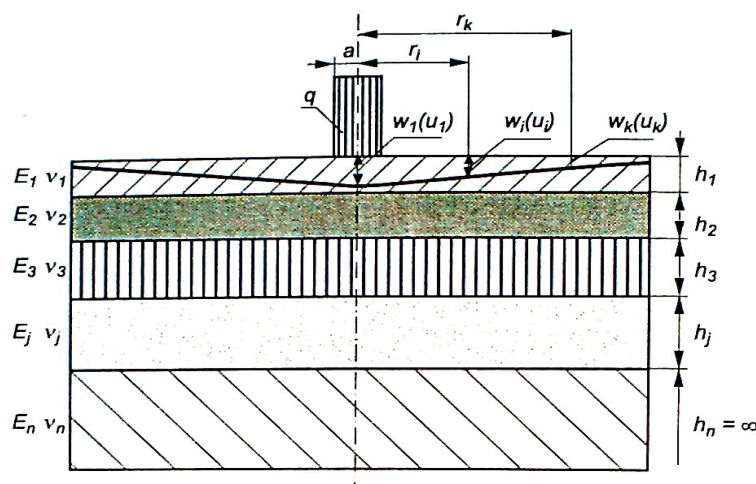
$n$  – liczba warstw,

$E_j$  – moduł sprężystości  $j$ -tej warstwy nawierzchni,

$\nu_j$  – współczynnik Poissona  $j$ -tej warstwy nawierzchni,

$h_j$  – grubość  $j$ -tej warstwy nawierzchni.

Jeżeli  $\Delta \leq 0,2\%$ , to moduły zostały dobrane poprawnie. Identyfikację modułów przeprowadza się wykorzystując programy komputerowe dołączone do urządzeń pomiarowych.



Rys. 4.7. Model konstrukcji nawierzchni do identyfikacji modułów sprężystości warstw nawierzchni i podłoża gruntowego [7]

Pomiar wykonywany jest przy zatrzymanym pojeździe w śladzie prawego koła (zwykle ok. 1 m od zewnętrznej krawędzi jezdni), na każdym pasie ruchu badanego odcinka drogi, nie rzadziej niż co 25 m. Na nawierzchniach sztywnych punkty pomiarowe powinny być zlokalizowane w środku płyt oraz na jednej z prostopadłych do osi drogi krawędzi tych płyt. Po zatrzymaniu aparatu w danym punkcie pomiarowym, na nawierzchni ustawiana jest automatycznie płyta naciskowa z belką pomiarową. Należy zwracać uwagę, aby płyta naciskowa dokładnie przylegała do nawierzchni (nie znajdowała się na krawędzi koleiny). Wykonywany jest zrzut obciążenia. W zespole generatora indukowany jest impuls siły, przekazywany na nawierzchnię za pośrednictwem płyty naciskowej oraz jednocześnie, za pomocą geofonów, są rejestrowane wielkości ugięć nawierzchni.

W interpretacji wyników pomiarów istotnym zagadnieniem jest korekta temperaturowa wyznaczonych modułów warstw bitumicznych. Dlatego w czasie wykonywania pomiaru należy określić temperaturę warstw asfaltowych nawierzchni w połowie ich grubości. Jeżeli łączna grubość warstw asfaltowych jest większa niż 24 cm, to temperaturę należy mierzyć na głębokości 12 cm. Należy mierzyć temperaturę przed przystąpieniem do badania i po zakończeniu pomiarów na każdym odcinku jednorodnym. Dopuszcza się pomiar temperatury w tym samym otworze jedynie w przypadku, gdy odcinek jest nie dłuższy niż 1000 m i czas trwania pomiarów nie dłuższy niż jedna godzina. Należy również wykonywać dodatkowy, trzeci pomiar temperatury nawierzchni, jeśli pomiary trwają dłużej niż 4 godziny, temperatura powietrza wzrośnie więcej niż o 10°C (grubość warstw asfaltowych nawierzchni większa niż 10 cm) lub temperatura powietrza wzrośnie więcej niż o 5°C (grubość warstw asfaltowych nawierzchni nie większa niż 10 cm).



#### 4.4.3. Porównanie wartości ugięć BB i FWD

Przeliczenia ugięć pomiędzy obiema metodami pomiarowymi można dokonywać według zależności od (4.4.) do (4.7.) [7]:

- nawierzchnie podatne:

a) ugięcia średnie:  $BB = 1,08 \text{ FWD}$  (4.4.)

b) ugięcia miarodajne:  $BB = 1,24 \text{ FWD}$  (4.5.)

- nawierzchnie półsztywne:

a) ugięcia średnie:  $BB = 1,16 \text{ FWD}$  (4.6.)

b) ugięcia miarodajne:  $BB = 1,31 \text{ FWD}$  (4.7.)

w których:

BB – ugięcie zmierzone belką Benkelmana [mm],

FWD – ugięcie zmierzone ugięciomierzem FWD pod środkiem płyty [mm].

Dopuszcza się stosowanie innych wiarygodnych metod pomiarowych, jeśli dysponuje się sprawdzoną zależnością korelacyjną, umożliwiającą przeliczenie wyników pomiarów na wartości uzyskiwane jedną z podanych metod.

#### 4.5. SYSTEM OCENY STANU NAWIERZCHNI (SOSN)

System oceny stanu nawierzchni (SOSN) jest podstawowym narzędziem inwentaryzacji uszkodzeń dla celów kompleksowego systemu utrzymania nawierzchni (SUN), koordynującego działania związane z utrzymaniem sieci dróg krajowych.

W Systemie Oceny Stanu Nawierzchni rokrocznie zbierane są dane o następujących parametrach techniczno-eksploatacyjnych nawierzchni [8]:

- stanie spękań, który informuje o stopniu nieciągłości górnych warstw konstrukcyjnych nawierzchni (wstępna ocena nośności nawierzchni),
- równości podłużnej, informującej o komforcie jazdy,
- głębokości kolein, które informują o zagrożeniach związanych z bezpieczeństwem ruchu drogowego,
- stanie powierzchni, informującej o jakości warstwy powierzchniowej nawierzchni,
- właściwościach przeciwpoślizgowych, informujących o długości drogi hamowania i co za tym idzie, bezpieczeństwie jazdy użytkowników dróg.

##### 4.5.1. Stan spękań i stan powierzchni

Stan spękań i stan powierzchni określa się na podstawie inwentaryzacji uszkodzeń nawierzchni przeprowadzanej za pomocą oceny wizualnej bez lub

z wykorzystaniem specjalnych rejestratorów (system SOWA – rys. 4.8.) [9]. Na najbardziej obciążonym pasie ruchu rejestruje się następujące rodzaje uszkodzeń nawierzchni:

- pęknięcia siatkowe,
- pęknięcia pojedyncze (pęknięcia podłużne i poprzeczne),
- łaty,
- wyboje,
- ubytki ziarna lub lepiszcza.



Rys. 4.8. Przykład urządzenia pomiarowego (rejestrator SOWA-1 zainstalowany w pojeździe)

Rejestruje się zakres (pole powierzchni lub długość) i stopnie szkodliwości (mały, duży) poszczególnych uszkodzeń, a następnie wyznacza się ocenę punktową i oblicza wskaźniki stanu spękań i stanu powierzchni. Obliczenia są wykonywane dla wszystkich odcinków o długości 100 m oraz dla odcinka pomiarowego. Punkty dla poszczególnych rodzajów uszkodzeń oblicza się według następujących zależności (4.8), (4.9), (4.10):

$$P_j = a \cdot \left( \frac{X}{b} \right)^c \cdot f \quad (4.8)$$

gdzie:

$P_{ij}$  – punkty dla uszkodzenia „i” przy stopniu szkodliwości „j” indeks „j” pomijany jest, jeżeli nie wyróżnia się stopni szkodliwości,

X – zakres uszkodzenia (oddzielnie przy różnych stopniach szkodliwości),

a, b, c – parametry w tab. 4.8,

f – współczynnik uwzględniający wpływ natężenia ruchu (tab. 4.9).

Tabela 4.8.

Wartości parametrów punktacji uszkodzeń [7]

Rodzaj uszkodzeń		Pęknięcia siatkowe	Pęknięcia pojedyncze	Łaty i wyboje	Ubytki ziaren i lepszczka
<b>a</b>	szkodliwość mała	60	35	30	55
	szkodliwość duża	100	65	70	55
<b>b</b>		300	200	75	300
<b>c</b>		0,25	0,25	0,33	0,5

Tabela 4.9.

Wpływ natężenia ruchu [7]

	Natężenie ruchu [100 kN/dobę/pas ruchu]				
	Do 140	141 ÷ 270	271 ÷ 570	571 ÷ 860	Powyżej 860
<b>f=</b>	0,8	0,85	0,9	0,95	1

Dla każdego rodzaju uszkodzeń określa się liczbę punktów  $P_i$  (miarodajną) według wzoru (4.9.):

$$P = 0,9 \cdot P_{j \max} + 0,1 \cdot \sum_j P_j \quad (4.9)$$

gdzie:

$P_{ij}$  – punkty obliczone dla uszkodzenia i przy szkodliwości j,

$P_{ij\max}$  – największa liczba punktów przy szkodliwości j.

Obliczone wartości punktowe poszczególnych uszkodzeń pozwalają wyznaczyć wskaźniki spękań  $n$  (4.3.) i wskaźniki stanu powierzchni  $p$  (4.4.) dla odcinków długości 100 m.

$$n = \max\left(1 - \frac{P}{100}; 0\right) \quad (4.10)$$

gdzie  $P$  – ocena dla pęknięć siatkowych, pęknięć pojedynczych oraz łat i wybojów.

$$p = \max\left(1 - \frac{P}{100}; 0\right) \quad (4.11)$$

gdzie  $P$  – ocena dla łat i wybojów oraz ubytków ziaren lub lepszczka.

P we wzorach (4.3) i (4.4) obliczane jest według wzoru:

$$P = 0,9 \cdot P_{i_{\max}} + 0,1 \cdot \sum P_i \quad (4.12)$$

gdzie  $i_{\max}$  – uszkodzenie, które uzyskało największą liczbę punktów.

Tak policzone wskaźniki  $n$  i  $p$  dla poszczególnych hektometrów są podstawą do określenia wartości wskaźników miarodajnych dla całego odcinka pomiarowego:

$$n_m = E(n) + \alpha \cdot D(n) \quad (4.13)$$

$$p_m = E(p) + \alpha \cdot D(p) \quad (4.14)$$

gdzie:

$E$  – wartość średnia zbioru ocen dla odcinków o długości 100 m należących do odcinka pomiarowego,

$D$  – odchylenie standardowe zbioru ocen dla odcinków o długości 100 m należących do odcinka pomiarowego,

$\alpha$  – współczynnik skalujący = - 0,3.

Klasyfikacji stanu nawierzchni dla odcinka pomiarowego dokonuje się poprzez porównanie wyliczonych wartości wskaźników  $n_m$  i  $p_m$  z wartościami granicznymi podanymi w tabeli 4.10.

**Tabela 4.10.**

Graniczne wartości wskaźników  $n_m$  i  $p_m$   
dla poszczególnych klas stanu nawierzchni  
dla dróg klasy A, S, GP, G[18]

Klasa	Wskaźniki $n_m$ i $p_m$
A	więcej niż 0,90
B	0,56 , 0,90
C	0,41 , 0,55
D	0,40 lub mniej

#### 4.5.2. Równość podłużna

Zły stan równości podłużnej nawierzchni przyczynia się do niskiego komfortu jazdy odczuwanego bezpośrednio przez użytkowników dróg [11]. Nierówności drogi powodują drgania pojazdu w ruchu. Drgania te mogą być miernikiem stanu nierówności nawierzchni. Do profilometrycznych pomiarów równości podłużnej

wykorzystuje się sprzęt umożliwiający rejestrację profilu podłużnego nawierzchni o charakterystycznych długościach nierówności z przedziału od 0,5 do 50 m i umożliwiający wyznaczenie międzynarodowego wskaźnika równości IRI (International Roughness Index).

Wskaźnik odcinkowej oceny równości podłużnej opisywany jest wzorem:

$$IRI_p = \frac{\sum_{i=1}^n IRI_i}{n} \quad (4.15)$$

gdzie:

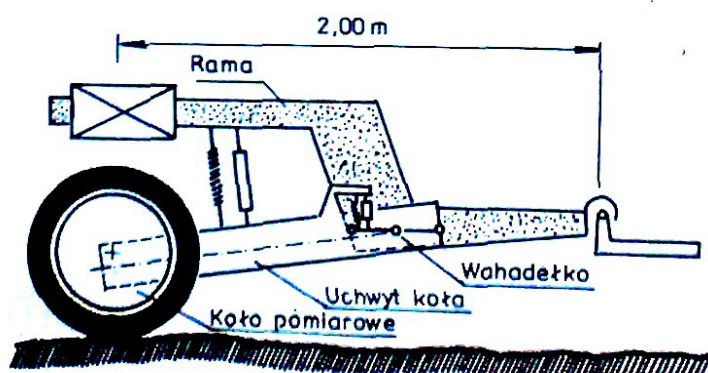
n – liczba wskaźników IRI na odcinku

Wyniki obliczeń zaokrągla się do 0,1 mm/m zgodnie z ogólnymi zasadami.

Pomiar równości podłużnej dróg w ramach wdrażanego obecnie w Polsce systemu ocena stanu nawierzchni wykonywana jest z zastosowaniem profilometrów APL. System pomiarowy APL składa się z samochodu pomiarowego i przyczepki APL pokazanej na rysunkach 4.9 i 4.10.



Rys. 4.9. Przykład urządzenia pomiarowego (Zestaw APL)



Rys. 4.10. Schemat analizatora równości podłużnej [12]

Przyczepka APL jest zbudowana z koła pomiarowego zamocowanego na przegubowej belce oscylacyjnej zespołu dynamicznego (masa, sprężyna, amortyzator), którego zadaniem jest zapewnienie trwałego kontaktu koła z nawierzchnią oraz z wahadła bezwładnościowego o niskiej częstotliwości. Sygnał profilu określa się na podstawie odchyień belki utrzymującej koło pomiarowe względem ramienia wahadła wyznaczającego sztuczny horyzont. Od 1990 r. stosowana jest trzecia wersja aparatu APL, która łączy w sobie wcześniejsze systemy APL/72 i APL-25 oraz ma ponadto pewne dodatkowe możliwości pomiarowe. Nowy system APL daje możliwość wykonywania oceny równości podłużnej dróg i wyznaczenia wskaźnika IRI. Prędkość pomiarowa w czasie realizacji takiego pomiaru wynosi 50km/h, a krok próbkowania sygnału 15 cm.

Zgodnie z wymaganiami SOSN [13] podstawą klasyfikacji stanu nawierzchni pod względem równości podłużnej jest tzw. odcinkowa ocena równości podłużnej  $IRI_p$ . Jest to wartość średnia IRI obliczona dla odcinka drogi długości 1 km ze zbioru  $n = 20$  wskaźników IRI (wzór 4.15). Wskaźnik IRI w systemie SOSN określa się dla odcinka drogi długości 50 m. Zgodnie z SOSN wyróżnia się cztery klasy techniczne (tab. 4.11).

Tabela 4.11.

Klasyfikacja stanu nawierzchni pod względem równości podłużnej dla dróg krajowych klasy: A, S, GP, G[22]

Klasa	Ocena stanu nawierzchni	Miarodajna równość podłużna	
		[mm/m] lub [m/km]	
		Klasa drogi	
		A, S, GP	G
<b>A</b>	Stan dobry	< 2,0	< 3,0
<b>B</b>	Stan zadowalający	2,0 ÷ 4,3	3,0 ÷ 5,0
<b>C</b>	Stan niezadowalający planowany zabieg remontowy	4,4 ÷ 5,7	5,1 ÷ 6,6
<b>D</b>	Stan zły natychmiastowe interwencje	> 5,7	> 6,6

#### 4.5.3. Głębokość kolein

Głębokie koleiny przyczyniają się do ograniczenia bezpieczeństwa ruchu drogowego ze względu na [12]:

- zagrożenie przy wyprzedzaniu pojazdów oraz zmianie pasa ruchu (niestabilność pojazdu na skutek konieczności pokonywania nierówności utworzonych przez koleiny oraz boczne wypiętrzenia),
- zagrożenie ze względu na słabe odprowadzanie wód opadowych (szczególnie na odcinkach o małym pochyleniu podłużnym).

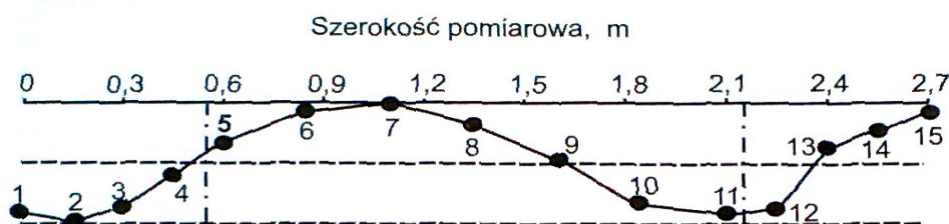
Na skutek złego odprowadzenia wody w koleinach pozostaje jej gruba warstwa, która sprzyja powstawaniu poduszki wodnej pomiędzy bieżnikiem opon a nawierzchnią. Zmniejsza się przyczepność do wartości powodujących poślizg. Nieoczekiwane zazwyczaj dla użytkowników drogi występowanie zjawiska poślizgu wodnego prowadzi do ograniczenia kierowności i hamowania pojazdu.

Obecnie pomiar głębokości kolein wykonywany jest wyłącznie z użyciem urządzeń automatycznych, do których zalicza się profilograf laserowy (rys. 4.11.) [14]. Jest to urządzenie przeznaczone do pomiaru równoległych profili podłużnych nawierzchni drogowej na szerokości 2,7 m. Rejestracja profilu dokonywana jest za pomocą piętnastu czujników laserowych, które są zamontowane na rozsuwanej belce długości 2,4 m z przodu pojazdu.



Rys. 4.11. Przykład urządzenia pomiarowego (profilograf laserowy LPR) [14]

Czujniki są rozmieszczone symetrycznie względem osi pojazdu pomiarowego. Siedem czujników znajduje się na nieruchomej części belki co 0,25 m, a pozostałe na dwóch wysuwanych częściach co 0,15 m. Czujniki skrajne (nr 1 i nr 15) umieszczone są pod kątem, umożliwiając zwiększenie szerokości pomiarowej o 0,3 m. Czujniki nr 5 i nr 11 znajdują się w linii kół pojazdu pomiarowego. Każdy czujnik laserowy próbkuje profil nawierzchni co około 0,005 m. Komputer zapisuje w zbiorze pomiarowym uśrednione rzędne profilu nawierzchni dla odcinków drogi długości 0,1 m. Badania wykonuje się przy prędkości 50 km/h. Dopuszczalne są inne prędkości pomiarów z przedziału od 20 do 80 km/h. Dzięki czujnikom laserowym mierzy się poprzeczny profil nawierzchni, którego przykład przedstawiono na rys. 4.12.



Rys. 4.12. Uśredniony profil poprzeczny nawierzchni (pionowe linie – rozstaw kół w pojeździe pomiarowym profilografu laserowego) [9]



Szerokość pomiarowa profilografu laserowego jest mniejsza od szerokości pasa ruchu pojazdów, dlatego nie ma możliwości jednoczesnej rejestracji głębokości kolein w prawym i lewym śladzie kół. Odległość rozstawu kół w pojeździe pomiarowym wynosząca 1,6 m jest mniejsza od odległości pomiędzy największymi zagłębieniami kolein (około 2 m). Lewą koleinę najczęściej mierzy czujnik nr 2, a prawą czujnik nr 10, 11 lub 12. Miejsca nawierzchni będące punktami podparcia dwumetrowej łąty są próbkowane przez następujące czujniki:

- czujniki 6, 7 i 8 jako tzw. lewy punkt podparcia,
- czujniki 15, 14 i 16 jako tzw. prawy punkt podparcia.

Nawierzchnie pod względem stanu kolein klasyfikuje się do czterech klas wg kryteriów określonych dla miarodajnej głębokości koleiny dla odcinków długości 1000 m (tab. 4.12.) [14].

Miarodajna głębokość koleiny jest równa sumie wartości średniej  $E[h]$  i dwóch odchyłeń standardowych  $D_h$ , które oblicza się dla zbioru  $n$  wyników z automatycznego pomiaru głębokości koleiny ( $h$ ) w równoległych przekrojach poprzecznych drogi, oddalonych od siebie nie więcej niż 5 m.

Tabela 4.12.

Klasyfikacja stanu nawierzchni dróg krajowych o nawierzchni asfaltowej pod względem kolein [5]

Klasa	Ocena stanu nawierzchni	Miarodajna głębokość koleiny [mm]
<b>A</b>	Stan dobry	Nie więcej niż 10
<b>B</b>	Stan zadowalający	Od 11 do 20
<b>C</b>	Stan niezadowalający planowany zabieg remontowy	Od 21 do 30
<b>D</b>	Stan zły natychmiastowe interwencje	Powyżej 30

Na wybranej drodze (odcinku), ciągu drogowym lub sieci dróg wyznacza się:

- odcinkowe oceny stanu koleiny dla odcinków długości 100m ( $H_m$ ) w celu agregacji danych z automatycznego pomiaru wg wzoru (4.16):

$$H_m = E[h] + 2D_h \quad (4.16.)$$

gdzie:

$E[h]$  – wartość średnia obliczana na podstawie wzoru (4.17.)

$$E[h] = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{n} \quad (4.17.)$$

$D_h$  – odchylenie standardowe obliczane na podstawie wzoru:

$$D_h = \sqrt{\frac{n \cdot \sum_{i=1}^n h_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n h_i\right)^2}{n \cdot (n-1)}} \quad (4.18.)$$

- odcinkowe oceny stanu koleiny dla odcinków długości 1000m ( $H_p$ ) w celu ustalenia klasy stanu koleiny wg wzoru (2.9) lub na podstawie zbioru odcinkowych ocen  $H_m$  według wzoru:

$$H_p = E[H_m] + 0,5D_{H_m} \quad (4.19.)$$

gdzie:

$E[H_m]$  – wartość średnia obliczana na podstawie wzoru:

$$E[H_m] = \frac{\sum_{i=1}^a H_m}{a} \quad (4.20.)$$

$D_{H_m}$  – odchylenie standardowe obliczane na podstawie wzoru:

$$D_{H_m} = \sqrt{\frac{a \cdot \sum_{i=1}^a H_m^2 - \left(\sum_{i=1}^a H_m\right)^2}{a \cdot (a-1)}} \quad (4.21.)$$

- średni poziom odcinkowych ocen  $E[H_p]$  dla zbioru b w celu ustalenia ogólnego stanu kolein według wzoru:

$$E[H_p] = \frac{\sum_{i=1}^a H_p}{b} \quad (4.22.)$$

Wyniki obliczeń zaokrąglą się do 1 mm zgodnie z ogólnymi zasadami.

W przypadkach szczególnych, jak początek i koniec drogi, odcinkową ocenę  $H_p$  wyznacza się dla odcinków o długości 500 ÷ 1499 m.

### **Właściwości przeciwpoślizgowe**

Właściwości przeciwpoślizgowe określa się na podstawie pomiaru współczynnika tarcia. Współczynnik tarcia  $\mu$  określa się z zależności [15]:

$$\mu = \frac{F}{Q} \quad (4.23.)$$

w której:

F – siła przyczepności, rozwijana między kołem a nawierzchnią drogi przy całkowitym poślizgu opony testowej,

Q – rzeczywiste obciążenie koła, które równe jest reakcji nawierzchni.

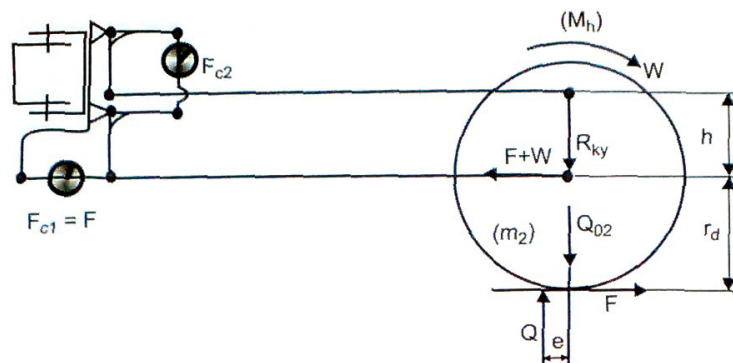
Pomiar współczynnika tarcia odbywa się w rzeczywistych warunkach ruchu przy użyciu urządzeń automatycznych, symulując występowanie najbardziej niekorzystnych warunków z punktu widzenia przyczepności kół pojazdu w warunkach poślizgu [3]. Tego rodzaju badania dostarczają najpełniejszych danych dotyczących oceny właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych, które mają bezpośredni związek z długością drogi hamowania. Złe właściwości przeciwpoślizgowe stwarzają duże niebezpieczeństwo dla użytkowników dróg.

Do pomiaru właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni wykorzystuje się zestaw pomiarowy SRT-3 (Skid Resistance Tester) [15], skonstruowany i wybudowany w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów w Warszawie, we współpracy z Politechniką Warszawską. W skład urządzenia badawczego wchodzi: jednokołowa przyczepka dynamometryczna, samochód holujący oraz elektroniczna aparatura kontrolno-pomiarowa (rys. 4.13). Pomiary przyczepką badawczą polegają na mierzeniu siły hamującej koło przyczepy, ciągniętej przez samochód.



Rys. 4.13. Przykład urządzenia pomiarowego (Zestaw SRT-3) [24]

Na rysunku 4.14. przedstawiono uproszczony schemat kinematyczny przyczepy dynamometrycznej SRT-3.



Rys. 4.14. Uproszczony schemat kinematyczny przyczepy dynamometrycznej zestawu pomiarowego SRT-3[12]

$F_{ct}$  – siła na czujniku prowadzącym wahacz koła pomiarowego,  $F$  – siła przyczepności,  $r_d$  – promień dynamiczny,  $e$  – przesunięcie wypadkowej reakcji normalnych  $Q$  pod kołem pomiarowym

Urządzenie ma trzy czujniki tensometryczne. Pierwszy wyznacza wartość momentu hamującego, drugi dokonuje bezpośredniego pomiaru siły tarcia, a trzeci służy do określenia siły w zawieszeniu przyczepy dynamometrycznej. Na podstawie wskazań trzeciego czujnika tensometrycznego wyznacza się współczynnik korygujący wartości otrzymane z pomiaru przez pozostałe czujniki. Do pomiaru sił występujących przy hamowaniu służą dynamometry tensometryczne. Wyniki badań rejestrowane są przez komputer znajdujący się w samochodzie ciągnącym przyczepę badawczą. Pomiaru prowadzi się przy prędkości 60 km/h na nawierzchni zwilżonej wodą w ilości 0,5 l/m<sup>2</sup> (grubość filmu wodnego pod kołem pomiarowym 0,5 mm). Pomiaru wykonuje się nie rzadziej niż co 100 m, w lewym śladzie kół, na każdym pasie ruchu badanego odcinka drogi [15].

Aktualnie w polskich urządzeniach pomiarowych SRT-3 stosowana jest opona handlowa Barum Bravura o wymiarach 185/70 R14. Jako względnie stały wzorzec właściwości przeciwpoślizgowych przyjmuje się oponę gładką z obwodowymi rowkami firmy Vredenstein (Holandia) o wymiarach 165 R15 o znanym współczynniku przeliczeniowym względem opony Barum.

Miarą właściwości przeciwpoślizgowych jest miarodajny współczynnik tarcia [10]. Jest on równy różnicy wartości średniej wyników pomiarów współczynnika tarcia  $E(\mu_i)$  i odchylenia standardowego  $D_{\mu_i}$ .

Miarodajny współczynnik tarcia  $\mu_m$ , dla zbioru wartości współczynnika tarcia  $\mu_i$  o liczności  $n = 10$  (oceniany odcinek 1km), wyznacza się ze wzoru (4.24.):

$$m_m = E[m] - D_m \quad (4.24.)$$

gdzie:

$E[m]$  – wartość średnia z wartości  $\mu$  pomierzonych co 100 m

$$E[m] = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{n} \quad (4.25.)$$

$$D_m = \sqrt{\frac{1}{1-n} \cdot \sum_{i=1}^n (m_i - E(m))^2} \quad (4.26.)$$

gdzie:

$D_m$  – odchylenie standardowe od wartości  $\mu$  pomierzonych co 100 m,

$n$  – liczba wartości współczynnika tarcia na odcinku.

Wyniki podaje się z dokładnością do 0,01.

Nawierzchnie pod względem stanu właściwości przeciwpoślizgowych klasyfikuje się do 4 klas wg kryteriów określonych dla miarodajnego współczynnika tarcia obliczonego dla odcinka drogi długości 1 km ze zbioru 10 wartości współczynnika tarcia (tab. 4.14.) [15].

**Tabela 4.14.**

Klasyfikacja stanu nawierzchni pod względem właściwości przeciwpoślizgowych (dla opony Barum Brawura) [14]

Klasa	Ocena stanu nawierzchni	Miarodajny współczynnik tarcia mm
<b>A</b>	Stan dobry	$\geq 0,52$
<b>B</b>	Stan zadowalający	$0,37 \div 0,51$
<b>C</b>	Stan niezadowalający	$0,30 \div 0,36$
<b>D</b>	Stan zły	$\leq 0,29$

#### 4.5.4. Wyznaczenie zabiegów remontowych

Dla ocenianego odcinka drogi sporządza się zestawienie informujące o stanie nawierzchni za pomocą rozkładu ocen (klasy: A, B, C, D) dla poszczególnych parametrów określających cechy eksploatacyjne (spękania, równość, koleiny, stan powierzchni, właściwości przeciwpoślizgowe). Klasyfikacja parametrów stanu nawierzchni odnosi się do trzech poziomów decyzyjnych (tab. 4.15).

Tabela 4.15.

Relacja poziomów decyzyjnych i klas stanu technicznego [9]

Poziom pożądany	Klasa A — stan dobry Klasa B — stan zadowalający	Nawierzchnie nowe, odnowione i eksploatowane, dopuszczalne występowanie sporadycznych uszkodzeń, nawierzchnie nie wymagające remontów
Poziom ostrzegawczy	Klasa C — stan niezadowalający	Nawierzchnie z znaczącymi uszkodzeniami, wymagane zaplanowanie remontu
Poziom krytyczny	Klasa D — stan zły	Nawierzchnie z licznymi i rozległymi uszkodzeniami, wymagany natychmiastowy remont

Z tabeli 4.15. wynika, że należy zwrócić szczególną uwagę na odcinki, na których którykolwiek z parametrów otrzymał ocenę w klasie D, gdyż na tym odcinku powinien natychmiast zostać wykonany zabieg remontowy. Również odcinki z oceną w klasie C wymagają stałego monitorowania, ponieważ w ciągu najbliższych kilku lat powinien zostać wykonany odpowiedni zabieg remontowy.

W założeniach systemu SOSN stosuje się zasadę dominującego typu uszkodzenia oraz założenie o hierarchii zabiegów. Do ustalenia parametru dominującego przyjmuje się następującą hierarchię priorytetów:

- 1) stan spękań (N),
- 2) równość podłużna (R),
- 3) koleiny (K),
- 4) stan powierzchni ( $S_p$ ),
- 5) właściwości przeciwpoślizgowe (S).

Parametrem dominującym w poziomie krytycznym, jest ten który został oceniony w klasie D i ma najwyższy priorytet. Priorytetem dominującym na poziomie ostrzegawczym jest ten, który został oceniony co najmniej w klasie C i ma najwyższy priorytet. W zależności od dominującego parametru i kategorii natężenia ruchu wyznacza się zabieg remontowy. Charakterystyka zabiegów remontowych wg SOSN podana została w tab. 4.16.

Pomiędzy parametrem dominującym i grupą zabiegów remontowych istnieje określona zależność (tab. 4.15 i 4.16).

Jeżeli na danym odcinku badawczym określono stan spękań w klasie D, to zgodnie z hierarchią priorytetów, parametr ten jest dominujący i niezależnie od klas przyporządkowanych dla innych parametrów, na całym odcinku należy wykonać zgodnie z tabelą 4.16 zabieg wzmacniający. Równość podłużna lub głębokość kolein decydują o wyborze zabiegu typu wyrównanie z ułożeniem warstwy

ścieralnej. W przypadku zabiegu powierzchniowego decydującymi są albo stan powierzchni, albo właściwości przeciwpoślizgowe.

Tabela 4.16.

Wybór zabiegu remontowego w zależności od parametru [9]

Grupa zabiegów	Charakterystyka (wg SOSN)	Dominujący parametr
Wzmocnienie	Grupa zabiegów poprawiających wszystkie cechy techniczno-eksploatacyjne nawierzchni oceniane w SOSN	N
Wyrównanie + warstwa ścieralna	Grupa zabiegów poprawiających równość podłużną, likwidująca koleiny, polepszająca stan powierzchni i właściwości przeciwpoślizgowe	R lub K
Zabieg powierzchniowy	Grupa zabiegów polepszająca stan powierzchni i właściwości przeciwpoślizgowe	Sp lub S

#### 4.6. INNE WYBRANE BADANIA PRZEPROWADZANE W CELU OCENY STANU TECHNICZNEGO NAWIERZCHNI DROGOWYCH

##### 4.6.1. Metody badań parametrów technicznych podłoża

Podłoże nawierzchni drogowej definiuje się jako grunt rodzimy lub nasypowy leżący pod nawierzchnią do głębokości przemarzania, nie mniej jednak niż do głębokości, na której naprężenia pionowe od największych obciążeń użytkowych wynoszą 0,02 MPa (PN-87/S-02201). Podłoże gruntowe rozpatruje się do głębokości średnio 1m od projektowanej niwelety drogi [9]. Według obliczeń zamieszczonych w jednym z artykułów największe grubości warstw podłoża, które biorą udział w pracy konstrukcji nawierzchni (naprężenia pionowe większe od 0,02 MPa) obciążanych osią 100 kN wynoszą około 70 cm (najslabsze konstrukcje według katalogu dla najniższej kategorii ruchu KR1).

Na ustalenie grupy nośności podłoża pozwala znajomość warunków wodnych w powiązaniu z rodzajem stopnia wysadzinowości gruntów lub znajomość wskaźnika nośności CBR. Podłoże nawierzchni zaszeregowane do innej grupy nośności powinno według katalogu być doprowadzone do grupy nośności  $G_1$  poprzez jego umocnienie. Wymagania w stosunku do nośności podłoża obowiązujące w polskim Katalogu i wybranych przepisach krajów europejskich scharakteryzował S. Rolla (rys. 4.15).

RFN Oberbau	Francja Chaussee	Polska Nawierzchnia	W. Brytania Pavement	Szwajcaria Oberbau
----- Decke	Couche de surface	Warstwa ścierna Warstwa wiążąca	Wearing course Surfacing Basecourse	Belag
3. Tragsehlent	Couche de base	Podbudowa zasadnicza	Roadbase	Fundation
2. Tragsehlent	Couche de fondation ▼Plate-forme	Podbudowa pomocnicza	Sub-base ▼Formation	▼
1. Tragsehlent (Frostschuttschicht) ▼Planum	Couche de forme ▼Arase	Warstwa wzmacniająca Warsta odsączająca Podłoże ulepszone	Capping ▼Sub-formation	Unterbau (Frostschuttschicht)
Untergrund	PST Partie Superieure des Terrassements	Podłoże gruntowe	Subgrade	Untergrund

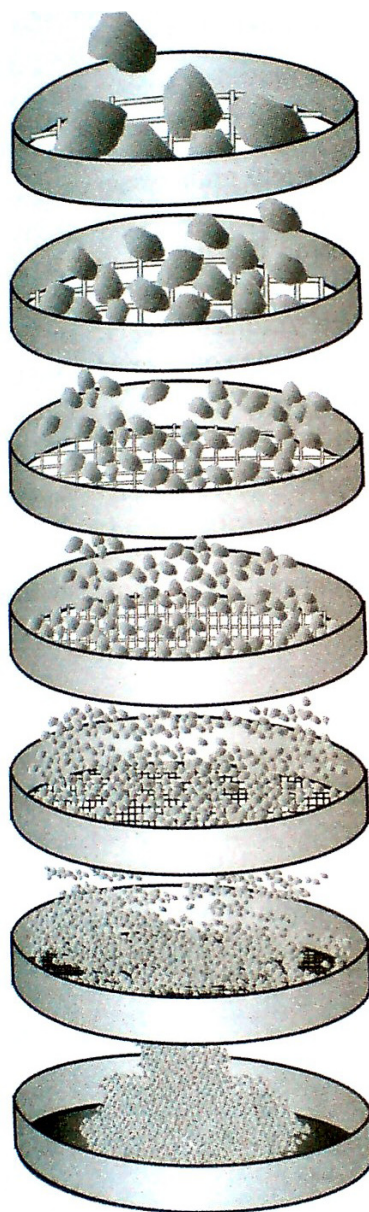
Rys. 4.15. Warstwy podłoża w konstrukcjach nawierzchni wg przepisów wybranych krajów europejskich [9]

Najważniejszymi parametrami technicznymi charakteryzującymi podłoże są:

- gęstość objętościowa,
- uziarnienie gruntu,
- odporność na rozdrabnianie,
- zawartość zanieczyszczeń obcych,
- oznaczenie kształtu ziaren,
- zawartość zanieczyszczeń organicznych,
- oznaczenie wskaźnika piaskowego,
- zawartość ziaren słabych i zwierzałych,
- wskaźnik zagęszczenia,
- moduł odkształcenia,
- wskaźnik nośności,
- pęcznienie liniowe,
- moduł sprężystości.

Moduł odkształcenia, wskaźnik nośności wraz z pęcznieniem oraz moduł sprężystości są to wskaźniki charakteryzujące nośność podłoża. Znajomość modułu sprężystości ponadto jest konieczna przy projektowaniu metodą mechaniczną konstrukcji nawierzchni drogowych (metody mechaniczne opisane będą w kolejnych punktach pracy). Nośność podłoża jest funkcją wielu czynników, do najważniejszych należą: stan zagęszczenia gruntu oraz jego uziarnienie. Pełną ocenę jakości podłoża można otrzymać, wykonując dodatkowe badania: wskaźnika piaskowego, kapilarności biernej, granicy płynności oraz plastyczności.





Rys. 4.16. Analiza sitowa [9]

#### **Zawartość zanieczyszczeń obcych**

Polega na makroskopowym wybraniu zanieczyszczeń z próbki kruszywa, zważeniu ich i obliczeniu ich zawartości w próbce w % m/m. Masa próbki do badania powinna wynosić: dla kruszywa poniżej 6,3 mm – 600 g, do 12,8 mm – 2400 g.

#### **Gęstość objętościowa**

Metodę oznaczania gęstości objętościowej stosuje się do kruszyw, mieszanki kruszyw, mieszanki mineralno-asfaltowo-emulsyjnej, mieszanki mineralno-asfaltowej.

Metoda ta polega na obliczeniu ilorazu masy ziaren materiałów i objętości tych ziaren, określonej za pomocą pikometru.

#### **Uziarnienie gruntu**

Uziarnienie gruntu oznacza się poprzez analizę sitową (rys. 4.16). Badanie polega na rozdzieleniu materiału za pomocą sit, na kilka frakcji ziarnowych klasyfikowanych według zmniejszających się wymiarów. Wymiary otworów i liczbę sit dobiera się w zależności od rodzaju próbki i wymaganej dokładności. Badanie należy wykonać zgodnie z normą PN-EN 933-1:2000. Oznaczenie składu ziarnowego można wykonać na sucho lub na mokro.

Na sucho analizę sitową wykonuje się w przypadku kruszyw nie zawierających ziaren zbrylonych lub w przypadku kruszyw lekkich, gdy przemywanie może zmienić ich fizyczne właściwości.

#### **Odporność na rozdrabnianie**

Kruszywo w nawierzchni drogowej ulega ścieraniu pod wpływem ruchu samochodowego, jak również pod wpływem wzajemnego tarcia ziaren o siebie. Nadmierna ścieralność kruszywa powoduje szybkie zużycie nawierzchni.

### ***Kształt ziaren***

Polega na określeniu procentowego udziału w kruszywie masy ziaren nieformalnych, wydzielonych z próbki w wyniku pomiarów ziaren suwmiarką Schultza (PN-EN 933-4:2001).

### ***Zawartość zanieczyszczeń organicznych***

Polega na wizualnym stwierdzeniu obecności substancji organicznych (kwasów humusowych) w kruszywie, na podstawie zmiany zabarwienia roztworu wodnego wodorotlenku sodowego, działającego na próbkę kruszywa.

### ***Wskaźnik piaskowy***

Badanie to wykonuje się w celu określenia przydatności gruntów i kruszyw do warstw podłoża i podbudowy drogowej. Pozwala ono na ocenę zanieczyszczeń kruszywa domieszkami pyłowymi i iłowymi (uplastyczniającymi się pod działaniem wody). Wskaźnik piaskowy jest to procentowy stosunek objętości ziaren frakcji piaskowej oraz częściowo żwirowej do objętości tych frakcji gruntu lub kruszywa wraz z cząstkami występującymi w formie zawiesiny przygotowanej w sposób określony w normie BN-8931-01:1964. Metoda polega na rozsegregowaniu badanego gruntu lub kruszywa w znormalizowanym cylindrze, po zmieszaniu w umowny sposób próbki w określonym roztworze.

### ***Zawartość ziaren słabych i zwietrzałych***

Badanie to polega na określeniu procentowego udziału w kruszywie naturalnym masy ziaren, które uległy zniszczeniu w wyniku ściskania pojedynczych ziaren kruszywa między dwoma sztywnymi i równoległymi płytami stalowymi określoną siłą prostopadłą do tych płyt.

Zawartość ziaren słabych określa się dla kruszywa o uziarnieniu  $4 \div 31,5$  mm, oznaczając je dla poszczególnych frakcji lub kruszywa wielofrakcyjnego.

### ***Uziarnienie gruntu***

Uziarnienie gruntu oznacza się poprzez analizę sitową. Polega ona na przesiewaniu wysuszonej próbki przez standardowy zestaw sit (rys. 4.16). Ilość materiału pozostającego na każdym sicie jest przeliczana jako procent całkowitego ciężaru próbki.

Wyniki oznaczeń według analizy sitowej pozwalają na wykreślenie krzywej uziarnienia gruntu.

### ***Wskaźnik zagęszczenia***

Zagęszczenie podłoża gruntowego określa się na podstawie badania gęstości objętościowej szkieletu gruntu ( $\rho_d$ , g/cm<sup>3</sup>) oraz oceny maksymalnej gęsto-

ści objętościowej szkieletu gruntu zagęszczonego przy wilgotności optymalnej ( $\rho_{ds}$ , g/cm<sup>3</sup>). Wskaźnik zagęszczenia ( $I_s$ ) oblicza się na podstawie stosunku tych gęstości (4.27.):

$$I_s = \frac{\rho_d}{\rho_{ds}} I_s = \frac{\rho_d}{\rho_{ds}} \quad (4.27.)$$

Oznaczenie maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i wilgotności optymalnej dokonuje się w badaniu Proctora. Badanie to polega na zagęszczaniu gruntu, umieszczonego w cylindrycznej formie, spadającym ubijakiem. Średnica formy wynosi 10 cm przy mniejszych ziarnach oraz 15 cm dla większych ziaren. Wyróżnia się dwie metody badania: normalną oraz zmodyfikowaną próbę Proctora (rys. 4.17).

Energia zagęszczania w zmodyfikowanej próbie Proctora jest 4,5 razy większa od energii w normalnej próbie.

Gdy liczba pomiarów wskaźnika zagęszczenia jest większa niż 10, należy stosować metodę statystyczną oceny wyników. Wyznacza się wartość średnią wskaźnika zagęszczenia ze wzoru (4.28):

$$I_s = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_{si} \quad (4.28.)$$

w którym:

$I_{si}$  – wyniki poszczególnych pomiarów,  
 $n$  – liczbę pomiarów.

Miarę jednorodności zagęszczenia stanowi współczynnik zmienności  $z_p$ . Współczynnik zmienności oblicza się ze wzoru (4.29):

$$z_p = \frac{s_p}{I_s} \times 100\% \quad (4.29.)$$

w którym:

$s_p$  – odchylenie standardowe

$$s_p = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (I_{si} - I_s)^2} \quad (4.30.)$$

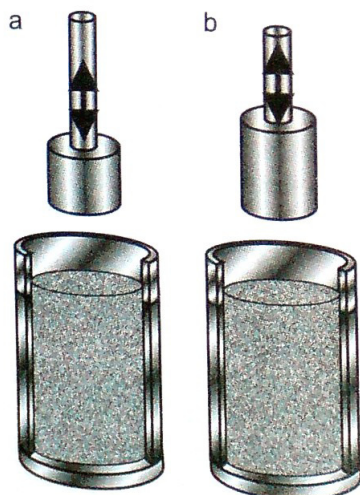
Zagęszczenie gruntu można alternatywnie ustalić na podstawie wskaźnika odkształcenia  $I_0$  wyrażającego się następującym wzorem (4.31.):

$$I_0 = \frac{E_2}{E_1} I_0 = \frac{E_2}{E_1} \quad (4.31.)$$

w którym:

$I_0$  – wskaźnik odkształcenia,  
 $E_1$  – pierwotny moduł odkształcenia [MPa],  
 $E_2$  – wtórny moduł odkształcenia [MPa].

Badanie wskaźnika odkształcenia zalecane jest szczególnie w przypadku gruntów gruboziarnistych i kamiennych oraz mieszanin popiołowo-żużlowych.



Rys. 4.17. Badanie Proctora [9]

a – normalna próba Proctora: ubijak o wadze 2.5 kg opada z wysokości 305 mm, 25 uderzeń na warstwę przy średnicy formy 10 cm, 56 uderzeń na warstwę przy średnicy formy 15 cm,  
 b – zmodyfikowana próba Proctora: ubijak o wadze 4,5 kg opada z wysokości 457 mm, 25 uderzeń na warstwę przy średnicy formy 10 cm. 56 uderzeń na warstwę przy średnicy formy 15 cm

### Moduł odkształcenia

Moduł odkształcenia określa się metodą VSS. Metoda VSS jest połową metodą oznaczania modułu odkształcenia powierzchni podatnych, podbudów i podłoży drogowych za pomocą aparatury umożliwiającej wywieranie statycznego nacisku na badane warstwy płytą o średnicy 30 cm (700 cm<sup>2</sup>).

Moduł odkształcenia oblicza się ze wzoru (4.32.):

$$E = \frac{3\Delta p}{4\Delta s} DE = \frac{3\Delta p}{4\Delta s} D \quad (4.32.)$$

gdzie:

E – moduł odkształcenia [MPa],

$\Delta p$  – przyrost obciążenia jednostkowego [MPa],

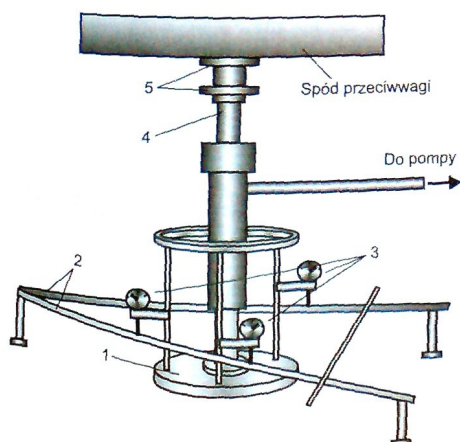
$\Delta s$  – przyrost osiadań odpowiadający przyjętemu jednostkowym [mm],

D – średnica płyty [mm].

Rozróżnia się pierwotny moduł odkształcenia  $E_1$  oznaczony w pierwszym obciążeniu i wtórny moduł odkształcenia  $E_2$  oznaczony w powtórnym obciążeniu badanej warstwy.

Badanie VSS polega na pomiarze odkształceń pionowych (osiadań) badanej warstwy pod wpływem nacisku statycznego wywieranego na nią za pomocą stalowej okrągłej płyty. Nacisk na płytę wywierany jest za pośrednictwem dźwignika hydraulicznego. Dźwignik ustawiony jest między płytą a przeciwwagą, której ciężar powinien być większy od wywieranej siły.

Ogólny schemat aparatury przedstawiono na rys. 4.18.



**Rys. 4.18.** Schemat aparatury VSS [9]  
1 – płyta stalowa, 2 – statyw stanowiący poziom odniesienia pomiarów odkształcenia, 3 – trzy czujniki zegarowe o zakresie pomiarowym do 10 mm, 4 – przedłużacz rurowy, 5 – przegub sferyczny

#### **Procedura oznaczenia pierwotnego modułu odkształcenia**

Płytę ustawia się poziomo na bardzo starannie wyrównanej powierzchni badanej warstwy, dociskając rękoma przez kilkakrotny jej obrót. Jeżeli powierzchnia nie może być dokładnie wyrównana, to należy ją wyprofilować cienką warstwą drobnego, suchego piasku. Statyw należy ustawić tak, aby jego punkty podparcia były w jak największej odległości od płyty. Następnie montuje się dźwignik oraz przedłużacz rurowy z górną płytą. W uchwytych zamocowuje się czujniki zegarowe, opierając je na stelażu.

Po ustawieniu aparatury stosuje się wstępne obciążenie 0,02 MPa. Następnie ustawia się czujniki zegarowe w pozycji 0,00 mm. Uruchamia się pompę, doprowadzając ciśnienie na badaną warstwę do 0,05 MPa. Odczytuje się co 2 min wskazania czujników przy tym samym ciśnieniu, regulowanym powolnym ruchem dźwigni pompy. Jeżeli różnica dwóch kolejnych odczytów w odstępie 2 min jest mniejsza od 0,05 mm, to należy przejść na następny stopień obciążenia jednostkowego, większy od poprzedniego o 0,05 MPa. Końcowe obciążenie doprowadza się do:

- 0,25 MPa - przy badaniu gruntu podłoża lub nasypu,
- 0,35 MPa - przy badaniu ulepszonego podłoża,
- 0,45 MPa - przy badaniu warstw podbudowy,
- 0,55 MPa - przy badaniu całej nawierzchni.

Po uzyskaniu wymaganego obciążenia jednostkowego, przy różnicy osiadań dwu kolejnych odczytów mniejszych od 0,05 mm, należy przeprowadzić odciążenie, zmniejszając obciążenie jednostkowe skokami co 0,1 MPa do 0,00 MPa, z równoczesnym zapisywaniem kolejnych wskazań czujników co 2 min i z odczekaniem 5 min przy ostatnim odczycie po całkowitym odciążeniu.

### **Procedura oznaczenia wtórnego modułu odkształcenia**

Po całkowitym odciążeniu płyty powtórnie zadaje się wstępne ciśnienie 0,05 MPa i dalsze badanie przeprowadza się analogicznie jak przy oznaczaniu pierwotnego modułu odkształcenia.

Wartość modułów odkształcenia pierwotnego i wtórnego oblicza się ze wzoru (4.32.), w obliczeniach przyjmując następujące dane:

- dla podłoża gruntowego

$\Delta p = p_2 - p_1$  – przyrost obciążenia jednostkowego w zakresie 0,05 ÷ 0,15 MPa,

- dla ulepszonego podłoża

$\Delta p$  – przyrost obciążenia jednostkowego w zakresie 0,15 ÷ 0,25 MPa.

Wyniki obliczeń podaje się z dokładnością do 1 MPa.

### **Wskaźnik nośności**

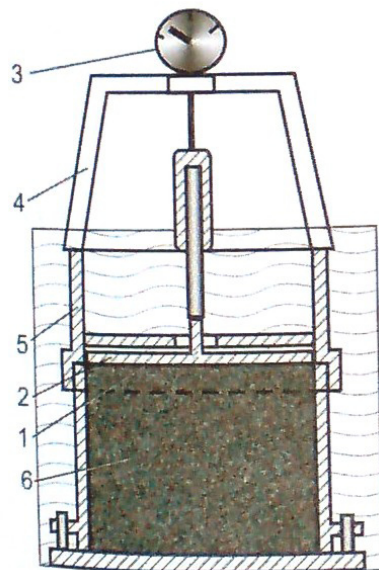
Wskaźnik nośności  $W_{nos}$  odpowiada kalifornijskiemu wskaźnikowi nośności CBR. Wyraża się on stosunkiem procentowym obciążenia jednostkowego  $q$ , które trzeba zastosować, aby trzpień o kształcie wydłużonego walca o przekroju 20 cm<sup>2</sup> wcisnąć w odpowiednio przygotowaną próbkę gruntu do określonej głębokości 2,5 lub 50 mm, z prędkością jednostajną 1,25 mm/min, do porównawczego obciążenia jednostkowego  $q_p$ , które jest wartością stałą i odpowiada ciśnieniu, jakie było potrzebne, aby taki sam trzpień z taką samą prędkością oraz na taką samą głębokość wcisnąć w materiał wzorcowy, który stanowi tłuczeń standardowo zagęszczony:

$$W_{nos} \cong CBR = \frac{q}{q_p} 100\% \quad (4.33.)$$

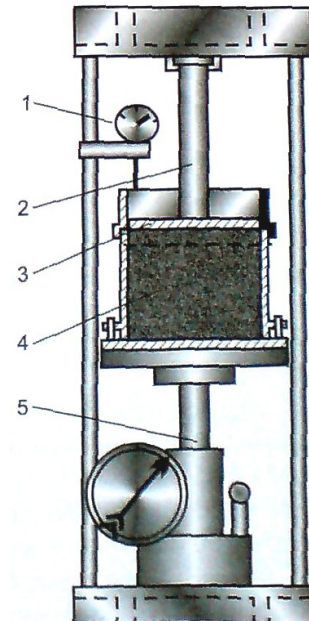
Wskaźnik nośności jest określany w laboratorium z zachowaniem podstawowych warunków metody CBR. Badanie wykonuje się na standardowo zagęszczonych próbkach według Proctora (średnica próbki  $\phi = 15$  cm, wysokość  $h = 17,5$  cm) przy wilgotności optymalnej. Próbki przed badaniem poddaje się nasyceniu wodą przez cztery doby. Sposób nasycania próbki w cylindrze pokazano na rys. 4.19.

Próba penetracji odbywa się w prasie umożliwiającej ustalenie wartości ciśnienia  $p$  przy penetracji trzpienia w próbce gruntu na głębokość 2,5 mm i 5,0 mm (rys. 4.20). Jako miarodajną przyjmuje się większą wartość  $W_{nos}$ .

Badanie wskaźnika, zrealizowane według takiej procedury, umożliwia ustalenie wrażliwości badanego podłoża na zmiany wilgotności.



Rys. 4.19. Nasycanie próbki gruntu wodą [3]:  
1 – papier filtracyjny, 2 – płyta perforowana,  
3 – czujnik, 4 – mostek, 5 – obciążnik,  
6 – grunt



Rys. 4.20. Oznaczanie oporu penetracji [3]  
1 – czujnik, 2 – trzpień wciskany,  
3 – obciążenie, 4 – grunt,  
5 – mechanizm obciążający

### Pęcznienie liniowe

Pęcznienie gruntu oznacza przyrost jego objętości w wyniku nasycenia wodą. Pęcznienie liniowe wyraża się stosunkiem procentowym przyrostu wysokości standardowo zagęszczonej próbki gruntu, spowodowanego nasyceniem jej wodą do pierwotnej wysokości próbki przed jej nasyceniem (4.34.):

$$p = \frac{\Delta h}{h} 100 \quad (4.34.)$$

w którym:

$h$  – początkowa wysokość próbki [mm],

$\Delta h$  – różnica między odczytem czujnika na początku badania i odczytem końcowym [mm].

Badanie pęcznienia wykonuje się na próbkach przygotowanych do badania wskaźnika nośności. Pomiar pęcznienia gruntu dokonuje się co 24 h. Po czterech dobach nasycania próbkę w cylindrze poddaje się próbie penetracji.

Jeżeli badana próbka po czwartej dobie nasączenia wykazuje pęcznienie liniowe większe niż 2%, to należy wykonać dodatkową próbkę gruntu i poddać ją nasycaniu wodą aż do momentu, gdy dwa kolejne odczyty nie wykazują w okresie 24 h różnicy większej niż 0,03 mm.

### Moduł sprężystości

Moduł sprężystości podłoża gruntowego można wyznaczyć w badaniach laboratoryjnych i w warunkach „in situ”. Jedną z metod wyznaczania modułu jest badanie gruntów obciążonych sztywną płytą (określenie odkształcenia sprężystego  $\Delta s$  wywołanego obciążeniem  $\Delta p$ ). Moduł sprężystości oblicza się według wzoru (4.35.):

$$E = D \frac{\pi \Delta p}{4 \Delta s} (1 - \nu^2) \quad (4.35.)$$

w którym:

$E$  – moduł sprężystości w MPa,

$\Delta p$  – obliczeniowy zakres odciążenia (0,15 ÷ 0,05MPa),

$\Delta s$  – odkształcenie sprężyste odpowiadające  $\Delta p$ ,

$\nu$  – współczynnik Poissona dla gruntów,

$D$  – średnica płyty obciążającej,

$\pi = 3,14$ .

Współczynnik Poissona wynosi:

0,30 ÷ 0,40 dla gruntów gruboziarnistych,

0,35 ÷ 0,45 dla gruntów pylastych,

0,40 ÷ 0,50 dla gruntów gliniastych i ilastych,

0,20 ÷ 0,30 dla gruntów ulepszonych spoiwem.

W mechanicznych metodach projektowania konstrukcji nawierzchni drogowych wykorzystuje się ocenę modułu sprężystości na podstawie wskaźnika CBR. Do najbardziej znanych zależności  $E = f(\text{CBR})$  należy zaliczyć równania (4.36.), (4.37.) i (4.38.):

- TRRL, Potter i inni:

$$E = 17,6 \times \text{CBR}^{0,64} [\text{MPa}] \quad (4.36.)$$

- Heukelom, Klomp:

$$E = 10 \times \text{CBR} [\text{MPa}] \quad (4.37.)$$

- National Danish Road Laboratory:

$$E = 10 \times \text{CBR}^{0,73} [\text{MPa}] \quad (4.38.)$$

Orientacyjne wartości modułów sprężystości podłoży gruntowych są następujące:

- grunty wysadzinowe  $E = 15 \div 20 \text{MPa}$ ,

- grunty wątpliwe  $E = 20 \div 40 \text{MPa}$ ,

- grunty niewysadzinowe  $E = 40 \div 80 \text{MPa}$ ,

- podłoża ulepszone spoiwem hydraulicznym w zależności od wymaganej wytrzymałości po 7 dniach twardnienia:

$R_7 = 0,4 \div 1,0 \text{MPa}$   $E = 100 \div 200 \text{MPa}$ ,

$R_7 = 1,0 \div 1,6 \text{MPa}$   $E = 200 \div 450 \text{MPa}$  [16].



#### Literatura rozdziału 4

- [1] LEŚKO M.: Wybrane zagadnienia diagnostyki nawierzchni drogowych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Wrocław 1997
- [2] GODLEWSKI D.: Duński system utrzymania nawierzchni. Drogownictwo 6/1991
- [3] GODLEWSKI D.: Systemy zarządzania siecią dróg. Drogownictwo 9/1988
- [4] GODLEWSKI D., WROTEK E.: System utrzymania nawierzchni w Polsce. Drogownictwo 7/1992
- [5] CZARNECKI K., GODLEWSKI D., SUPERNAK W., SZYDŁO A.: Podział konstrukcji nawierzchni na grupy o różnym modelu degradacji. IBDiM z.3/1992, Warszawa
- [6] CZARNECKI K., GODLEWSKI D., JANOWSKI A.: Program badawczy ewolucji stanu technicznego nawierzchni. Drogownictwo 2 /1 994
- [7] KALABIŃSKA M., PIŁAT J., RADZISZEWSKI P.: Technologia materiałów i nawierzchni drogowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2003
- [8] [www.gddkia.gov.pl](http://www.gddkia.gov.pl)
- [9] PIŁAT J., RADZISZEWSKI P.: Nawierzchnie asfaltowe, Warszawa 1999 i 2007
- [10] System Oceny Stanu Nawierzchni SOSN. Wytyczne stosowania Aneks nr 4. Właściwości przeciwpoślizgowe - zasady pomiaru i oceny stanu, GDDKiA, Warszawa 2001
- [11] System Oceny Stanu Nawierzchni SOSN. Wytyczne stosowania Aneks nr 1. Kolejny zasady pomiaru i oceny stanu, GDDKiA, Warszawa 2001
- [12] Praca zbiorowa pod redakcją B. Stypułowskiego: Zagadnienia utrzymanie i modernizacji dróg i ulic. WKiŁ, Warszawa 2001
- [13] System Oceny Stanu Nawierzchni SOSN. Wytyczne stosowania - Załącznik B. GDDKiA, Warszawa 2002
- [14] System Oceny Stanu Nawierzchni SOSN. Wytyczne stosowania - Załącznik C. GDDKiA, Warszawa 2002
- [15] System Oceny Stanu Nawierzchni SOSN. Wytyczne stosowania - Załącznik D. GDDKiA, Warszawa 2002
- [16] WOJECH A.: Utrzymanie i rehabilitacja dróg na wybranym przykładzie realizacyjnym. Praca dyplomowa pod kierunkiem Lechosława Grabowskiego. PO Opole, 2008

## **Rozdział 5. NOWOCZESNE TENDENCJE W DOBORZE WARSTWY ŚCIERALNEJ**

### **Asfalt porowaty, wytwarzanie popularnej mieszanki SMA, stosowanie asfaltu twardolanego i piaskowego, asfalty modyfikowane**

#### 5.1. BETON ASFALTOWY POROWATY

##### 5.1.1. Wprowadzenie

Beton asfaltowy porowaty jest specjalną mieszanką mineralno-asfaltową o nieciągłym uziarnieniu, w której występuje od 15% do 30% wolnej przestrzeni. Wolna przestrzeń w nawierzchni tworzy sieć połączonych kanalików, które umożliwiają odprowadzanie wody opadowej z powierzchni do wnętrza warstwy z asfaltu porowatego. Woda opadowa przepływa dalej kanalikami do znajdującej się poniżej warstwy nieprzepuszczalnej, po której spływa do krawędzi nawierzchni i jest odprowadzana na zewnątrz konstrukcji drogi (rys. 5.1).

Nawierzchnie z asfaltu porowatego mają dodatkową zaletę – tłumienie hałasu pochodzącego od ruchu pojazdów. Efekt tłumienia hałasu powstaje wskutek wielokrotnego odbicia fal dźwiękowych wewnątrz warstwy i obniżenia energii fali. Zastosowanie betonu asfaltowego w nawierzchni daje obniżenie hałasu do 6 dB(A). Doświadczenie płynące z projektowania i produkcji mieszanek tego typu w świecie pokazało, że najlepsze efekty uzyskuje się przy wykorzystaniu elastomeroasfaltów (asfaltów modyfikowanych elastomerem termoplastycznym). Dzięki zastosowaniu elastomeroasfaltów, mieszanki mineralno-asfaltowe omawianego typu są trwalsze i dłużej wykazują wymagane cechy wodoprzepuszczalności i redukcji hałasu. Dodatkowo, stosuje się w takich mieszankach stabilizatory w postaci włókien celulozowych, których zadaniem jest zapobieganie spływaniu asfaltu z ziaren kruszywa, czyli rozsegregowaniu się mieszanki np. w czasie transportu.

Światowe doświadczenia w stosowaniu nawierzchni typu *beton asfaltowy porowaty* dowodzą, że są to nawierzchnie szorstkie i odporne na powstawanie deformacji trwałych. Należy liczyć się jednak, w przypadku betonów asfaltowych porowatych, ze zwiększonymi kosztami i trudnościami zimowego utrzymania nawierzchni i przeciwdziałania gołoledzi. Generalnie, asfalt porowaty jest przeznaczony do warstw ścieralnych. Może być on wbudowywany w więcej, niż jednej warstwie, w konstrukcji drogi.

Konstrukcja betonu asfaltowego porowatego nie jest jednak pozbawiona wad, ograniczających jego stosowanie na szeroką skalę. Główną wadę mieszanki powoduje jej podstawowa zaleta, tj. bardzo duża otwartość struktury. W pory nawierzchni wnikają wszelkie zanieczyszczenia (np. pyły, drobne kruszywo, itp.),

które powodują z czasem zapychanie się wewnętrznej sieci kanalików, na co potwierdzeniem są liczne badania zmian zawartości wolnej przestrzeni w mieszance w czasie. Powoduje to stopniowe pogarszanie się drenażu (wnikania wody i jej odprowadzania), a więc podstawowa zaleta nawierzchni porowatej ulega osłabieniu.

Podobnie jest w przypadku zdolności zmniejszania hałaśliwości nawierzchni. Osłabienie tej zdolności ma bezpośredni związek z przyczyną pogarszania się przepuszczalności wody. Zapychająca się i przez to, coraz mniej porowata nawierzchnia powoduje coraz mniejsze tłumienie hałasu wywołanego przez przejeżdżające pojazdy, a powietrze pod oponą ulega coraz większemu sprężaniu. Ponadto wilgoć i powietrze, które zostaje uwięzione wewnątrz nawierzchni jest bardzo groźne dla jej trwałości, gdyż powoduje szybsze starzenie się asfaltu przez jego utlenianie.

Duże szkody nawierzchni porowatej mogą także wyrządzić niskie temperatury. Zamarzająca woda jest głównym wrogiem otwartej struktury nawierzchni. W Polsce praktycznie przez pół roku należy liczyć się z problemem zimowego utrzymania dróg, co jest czynnikiem skutecznie hamującym rozwój popularności mieszanki drenażowej w naszym kraju.

Powyższe czynniki powodują, że trwałość nawierzchni z porowatego betonu asfaltowego jest niższa, np. od zwykłego asfaltobetonu, oceniana na około 8-11 lat. Istotny jest także aspekt utrzymania nawierzchni, aby wydłużyć jej żywotność. Zapychanie się wolnych przestrzeni jest poważną wadą, ale nie jest problemem nie do rozwiązania. Należy pamiętać, że przy większych prędkościach ruchu pojazdów, nawierzchnia konserwuje się samoistnie – powietrze jest wtedy silniej wciskane do wewnątrz nawierzchni, przez co następuje udrożnienie porów. W Holandii, czy innych krajach Europy Zachodniej znane są już zabiegi mechaniczne z użyciem specjalnego sprzętu do oczyszczania nawierzchni: na przykład metoda hydrowregeneracji (tj. stosowanie wody pod dużym ciśnieniem). W warunkach krajowych, posiadanie tak specjalistycznego sprzętu jest kolejnym problemem, dotychczas często jeszcze nie rozwiązany.



Rys. 5.1. Przykład nawierzchni z betonu asfaltowego porowatego (Holandia)

### 5.1.2. Zalecenia stosowania porowatego betonu asfaltowego według normy PN-EN 13108-7

- **Definicje i oznaczenia**

*Warstwa technologiczna nawierzchni* – konstrukcyjny element nawierzchni układany w pojedynczej operacji.

*Warstwa nawierzchni* – element konstrukcji nawierzchni zbudowany z jednego materiału. Warstwa konstrukcyjna może składać się z jednej lub wielu warstw technologicznych.

*Asfalt porowaty* – mieszanka mineralno-asfaltowa z lepiszczem asfaltowym przygotowana tak, aby uzyskać bardzo dużą zawartość połączonych wolnych przestrzeni, które umożliwiają przepływ wody i powietrza w celu zapewnienia właściwości drenażowych i zmniejszających hałas.

*Skład mieszanki (recepta)* – skład mieszanki mineralno-asfaltowej, podany jako skład docelowy.

*Wejściowy skład mieszanki* – przedstawienie składu mieszanki, zawierającego materiały składowe, krzywą uziarnienia i procentową zawartość lepiszcza w stosunku do mieszanki mineralno-asfaltowej.

*Wyjściowy skład mieszanki* – zestawienie składu mieszanki, zawierające materiały składowe, uśrednione wyniki uziarnienia, oraz zawartości lepiszcza rozpuszczalnego, oznaczone laboratoryjnie.

*Dodatek* – materiał, który może być dodawany do mieszanki w małych ilościach, np. włókna organiczne i nieorganiczne, polimery w celu poprawy cech mechanicznych tej mieszanki, jej urabialności lub koloru.

Pomocne w interpretacji normy PN-EN 13108-7 może być również podanie wyjaśnienia skrótów, tj.:

PA – asfalt porowaty,

D – wymiar górnego sita mieszanki mineralnej, w [mm].

- **Wybór lepiszcza**

Lepiszczem powinien być asfalt drogowy lub asfalt modyfikowany. Asfalt drogowy powinien spełniać wymagania normy PN-EN 12591. Asfalt modyfikowany powinien spełniać wymagania normy PN-EN 14023.

Może być dodawany asfalt naturalny zgodny z normą PN-EN 13108-4:2005.

Rodzaj asfaltu drogowego, typ i rodzaj asfaltu modyfikowanego, ilość i kategoria asfaltu naturalnego powinny być określone niezależnie.

W przypadku asfaltu drogowego, jego rodzaj powinien być wybrany pomiędzy 35/50 a 250/330 włącznie.

Jeżeli do poprawy właściwości nie uwzględnionych w specyfikacjach empirycznych używa się asfaltu modyfikowanego, to należy przeprowadzić dodatkowe sprawdzenie. Sprawdzenie to powinno być przeprowadzone poprzez badanie według norm z serii PN-EN 12697 tak, aby stwierdzić, czy asfalt modyfikowany jest odpowiedni do poprawienia pożądaných właściwości funkcjonalnych. Sprawdzenie może być oparte na wcześniejszych badaniach.

Z uwagi na szeroką zmienność warunków klimatycznych, obciążenia ruchem i użytych materiałów itd., koniecznym może być wybranie określonych lepiszczy na poziomie regionalnym.

Norma PN-EN 14023 jest normą klasyfikacyjną i służy tylko do charakterystyki asfaltu modyfikowanego. Specyfikacje na asfalty modyfikowane nie są specyfikacjami funkcjonalnymi i nie jest możliwe łączenie tych specyfikacji ze specyfikacjami empirycznymi do asfaltów drogowych do pokazania zachowania funkcjonalnego. Wymagane sprawdzenie byłoby badaniem typu na podobnej mieszance, zawierającej asfalt modyfikowany, pokazujące spełnienie odpowiedniego wymagania. Może być wybrany rodzaj asfaltu drogowego, typ i rodzaj asfaltu modyfikowanego oraz ilość i kategoria asfaltu naturalnego.

**Zawartość lepiszcza i dodatków powinna być wyrażona w procentach masy całej mieszanki.**

Minimalna zawartość lepiszcza w składzie docelowym powinna być wybrana z kategorii podanych w tab. 5.1. Wymagania zawartości asfaltu powinny być skorygowane poprzez przemnożenie ich przez współczynnik:

$$a = \frac{2,650}{r_d}, \quad (5.1.)$$

w którym:

$\rho_d$  – gęstość ziaren kruszywa, w [Mg/m<sup>3</sup>], określona zgodnie z normą PN-EN 1097-6.

Zawartość lepiszcza obejmuje również lepiszcze w destrukcie asfaltowym i asfalt naturalny, jeżeli są stosowane.

Tabela 5.1.

Minimalna zawartość lepiszcza,  $B_{min}$ 

Minimalna zawartość lepiszcza, [%]	Kategoria $B_{min}$
3,0	$B_{min3,0}$
3,5	$B_{min3,5}$
4,0	$B_{min4,0}$
4,5	$B_{min4,5}$
5,0	$B_{min5,0}$
5,5	$B_{min5,5}$
6,0	$B_{min6,0}$
6,5	$B_{min6,5}$
7,0	$B_{min7,0}$

- **Warstwy ścieralne z destruktem asfaltowym**

Skład mieszanki, zarówno wejściowy, jak i wyjściowy, w pojęciu materiałów składowych, procentowej zawartości ziaren przechodzących przez określone sита, zawartości lepiszcza i tam, gdzie odpowiednie zawartości asfaltu z destruktu asfaltowego i/lub zawartości asfaltu naturalnego i zawartości procentowej dodatku (dodatki) powinny być zadeklarowane i udokumentowane.

Jeżeli używa się destruktu asfaltowego z mieszanek, w których użyto asfalt modyfikowany i/lub dodatek modyfikujący, i/lub mieszanka sama w sobie zawiera asfalt modyfikowany lub modyfikator, to ilość destruktu nie powinna przekroczyć (jeżeli nie ustalono inaczej, pomiędzy zamawiającym a producentem) 10% masy całkowitej mieszanki dla warstwy ścieralnej, natomiast dla warstwy wyrównawczej, wiążącej i podbudowy nie powinna być większa niż 20% masy całkowitej. Jakikolwiek uzgodnienia pomiędzy zamawiającym a producentem nie mogą być niezgodne z wymaganiami przepisów krajowych.

Jeżeli używa się destruktu asfaltowego w ilości większej niż 10% całkowitej masy mieszanki, w której użyto tylko asfalt drogowy, oraz jeżeli dodane do mieszanki lepiszcze jest asfaltem drogowym i wybrano rodzaj asfaltu, to powinien on spełniać poniższe wymagania:

- a) Penetracja lub temperatura mięknięcia lepiszcza w uzyskanej mieszance obliczona na podstawie penetracji lub temperatury mięknięcia dodanego lepiszcza i lepiszcza odzyskanego z destruktu asfaltowego powinny spełniać wymagania penetracji i temperatury mięknięcia dla określonego rodzaju lepiszcza. Należy wybrać wymaganie wobec penetracji lub temperatury mięknięcia.

- b) Wymiar górnego sita D kruszywa w destrukcji asfaltowym nie powinien przekroczyć wymiaru górnego sita D mieszanki. Właściwości kruszywa z destruktu asfaltowego powinny spełniać wymagania określone wobec kruszywa w mieszance.

• **Rodzaj kruszywa do zastosowań w asfaltach porowatych**

**Kruszywo grube** powinno być zgodne z PN-EN 13043, stosownie do planowanego zastosowania.

**Kruszywo drobne** powinno być zgodne z PN-EN 13043, stosownie do planowanego zastosowania.

**Kruszywo o ciągłym uziarnieniu** powinno być zgodne z PN-EN 13043, stosownie do planowanego zastosowania.

Uziarnienie kruszywa powinno być wyrażone w procentach masy całego kruszywa.

Zawartość procentowa kruszywa przechodzącego przez sita, za wyjątkiem sita 0,063 mm, powinna być wyrażona z dokładnością do 1%. Zawartość lepiszcza, zawartość kruszywa przechodzącego przez sito 0,063 mm i zawartość każdego z dodatków powinny być wyrażone z dokładnością do 0,1%.

Do analizy sitowej należy stosować zestaw podstawowy oraz zestaw 1, albo zestaw podstawowy wraz z zestawem sit 2, zgodnie z PN-EN 13043.

Wymagania uziarnienia powinny być wyrażone w pojęciu maksymalnych i minimalnych procentowanych ilości kruszywa przechodzącego przez sita 1,4 D, D, 2 mm i 0,063 mm. Kombinacja wymiarów sit z zestawu 1 i zestawu 2 nie jest dopuszczalna.

Dodatkowo, wymagania wobec krzywej uziarnienia mogą zawierać procentową ilość kruszywa przechodzącego przez jedno lub dwa opcjonalne sita pomiędzy D a 2 mm i jedno opcjonalne sito kruszywa drobnego, pomiędzy 2 mm a 0,063 mm. Docelowy skład mieszanki powinien mieścić się pomiędzy krzywymi uziarnienia.

Sito D i opcjonalne sita pomiędzy D i 2 mm należy wybrać z następujących sit:

- zestaw podstawowy plus zestaw 1: 4 mm, 5,6 mm, 8 mm, 11,2 mm, 16 mm, 22,4 mm,
- zestaw podstawowy plus zestaw 2: 4 mm, 6,3 mm, 8 mm, 10 mm, 12,5 mm, 14 mm, 16 mm, 20 mm.

Opcjonalne sito kruszywa drobnego powinno być wybrane z następujących sit: 1 mm, 0,5 mm, 0,25 mm i 0,125 mm.

Tabela 5.2. określa graniczne wartości uziarnienia mieszanki asfaltu porowatego. Uziarnienie mieszanki o danym składzie powinno mieścić się pomiędzy krzywymi granicznymi uziarnienia.

Tabela 5.2.

Ogólne granice docelowego składu

Sito [mm]	Przechodzi [%, m/m]
1,4 D <sup>a</sup>	100
D	od 90 do 100
2	od 5 do 25
0,063	od 2,0 do 10,0
<sup>a</sup> Jeżeli wymiar sita obliczony jako 1,4 D nie jest dokładną liczbą z serii PN-ISO 565/R20, to należy wybrać najbliższe sito z zestawu	

Tabela 5.3. określa przedział wymaganych krzywych granicznych uziarnienia. Przedziały pomiędzy wartościami maksymalnymi i minimalnymi krzywych granicznych uziarnienia powinny być wybrane, jako pojedyncze wartości pomiędzy danymi krzywymi granicznymi (włączając obie) z tablicy 5.3.6/3.

Tabela 5.3.

Przedziały pomiędzy wartościami minimalnymi i maksymalnymi wybranych krzywych granicznych uziarnienia

Sito [mm]	Przedział [% m/m]	
	Największy przedział	Najszerzy przedział
Sita opcjonalne pomiędzy D a 2	10	20
2	0	7
Sita opcjonalne pomiędzy 2 a 0,063 mm	4	15
0,063	1,0	5,0

**Materiał po opuszczeniu mieszalnika powinien mieć jednorodny wygląd, a kruszywo powinno być całkowicie otoczone lepiszczem, bez oznak zbrzylenia drobnego kruszywa.**

- **Właściwości drenażowe przygotowanej mieszanki**

Właściwości drenażowe asfaltu porowatego powinny być określone poprzez wymagania wobec zawartości wolnych przestrzeni w odniesieniu do wymagań na uziarnienie, jak i poziomej i pionowej przepuszczalności.

**Zawartość wolnych przestrzeni** próbek przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005, powinna mieścić się w granicach wartości maksymalnych i minimalnych wybranych z kategorii podanych w tab. 5.4 i 5.5.



**Tabela 5.4.**

Minimalna zawartość wolnych przestrzeni,  $V_{\min}$

Minimalna zawartość wolnych przestrzeni [%]	Kategoria $V_{\min}$
28,0	$V_{\min 28}$
26,0	$V_{\min 26}$
24,0	$V_{\min 24}$
22,0	$V_{\min 22}$
20,0	$V_{\min 20}$
18,0	$V_{\min 18}$
16,0	$V_{\min 16}$
14,0	$V_{\min 14}$
brak wymagań	$V_{\min NR}$

**Tabela 5.5.**

Maksymalna zawartość wolnych przestrzeni,  $V_{\max}$

Maksymalna zawartość wolnych przestrzeni [%]	Kategoria $V_{\max}$
32,0	$V_{\max 32}$
30,0	$V_{\max 30}$
28,0	$V_{\max 28}$
26,0	$V_{\max 26}$
24,0	$V_{\max 24}$
22,0	$V_{\max 22}$
20,0	$V_{\max 20}$
18,0	$V_{\max 18}$
brak wymagań	$V_{\max NR}$

**Przepuszczalność.** Zarówno minimalna przepuszczalność pozioma, jak i minimalna przepuszczalność pionowa próbek przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005, powinna być wybrana z kategorii podanych w tab. 5.6. lub 5.7. Jeżeli jest wymagana maksymalna zawartość wolnych przestrzeni, powinna być wybrana z kategorii w tab. 5.6.

Tabela 5.6.

Przepuszczalność pozioma,  $K_h$

Minimalna przepuszczalność pozioma [ $10^{-3}$ m/s]	Kategoria $K_h$
4,0	$K_{h4,0}$
3,5	$K_{h3,5}$
3,0	$K_{h3,0}$
2,5	$K_{h2,5}$
2,0	$K_{h2,0}$
1,5	$K_{h1,5}$
1,0	$K_{h1,0}$
0,5	$K_{h0,5}$
0,1	$K_{h0,1}$
brak wymagań	$K_{h0NR}$

Tabela 5.7.

Przepuszczalność pionowa,  $K_v$

Minimalna przepuszczalność pionowa [ $10^{-3}$ m/s]	Kategoria $K_v$
4,0	$K_{v4,0}$
3,5	$K_{v3,5}$
3,0	$K_{v3,0}$
2,5	$K_{v2,5}$
2,0	$K_{v2,0}$
1,5	$K_{v1,5}$
1,0	$K_{v1,0}$
0,5	$K_{v0,5}$
0,1	$K_{v0,1}$
brak wymagań	$K_{v0NR}$

**Odporność na działanie wody** próbek przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005, powinna być wybrana z kategorii wskaźnika wytrzymałości na rozciąganie pośrodkie ITSR z tab. 5.8.

**Tabela 5.8.**

Minimalny wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie ITSR

Minimalny wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie [%]	Kategoria ITSR
100	ITSR <sub>100</sub>
90	ITSR <sub>90</sub>
80	ITSR <sub>80</sub>
70	ITSR <sub>70</sub>
60	ITSR <sub>60</sub>
50	ITSR <sub>50</sub>
brak wymagań	ITSR <sub>NR</sub>

**Ubytek ziaren.** Maksymalny ubytek ziaren w próbkach przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005 powinien być wybrany z kategorii z tabeli 5.9.

**Tabela 5.9.**

Ubytek ziaren, *PL*

Maksymalny ubytek ziaren, [%]	Kategoria <i>PL</i>
10	<i>PL</i> <sub>10</sub>
15	<i>PL</i> <sub>15</sub>
20	<i>PL</i> <sub>20</sub>
30	<i>PL</i> <sub>30</sub>
40	<i>PL</i> <sub>40</sub>
50	<i>PL</i> <sub>50</sub>
brak wymagań	<i>PL</i> <sub>NR</sub>

**Reakcja na ogień.** Jeżeli producent deklaruje euroklasę reakcji na ogień (np. jeżeli podlega to odpowiednim przepisom), asfalt porowaty powinien być badany i sklasyfikowany zgodnie z PN-EN 13501-1.

**Splywność lepiszcza** w próbkach przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005 powinna być wybrana z kategorii tab. 5.10.

**Tabela 5.10.**

Splywność lepiszcza, *D*

Maksymalna splywność lepiszcza [%]	Kategoria <i>D</i>
0	<i>D</i> <sub>0</sub>
brak wymagań	<i>D</i> <sub>NR</sub>

**Odporność na paliwo lotnicze przy zastosowaniu na lotniskach.** Odporność na paliwo lotnicze próbek przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005 powinna być wybrana z kategorii: dobra, średnia, słaba lub bez wymagań.

**Odporność na środki odladzające przy zastosowaniu na lotniskach.** Odporność na środki odladzające próbek przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005 powinna być określona poprzez wybór kategorii z tabeli 5.11.

**Tabela 5.11.**

Pozostała adhezja, <i>RV</i>	
Minimalna pozostała adhezja, [%]	Kategoria <i>RV</i>
100	$RV_{100}$
85	$RV_{85}$
70	$RV_{70}$
55	$RV_{55}$
brak wymagań	$RV_{NR}$

**Powinowactwo pomiędzy lepiszczem i kruszywem przy zastosowaniu na lotniskach.** Powinowactwo pomiędzy lepiszczem i kruszywem w próbkach przygotowanych zgodnie z PN-EN 13108-20:2005 powinno być wybrane z kategorii w tabeli 5.12.

**Tabela 5.12.**

Powinowactwo pomiędzy lepiszczem i kruszywem, <i>BAA</i>	
Maksymalna liczba ziaren kruszywa nie całkowicie otoczonych przez lepiszcze po zanurzeniu w wodzie [%]	Kategoria <i>BAA</i>
10	$BAA_{10}$
5	$BAA_5$
3	$BAA_3$
1	$BAA_1$
brak wymagań	$BAA_{NR}$

**Temperatura mieszanki mineralno-asfaltowej.** Jeżeli używany jest asfalt drogowy, to temperatura mieszanki mierzona zgodnie z PN-EN 12697-13 powinna mieścić się w granicach podanych w tabeli 5.13. Maksymalna temperatura dotyczy każdego miejsca na wytwórni, a temperatura minimalna dotyczy mieszanki dostarczonej na budowę.

Tabela 5.13.

## Graniczne temperatury mieszanki

Asfalt drogowy	Temperatura [°C]
35/50, 40/60	150 do 180
50/70	140 do 175
70/100	140 do 170
100/150, 160/220	130 do 160
250/330	120 do 150

Jeżeli stosowany jest asfalt modyfikowany lub asfalt twardy, albo dodatki, to mogą być stosowane inne odpowiednie temperatury. Powinno być to udokumentowane i zadeklarowane w certyfikacie oznakowania CE.

- **Identyfikacja dostarczonej partii mieszanki**

Dokument dostawy powinien zawierać co najmniej następujące informacje odnośnie identyfikacji:

- producent i wytwórnia,
- kod identyfikacyjny mieszanki,
- oznaczenie mieszanki:

PA	D	Lepiszczce
----	---	------------

*Przykład:*

*PA 11 70/100 – to asfalt porowaty o uziarnieniu do 11 mm i z asfaltem drogowym 70/100*

- **Oznakowanie CE i etykietowanie dostarczanej mieszanki**

Producent lub jego upoważniony przedstawiciel zgłoszony w EOG jest odpowiedzialny za umieszczenie oznakowania CE. Symbol CE powinien być zgodny z dyrektywą 93/68/WE i być wykazany w dołączonych dokumentach handlowych (np. liście przewozowym).

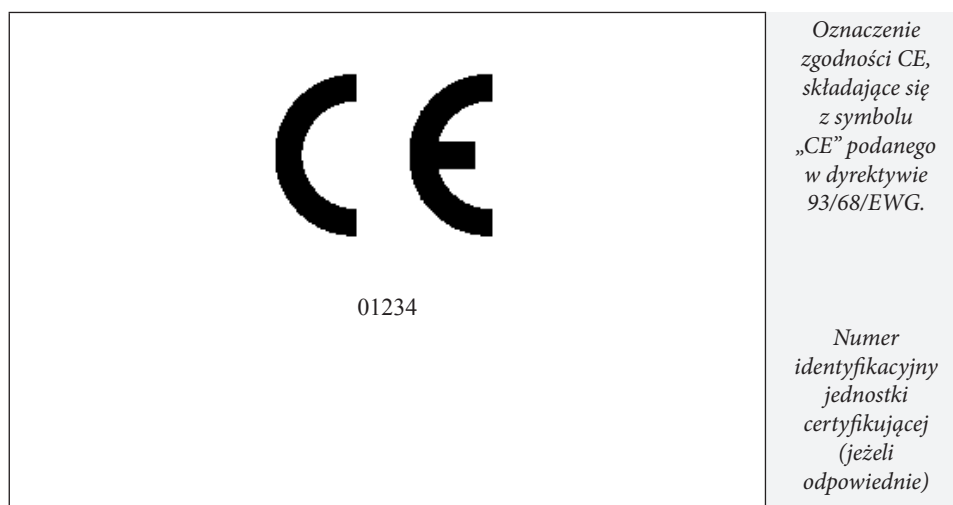
Do oznakowania symbolem CE powinny być dołączone następujące informacje:

- numer identyfikacyjny jednostki certyfikującej;
- nazwa lub znak identyfikujący oraz zarejestrowany adres producenta;
- dwie ostatnie cyfry roku, w którym oznakowanie zostało umieszczone;
- numer certyfikatu zgodności WE lub certyfikatu Zakładowej Kontroli Produkcji (jeżeli dotyczy);

- odniesienie do przytaczanej Normy Europejskiej (PN-EN 13108);
- opis wyrobu: nazwa ogólna, materiał, wymiary i przewidywane zastosowanie;
- informacje na temat istotnych cech wymienionych na rys. 5.2. przedstawionych jako:
  - wartości deklarowane i, gdy jest to konieczne, poziom lub klasa do zadeklarowania dla każdej podstawowej właściwości, lub
  - alternatywnie, tylko normowe oznaczenie(a) lub w połączeniu z deklarowanymi wartościami jak powyżej oraz
  - „właściwość nie oznaczana” dla właściwości, dla których jest to zasadne.

Opcja „właściwość nie oznaczana” (NPD) nie może być użyta, jeżeli wymagania wobec tej właściwości podawane są jako wartości graniczne. Poza tym, opcja NPD może być użyta wtedy i tam, gdzie cecha, dla danego planowanego zastosowania nie jest objęta wymaganiami określonymi w przepisach docelowego Kraju Członkowskiego UE.

Rysunek 5.2. przedstawia przykład informacji do umieszczenia na wyrobie, etykiecie, opakowaniu, i/lub dokumentach handlowych. Niniejszy przykład jest oparty na założeniu, że producent jest zobowiązany umieścić w informacjach dotyczących oznakowania CE te wymagania, które są używane w krajowych przepisach w kraju przeznaczenia.



<p style="text-align: center;"><b>AnyCo Ltd, PO Box 21, B-1050</b></p> <p style="text-align: center;"><b>06</b></p> <p style="text-align: center;">01234-CPD-00234</p>	<p>Nazwa lub znak identyfikacyjny oraz zarejestrowany adres producenta</p> <p>Dwie ostatnie cyfry roku w którym oznakowanie zostało umieszczone</p> <p>Numer certyfikatu</p>														
<p style="text-align: center;"><b>EN 13108-7</b></p> <p style="text-align: center;"><b>Asfalt porowaty do nawierzchni dróg i innych powierzchni obciążonych ruchem</b></p> <p style="text-align: center;">PA 11 70/100</p> <p style="text-align: center;">Wytwórnia Europejska</p> <p style="text-align: center;">P 08</p> <p>Uziarnienie (przechodzi przez):</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 60%;">sito 22,4 mm</td><td style="text-align: right;">100%</td></tr> <tr><td>sito 16 mm</td><td style="text-align: right;">94%</td></tr> <tr><td>sito 11,2 mm</td><td style="text-align: right;">75%</td></tr> <tr><td>sito 5,6 mm</td><td style="text-align: right;">50%</td></tr> <tr><td>sito 2 mm</td><td style="text-align: right;">15%</td></tr> <tr><td>sito 500 m</td><td style="text-align: right;">8%</td></tr> <tr><td>sito 63 m</td><td style="text-align: right;">4,5%</td></tr> </table> <p>Zawartość lepiszcza <math>B_{\min 4,5}</math> (4,5%)</p> <p>Zawartość wolnych przestrzeni* <math>V_{\min 22}</math> (22%)</p> <p>Odporność na działanie wody* <math>ITSR_{90}</math> (90%)</p> <p>Ubytek ziaren* <math>PL_{50}</math> (50%)</p> <p>Przepuszczalność pozioma <math>K_{h3,0}</math> (<math>3,0 \times 10^{-3}</math> m/s)</p> <p>Przepuszczalność pionowa <math>K_{h1,5}</math> (<math>1;5^{N9}</math>) <math>\times 10^{-3}</math> m/s)</p> <p>Spływność lepiszcza* <math>D_0</math> (0%)</p> <p>Reakcja na ogień Euroklasa Cfl**</p> <p>Temperatura mieszanki 140-170°C</p> <p>Niebezpieczne substancje: NPD</p> <p>* Oznacza warunki badań wybrane zgodnie z EN 13108-20.</p>	sito 22,4 mm	100%	sito 16 mm	94%	sito 11,2 mm	75%	sito 5,6 mm	50%	sito 2 mm	15%	sito 500 m	8%	sito 63 m	4,5%	<p>Numer Normy Europejskiej</p> <p>Opis wyrobu</p> <p>Oznaczenie normowe</p> <p>Nazwa wytwórni</p> <p>Kod identyfikacyjny mieszanki</p> <p style="text-align: center;">i</p> <p>informacje o ustalonych właściwościach, które powinny być zgodne z tablicą ZA.1, producent może jednak zadeklarować aktualne wyniki funkcjonalne oprócz kategorii lub klasy określonej w niniejszej Normie Europejskiej</p>
sito 22,4 mm	100%														
sito 16 mm	94%														
sito 11,2 mm	75%														
sito 5,6 mm	50%														
sito 2 mm	15%														
sito 500 m	8%														
sito 63 m	4,5%														

Rys. 5.2. Przykład informacji o oznakowaniu CE

Oprócz informacji dotyczących wymienionych powyżej substancji niebezpiecznych, zaleca się, aby do wyrobu była dołączona, tylko wtedy i tam, gdzie jest to wymagane, dokumentacja w odpowiedniej formie, zawierająca wszelkie przepisy

dotyczące niebezpiecznych substancji, dla których niezbędne jest spełnienie wymagań, łącznie z informacjami podanymi w tych przepisach.

Rysunek 5.3. przedstawia skróconą wersję oznakowania CE do świadectwa dostawy.

<p style="text-align: center;"><b>CE</b></p> <p style="text-align: center;">01234</p>	<p>Oznaczenie zgodności CE, składające się z symbolu „CE” podanego w dyrektywie 93/68/EWG.</p>
<p style="text-align: center;">AnyCo Ltd, PO Box 21, B-1050</p> <p style="text-align: center;">06</p> <p style="text-align: center;">01234-CPD-00234</p>	<p>Numer identyfikacyjny jednostki certyfikującej</p> <p>Nazwa lub znak identyfikacyjny oraz zarejestrowany adres producenta</p> <p>Dwie ostatnie cyfry roku w którym oznakowanie zostało umieszczone</p>
<p style="text-align: center;">EN 13108-7</p> <p style="text-align: center;"><b>Asfalt porowaty do nawierzchni dróg i innych powierzchni obciążonych ruchem</b></p> <p style="text-align: center;">PA 11 70/100</p> <p style="text-align: center;">Wytwórnia Europejska</p> <p style="text-align: center;">P 08</p>	<p>Numer certyfikatu zgodności</p> <p>Numer Normy Europejskiej</p> <p>Opis wyrobu</p> <p>Oznaczenie normowe</p> <p>Nazwa wytwórni</p> <p>Kod identyfikacyjny mieszanki</p>

Rys. 5.3. Skrócone oznakowanie CE do świadectwa dostawy



## 5.2. WYTWORZENIE MIESZANKI SMA (MASTYKSU GRYSOWEGO) I WYKONANIE WARSTWY NAWIERZCHNI

Mieszankę SMA produkuje się w wytwórni mieszanek mineralno-asfaltowych zgodnie z zasadami, jakie obowiązują przy wytwarzaniu mieszanek mineralno-asfaltowych typu betonowego. Poszczególne składniki mieszanki powinno się dozować według receptury, przestrzegając dopuszczalnych granic temperatury. Środek adhezyjny należy dozować do asfaltu, natomiast stabilizator dodaje się najczęściej do kruszywa w mieszalniku. Dozowanie stabilizatora powinno być zgodne z zaleceniami producenta.

Zaleca się następujący sposób wytwarzania mieszanki SMA:

- dozowanie składników mineralnych,
- dozowanie stabilizatora i mieszanie na sucho mieszanki mineralnej (5-15 s),
- dozowanie lepiszcza asfaltowego (około 20 s),
- mieszanie końcowe mieszanki mineralno-asfaltowej (5-10 s).

Temperatury technologiczne mieszanki SMA powinny być dostosowane do rodzaju lepiszcza i stabilizatora.

Po wytworzeniu mieszanka SMA powinna być przewożona do miejsc wbudowania samochodami samowładowczymi. Mieszanki SMA nie należy produkować na skład, ponieważ ze względu na strukturę budowy, jest ona podatna na segregację składników. Zaleca się przewożenie mieszanki SMA termosami wyposażonymi w system ogrzewczy. W innym przypadku samochody samowładowcze powinny być wyposażone w pokrowce brezentowe przykrywające mieszankę w czasie transportu i oczekiwania przed rozładunkiem. Czas transportu od załadunku do wyładunku nie powinien przekraczać 2 godzin.

Wykonanie warstwy z mieszanki SMA odbywa się według zasad obowiązujących dla betonów asfaltowych, z uwzględnieniem wymagań dla SMA. Mieszanka SMA powinna być rozłożona układarką z włączoną wibracją. Należy przy tym zwrócić uwagę na następujące wymagania:

- przed rozpoczęciem robót należy podgrzać elementy układarki służące do rozkładania i zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej,
- przy niesprzyjających warunkach atmosferycznych (wiatr, temperatura poniżej 15°C) układanie powinno odbywać się przy czynnym ogrzewaniu,
- nie dopuszcza się rozrzucania łopatą luźnej mieszanki,
- jeśli w ułożonej warstwie wystąpił wysięk lepiszcza w postaci plamy, to mieszankę w tym miejscu należy natychmiast wybrać łopatą i uzupełnić nową, gorącą mieszanką.

Rozłożona mieszanka SMA powinna być natychmiast zagęszczona za pomocą walców stalowych. Do zagęszczania powinno wystarczyć 7-9 przejść walca. Zagęszczenie nie powinno powodować wyciskania się zaprawy na powierzchnię.

Wykonana warstwa ścieralna z mieszanki SMA, bezpośrednio po ułożeniu, przed rozpoczęciem zagęszczania, powinna być posypana kruszywem w celu poprawy szerskości powykonawczej. Gorącą warstwę powinno się posypać suchym, łamanym piaskiem w ilości około 1 kg/m<sup>2</sup> lub suchym grysem 2-4 mm, odpornym na polerowanie, w ilości 1-2 kg/m<sup>2</sup> i niezwłocznie przywałować walcem stalowym. Wskazane jest stosowanie do uszorstnienia kruszywa lakierowanego, otoczonego uprzednio asfaltem w ilości około 1% m/m.

Nie dopuszcza się układania mieszanki SMA, gdy nie są spełnione warunki:

- temperatura otoczenia wyższa niż 10°C,
- wiatr wiejący z predkością mniejszą niż 16 m/s,
- bez opadów atmosferycznych,
- suche podłoże.

Do mieszanek SMA norma PN-EN 13108-5 dopuszcza stosowanie oprócz asfaltu drogowego, dodatku asfaltu modyfikowanego, dodatku asfaltu naturalnego, również dodatku destruktu asfaltowego ze zużytych warstw asfaltowych. Wymagania w stosunku do dodatku destruktu są takie same jak dla betonu asfaltowego.

Zawartość minimalna asfaltu według kategorii powinna wynosić od 5,0 do 7,6% z gradacją co 0,2%.

Wymagania wobec mieszanek mineralno-asfaltowych określa się według następujących właściwości (tab. 5.14):

- otoczenie ziarn i jednorodność wytworzonej mieszanki mineralno-asfaltowej,
- zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej wypełnionych lepisczem,
- spływność lepiscza,
- wodoodporność,
- odporność na działanie opon okolcowanych,
- odporność na deformacje trwałe,
- reakcja na ogień,
- odporność na paliwa do zastosowania na lotniskach,
- odporność na środki odladzające,
- temperatura mieszanki.

Tabela 5.14.

## Właściwości mieszanek SMA według kategorii

Właściwości	Zakres zmian wartości w kategoriach
Maksymalna zawartość wolnych przestrzeni, $V_{max}$ , %	3,0 – 8,0
Minimalna zawartość wolnych przestrzeni, $V_{min}$ , %	1,5 - 6,0
Maksymalna zawartość wolnych przestrzeni w mieszanke mineralnej wypełniona lepiszczem, $VFB_{max}$ , %	77 - 92
Minimalna zawartość wolnych przestrzeni w mieszanke mineralnej wypełniona lepiszczem, $VFB_{min}$ , %	71 - 86
Maksymalna spływność, $B_p$ , %	0,3 – 1,0
Wodoodporność – minimalna wartość wskaźnika ITRSR, %	60 - 90
Odporność na działanie opon kolcowanych – maksymalna ścieralność (abrazja), $Abr$ , ml	20 - 60
Maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny w dużym koleinomierzu, $P$ , %	5,0 – 20,0
Maksymalny przyrost koleiny, mały koleinomierz, badanie w powietrzu, $WTS_{AIR}$ , mm/10 <sup>3</sup> cykli	0,03 – 1,0
Maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny, mały koleinomierz, badanie w powietrzu, $PRD_{AIR}$ , %	1,0 – 5,0
Odporność na środki odladzające – pozostała wytrzymałość, $\beta$ , %	55 - 100

Producent mieszanki SMA powinien przedstawić dokument stwierdzający zgodność cech wyrobu z kryteriami technicznymi.

### 5.3. WYTWARZANIE ASFALTU TWARDOLANEGO I WYKONANIE WARSTWY NAWIERZCHNI

Asfalt twardolany wytwarza się w zespołach do otaczania mieszanek mineralno-asfaltowych. Przy produkcji asfaltu twardolanego, w stosunku do produkcji betonu asfaltowego dodatkowo jest wymagane podgrzewanie wypełniacza. Kolejność dozowania składników do mieszalnika otaczarki jest następująca: podgrzane kruszywo od najgrubszego do najdrobniejszego, podgrzany wypełniacz, a po ich wymieszaniu – gorące lepiszcze asfaltowe. Podczas mieszania składników asfaltu twardolanego wszystkie ziarna kruszywa powinny ulec dokładnemu otoczeniu lepiszczem, by na koniec procesu mieszania mieszanka była jednorodna pod względem wyglądu i konsystencji. Dokładność dozowania asfaltu i składników mineralnych powinna być następująca:

- asfalt  $\pm 0,3\%$  m/m,
- wypełniacz  $\pm 1,0\%$  m/m,
- kruszywo  $\pm 2,5\%$  m/m.

Wytwarzanie mieszanki asfaltu twardolanego odbywa się w temperaturze zależnej od zastosowanego do jej wytworzenia rodzaju lepiszcza asfaltowego i wynosi:

- z asfaltem o penetracji około  $20 \times 0,1$  mm – od 175 do 220°C,
- z asfaltem o penetracji około  $35 \times 0,1$  mm – od 165 do 210°C,
- z asfaltem o penetracji około  $50 \times 0,1$  mm – od 155 do 200°C.

Asfalt twardolany do miejsca wbudowania można transportować za pomocą kotłów montowanych na samochodach samowładowczych lub samochodów termosów z podwójnymi ścianami skrzyni wyposażonej w system grzewczy. Podłoże pod warstwę z asfaltu twardolanego powinno być przygotowane w sposób taki jak dla nawierzchni z betonu asfaltowego. Podobnie jak w przypadku układania warstw z asfaltu lanego nie należy podłożyć pod warstwę z asfaltu twardolanego skrapiacz lepiszczem asfaltowym.

Wbudowanie mieszanki asfaltu twardolanego powinno odbywać się w sposób mechaniczny przy użyciu układarek. Wyjątkowo dopuszcza się rozkładanie ręczne w miejscach niedostępnych dla maszyn. Rozkładanie mieszanki w warstwie nawierzchni drogowej powinno odbywać się w sposób ciągły z zachowaniem stałej prędkości. Na jakość wykonywanej nawierzchni ujemnie wpływają przestoje, które najczęściej związane są z przerwami w dostawie mieszanki asfaltu twardolanego. Szczególnej dokładności wykonania wymagają złącza podłużne i poprzeczne. Aby otrzymać równą powierzchnię nawierzchni, złącza należy starannie zatrzeć, stosując do tego promienniki podczerwieni. W razie potrzeby można stosować samoprzylepne taśmy asfaltowo-kauczukowe, które przylepia się do obciętej krawędzi. Asfalt twardolany może być układany w temperaturze otoczenia wyższej niż  $+ 5^{\circ}\text{C}$ . Nie należy układać mieszanki podczas opadów atmosferycznych oraz na podłożach oblodzonych.

#### 5.4. WYTWARZANIE MIESZANKI Z ASFALTU PIASKOWEGO I WBUDOWANIE JEJ W WARSTWIE NAWIERZCHNI

Mieszankę asfaltu piaskowego należy produkować w wytwórni mieszanek mineralno-asfaltowych zgodnie z zasadami jak dla betonu asfaltowego. Temperatura wyprodukowanej mieszanki asfaltu piaskowego powinna wynosić:

- z asfaltem o penetracji około  $35 \times 0,1$  mm od 140 do 175°C,
- z asfaltem o penetracji około  $50 \times 0,1$  mm od 140 do 165°C.

Gotową mieszankę przewozi się do miejsca wbudowania samochodami samowładowczymi wyposażonymi w pokrowce. W czasie transportu i podczas

oczekiwania na rozładunek mieszanka asfaltu piaskowego powinna być przykryta pokrowcem. Zaleca się stosowanie do transportu mieszanki również specjalnych samochodów termosów z podwójnymi ścianami skrzyni, wyposażonej w system ogrzewczy.

Mieszanka asfaltu piaskowego powinna być układana mechanicznie rozciężaczami w sposób ciągły. Mieszankę rozkłada się na podłożu suchym, nieoblodzonym, dokładnie oczyszczonym z wszelkiego rodzaju zanieczyszczeń i skropionym emulsją asfaltową szybko rozpadową.

Ułożoną warstwę należy zagęszczać lekkimi walcami stalowymi gładkimi lub ogumionymi. Wskaźnik zagęszczenia warstwy powinien być zgodny z wymaganiami podanymi w tab. 5.15.

**Tabela 5.15.**

Właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej i warstwy ścieralnej z asfaltu piaskowego

Właściwości	Wymagania wobec mieszanki i warstwy ścieralnej z asfaltu piaskowego obciążonej ruchem KR1 i KR2
Stabilność próbek wg metody Marshalla w temperaturze 60°C, zagęszczonych 2x50 uderzeń ubijaka, kN	≥ 5,5
Osiadanie próbek wg metody Marshalla, mm	2,0 – 5,0
Wolna przestrzeń w próbkach, % V/V	2,0 – 4,0
Grubość warstwy, cm	2,5 – 4,0
Wskaźnik zagęszczenia warstwy, %	≥ 98%
Wolna przestrzeń w warstwie, % V/V	2,0 – 6,0

Złącze robocze powinno być równo obcięte i powierzchnia obciętej krawędzi powinna być posmarowana asfaltem lub oklejona samoprzylepną taśmą asfaltowo-kauczkową.

Nawierzchnię można oddać do ruchu, gdy temperatura wykonanej warstwy zrówna się z temperaturą otoczenia.

Nawierzchnia z asfaltu piaskowego może być wykonywana, gdy temperatura otoczenia jest wyższa niż 10°C. Zabrania się układania mieszanki asfaltu piaskowego podczas opadów atmosferycznych oraz silnego wiatru ( $v > 16$  m/s).

## 5.5. ASFALTY MODYFIKOWANE

Jako dodatki modyfikujące do asfaltów stosuje się następujące grupy materiałów:

- włókna (poliesterowe, polipropylenowe, wełna mineralna, celuloza),
- siarkę,
- asfalt Trynidad (zawierający popiół wulkaniczny),

- smołę,
- wypełniacze (mączki mineralne, wapienne, pył węglowy),
- związki organometaliczne (sole manganu w nośniku węglowodorowym),
- polimery.

Wielkość dodatku środka modyfikującego kształtuje się zazwyczaj następująco (% masy):

- włókno poliestrowe – 7,
- włókno polipropylenowe – 6,
- wełna mineralna – 6,
- celuloza – 0,3,
- asfalt Trynidad – 40,
- mączka mineralna – 40,
- mączka wapienna – 30,
- pył węglowy – 15,
- sole organometaliczne manganu (utleniacze) – 2,
- polimery – 2 do 12 zależnie od rodzaju polimeru.

#### **Polimery stosowane do modyfikacji asfaltów**

Ze względu na sposób utwardzania polimery dzielimy na:

- termoplasty – miękną po ogrzaniu i twardnieją po oziębieniu (EVA, SBS),
- duroplasty – twardnieją nieodwracalnie pod wpływem wysokich temperatur lub pod wpływem czynników chemicznych (polimery chemoutwardzalne).

Ze względu na odkształcalność wyróżniamy:

- elastomery (polimery termoplastyczne),
- kopolimer styren-butadien-styren SBS,
- kopolimer styrene-izopren-styren SIS,
- styren-butadien SB,
- kopolimer statyczny (nieuporządkowany) SBR.

Elastomeroasfalty w temperaturze eksploatacyjnej charakteryzują się sprężystością natychmiastową i opóźnioną (nawrót spężysty), szerokim temperaturowym zakresem lepkości i wpływają korzystnie na odporność MMA na odkształcenia trwałe, pękanie zmęczeniowe i indukowane termicznie. Do modyfikacji asfaltów stosuje się najczęściej elastometr termoplastyczny – kopolimer styren-butadien-styren (SBS).

Plastomery (polimery termoplastyczne):

- kopolimer etylen-octan winylu EVA,
- kopolimer etylen-akrylan metylu EMA,
- kopolimer etylen-akrylan butylu EBA,
- poliizobutylen PIB,
- terpolimer etylen-propylen-dien EPDM.

Plastomeroasfalty, w porównaniu z elastomeroasfaltami, cechują się większym udziałem trwałego odkształcenia i zwiększoną sztywnością w wysokiej temperaturze w porównaniu z asfaltem wyjściowym. Nie poprawiają niskotemperaturowych właściwości lepiszcza. Najczęściej stosowanym plastomerem do modyfikacji asfaltu jest etylen-octan winylu (EVA).

Warunkiem stosowalności polimeru jako modyfikatora asfaltu jest zgodność (kompatybilność) asfaltu z polimerem, to jest ich zdolność do wzajemnego mieszania się. Warunek ten jest zdefiniowany jako możliwość wytworzenia jednorodnej wizualnie i trwałej mieszaniny fizycznej asfaltu z polimerem o złożonych właściwościach, bez złożoności koloidalnej asfaltu, to jest bez wytrącenia asfaltenów lub „wypacania olejów”. Kompatybilność zależy od składu chemicznego asfaltu, właściwości polimeru, jak również podobieństwa struktury polimeru do struktury węglowodorów występujących w asfalcie.

***W związku z publikacją normy PN-EN 14023:2009 producenci asfaltów modyfikowanych w Polsce wprowadzili do sprzedaży w roku 2009 asfalty zgodne z wymaganiami normy PN-EN 14023 (załącznik NA) oraz jednocześnie nastąpiło wycofanie polimeroasfaltów wg Aprobac Technicznych***

#### **Nowe oznaczenia polimeroasfaltów wg PN-EN 14023: 2009**

Norma Europejska oznacza rodzaje wyrobów w odmienny sposób niż dotychczas stosowany w Polsce.

Systematyka oznaczenia przedstawia się następująco:

#### **PMB X/Y-Z**

gdzie:

X – dolna granica penetracji w 25°C wg PN-EN 1426 [0,1 mm],

Y – górna granica penetracji w 25°C wg PN-EN 1426 [0,1 mm],

Z – dolna granica temperatury mięknięcia met PiK wg PN-EN 1427 [°C].

Przykładowo PMB 45/80-55, oznaczenie rodzaju asfaltu modyfikowanego informuje o zakresie jego penetracji w 25°C, w tym przypadku od 45 do 80 [0,1 mm] oraz minimalnej wartości temperatury mięknięcia nie niższej niż 55°C. Przedrostek PMB jest akronimem od polymer modified bitumen, oznaczający asphalt modyfikowany polimerami..

Specyfikację poszczególnych asfaltów, według ich przeznaczenia przedstawia tabela 5.16.

Tabela 5.16

Opis/ zastosowanie asfaltów modyfikowanych polimerami	
PMB	Opis/Zastosowanie
10/40-65	do mieszanek mineralno-asfaltowych o wysokim module sztywności, stosowanych do warstw podbudowy asfaltowej i warstwy wiążącej
25/55-60	do mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstw podbudowy asfaltowej i warstwy wiążącej
45/80-55	do mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstwy ścieralnej
45/80-65	do mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstwy ścieralnej o podwyższonych wymaganiach (obiekty specjalne)
65/105-60	do mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do cienkich warstw ścieralnych na gorąco
90/150-45	do technologii specjalnych
120/200-40	do technologii specjalnych

**Zmiany zaleceń PN-EN 14023: 2009 w stosunku do wcześniej obowiązujących zasad TWT-PAD-2003**

Wprowadzenie nowych wymagań w 2009 r. wobec asfaltów modyfikowanych polimerami w Polsce skutkowało następującymi zmianami:

- wprowadzono nowe rodzaje asfaltów modyfikowanych,
- zmienione zostały nieznacznie zakresy penetracji, temperatury mięknięcia i łamliwości dla nowych asfaltów modyfikowanych „odpowiedników” wcześniej stosowanych,
- z dotychczasowych badań asfaltów modyfikowanych nie będą wykonywane:
  - oznaczenie ciągliwości w 15 i 25°C wg PN-85/C-04132:1985 zarówno przed i po starzeniu krótkoterminowym RTFOT,
  - oznaczenie różnicy penetracji w 25°C w teście na stabilność podczas magazynowania.

Pojawiły się również nowe wymagania i testy dotyczące pomiaru siły rozciągania w 5 i 10°C oraz obliczenie energii odkształcenia. Nie ma określonych wymagań wobec spadku temperatury mięknięcia po RTFOT oraz wobec przedziału plastyczności (różnica pomiędzy temperaturą mięknięcia wg PIK a temperaturą łamliwości wg Fraassa), są to wartości deklarowane przez producentów. Nie należy określać zmiany – spadku lub wzrostu penetracji w 25°C, powinno się oznaczyć pozostałą penetrację po starzeniu, tak jak się to wyznacza dla klasycznych asfaltów drogowych [21], [22]. Tabela 5.17. zawiera wyszczególnienie polimeroasfaltów produkowanych wcześniej i ich odpowiedniki, w zgodzie z PN-EN 14023:2009.



Tabela 5.17.

Odpowiedniki obecnie produkowanych typów asfaltów modyfikowanych

Dotychczasowy rodzaj asfaltu modyfikowanego wg wymagań TWT PAD 2003	DE 30 C	DE 30 B	DE 80 B	DE 80 C	-	DE 150 B	-
<b>ODPOWIEDNIK</b> wg normy PN-EN 14023: 2009	PMB 10/40-65	PMB 25/55-60	PMB 45/80-55	PMB 65/105-60	PMB 65/105-60	PMB 90/150-45	PMB 120/200-40

## Literatura rozdziału 5

### Przywołane normy

- [1] PN-EN 1097-6:2002 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 6: Oznaczanie gęstości ziarn i nasiąkliwości.
- [2] PN-EN 1426:2007 Asfalty i lepiszcza asfaltowe – oznaczanie penetracji igłą.
- [3] PN-EN 1427:2007 Asfalty i lepiszcza asfaltowe – oznaczanie temperatury mięknięcia – metoda pierścieni i kula.
- [4] PN-EN 12591:2004 Asfalty i produkty asfaltowe. Wymagania dla asfaltów drogowych.
- [5] PN-EN 12697-33:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – część 33: Przygotowanie próbek zagęszczanych urządzeniem wałującym.
- [6] PN-EN 12697-42:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – część 42: Zawartość części obcych w destrukcie asfaltowym.
- [7] PN-EN 12697-13:2002 Mieszanki asfaltowe. Metody badania mieszanek mineralno-bitumicznych na gorąco. Część 13: Pomiar temperatury.
- [8] PN-EN 13043:2004 Kruszywa do mieszanek bitumicznych i powierzchniowych utwardzeń stosowanych na drogach, lotniskach i innych powierzchniach przeznaczonych do ruchu.

- [9] PN-EN 13108-4:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 4: Mieszanka HRA.
- [10] PN-EN 13108-7:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 7: Asfalt porowaty.
- [11] PN-EN 13108-8:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 8: Asfalt z odzysku.
- [12] PN-EN 13108-20:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 20: Badanie typu.
- [13] PN-EN 13108-21:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 21: Zakładowa Kontrola Produkcji.
- [14] PN-EN 13501-1:2007 Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków – część 1: Klasyfikacja na podstawie badań reakcji na ogień
- [15] PN-EN 14023:2006 Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Zasady specyfikacji dla asfaltów modyfikowanych polimerami.
- [16] PN-ISO 565:2000 Sita kontrolne. Tkanina z drutu, blacha perforowana i blacha cienka perforowana elektrochemicznie. Wymiary nominalne oczek.
- [17] PN-EN 13108-1:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 1: Beton asfaltowy
- [18] PN-EN 13108-5:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 5: Mieszanka SMA
- [19] PN-EN 13108-6:2006 Mieszanki mineralno-asfaltowe – wymagania – część 6: Asfalt lany
- [20] PN-EN 14023: 2009 Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Zasady klasyfikacji asfaltów modyfikowanych polimerami, wraz z ustalonym załącznikiem krajowym NA

#### **Publikacja monograficzna**

- [21] PIŁAT J., RADZISZEWSKI P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKiŁ, Warszawa, Wydanie 2, uakt. 2007

#### **Wytyczne**

- [22] Warunki techniczne wykonania i odbioru dróg i mostów. Praca zbiorowa pod redakcją P. Jakiela. Wydawnictwo Dashofer Warszawa 2006-2009