ZESZYTY
NAUKOWE
POLITECHNIKI
ŚLĄSKIEJ

# BUDOWNICTWO

Z. 52
GLIWICE
1980

Niniejsza publikacja jest wynikiem zakończonej w roku 1979 pracy naukowo-badawczej pt. „Przegląd metod badań mechanicznych właściwości mas bitumicznych na podstawie doświadczeń zagranicznych i krajowych", zleconej przez Centralny Zarząd Dróg Publicznych. Praca została wykonana w Instytucie Budowy Dróg Politechniki Śląskiej w Gliwicach.

Dyrektor Instytutu Budowy Dróg
Doc. dr inż. STANISŁAW LESSAER

Naczelnik Zespołu Techniki CZDP
Mgr inż. KONRAD JABŁOŃSKI

POLITECHNIKA ŚLĄSKA

ZESZYTY NAUKOWE

Nr 659

CZESŁAW LEWINOWSKI
BARBARA STRYCHARZ

# PRZEGLĄD METOD BADAŃ WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNYCH MAS BITUMICZNYCH

PL ISSN 0434-0779

GLIWICE 1980

OPINIODAWCY

*Prof. dr hab. inż. Tadeusz Hop*

*Dr inż. Janusz Zawadzki*

REDAKTOR NACZELNY WYDAWNICTW UCZELNIANYCH POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ

*Jan Bandrowski*

REDAKTOR DZIAŁU

*Zdzisław Trojan*

SEKRETARZ REDAKCJI

*Wojciech Mikołajków*

OPRACOWANIE REDAKCYJNE

*Eugenia Mandrak*

Wydano za zgodą
Rektora Politechniki Śląskiej

Dział Wydawnictw Politechniki Śląskiej
Gliwice, ul. Kujawska 2

Nakł. 250+50 Ark. wyd. 5,99 Ark. druk. 7,5 Papier drukowy kl. V 70x100 70 g
Oddano do druku 4.06.1980 Podpis. do druku 26.08.1980 Druk ukończ. w paźdz. 1980
Zam. 807/80 S-24 Cena zł 15.—

Skład, fotokopie, druk i oprawę
wykonano w Zakładzie Graficznym Politechniki Śląskiej w Gliwicach

SPIS TREŚCI


Str.

1. Metody badań konwencjonalnych ..... 5

1.1. Ogólna charakterystyka badań ..... 5
1.2. Badanie wytrzymałości na ściskanie proste (metoda Durieza) 6
1.3. Badanie Marshalla ..... 8
1.4. Badanie Hubbard-Fielda ..... 22
1.5. Badanie penetrometrem stożkowym ..... 27
1.6. Badanie Hveema ..... 28

Literatura do rozdziału 1 ..... 37

2. Badania zmęczeniowe ..... 43

2.1. Wstęp ..... 43
2.2. Właściwości mechaniczne mas przy powtarzającym się (cyklicznym) zginaniu ..... 44
2.2.1. Ogólna synteza wyników ..... 44
2.2.2. Metody badań ..... 49
2.3. Własności mechaniczne mas przy powtarzającym się ściskaniu 60
2.3.1. Ogólna synteza wyników badań ..... 60
2.3.2. Metody badań ..... 61

Literatura do rozdziału 2 ..... 65

3. Metody badań próbek poddanych działaniu obciążenia od toczącego się koła ..... 70

3.1. Wstęp ..... 70
3.2. Badanie odkształcenia masy pod wpływem obciążenia od toczącego się koła (metoda "Wheed-tracking") [1] ..... 71
3.3. Badanie przyczepności lepiszcza bitumicznego do kruszywa w aparacie z toczącym się kołem (metoda "Wheed-tracking") ... 72
3.4. Badanie w symulatorze obciążeń [3] ..... 72
3.5. Badanie na torze kołowym w Laboratorium Shella w Amsterdamie ..... 72
3.6. Tor kołowy na poligonie doświadczalnym [6] ..... 76

Literatura do rozdziału 3 ..... 76

4. Nowe metody badania wytrzymałości i odkształcalności mas bitumicznych ..... 78

4.1. Badanie wytrzymałości na rozciąganie [1], [2] ..... 78

Str.

4.2. Badanie pełzania masy przy ściskaniu [3], [4], [5], [7], [8] 81
4.3. Badanie pełzania masy przy ścinaniu [7], [9] ..... 84
4.4. Badanie pełzania masy przy rozciąganiu ..... 85

Literatura do rozdziału 4 ..... 86

5. Zagęszczanie mas mineralno-bitumicznych w prasie obrotowej ..... 87

5.1. Wprowadzenie ..... 87
5.2. Zasady działania urządzenia ..... 88

Literatura do rozdziału 5 ..... 89

Streszczenia ..... 90

# 1. METODY BADAŃ KONWENCJONALNYCH

## 1.1. Ogólna charakterystyka badań

Pierwsze badania mechaniczne wykonane na próbkach mas mineralno-bitumicznych w celu określenia ich właściwości po wbudowaniu ("in situ"),ograniczały się do pomiaru siły niszczącej badaną próbkę w ściśle określonych warunkach badania. Stwierdzono doświadczalnie, że wyniki uzyskane z tych badań - uznanych już dzisiaj za badania konwencjonalne - zależą od licznych czynników, takich jak:

- sposób przygotowania próbek,
- temperatura badania,
- prędkość przesuwu tłoka itp.

Ponieważ fizyczna intepretacja wyników była trudna, a czasem nawet niemożliwa, zaszła wówczas potrzeba dostosowania warunków wykonywanych badań do warunków rzeczywistych - występujących na drodze - przy równoczesnym uwzględnieniu wzrostu obciążenia ruchem samochodowym.

Mimo przystosowania warunków badań konwencjonalnych do warunków rzeczywistych, istnieje jednak konieczność stosowania nowych metod badań umożliwiających bardziej szczegółowe poznanie mechanicznych własności mas mineralno-bitumicznych oraz lepiszcz. Materiały te nie podlegają bowiem prawu Hooke'a, lecz ze względu na swój lepkosprężysty charakter ich własności zależą od temperatury i czasu trwania obciążenia.

W celu trafnego przewidywania właściwości masy, po jej wbudowaniu w nawierzchnię, konieczne jest stosowanie w badaniach laboratoryjnych takich metod, które uwzględniałyby wszystkie czynniki, wywierające w rzeczywistości wpływ na właściwości masy wbudowanej w nawierzchnię. Jednak badania spełniające to wymaganie są bardzo złożone, a więc kosztowne i długotrwałe, co czyni je mało praktycznymi.

Pomimo pewnych niedoskonałości badania konwencjonalne są nadal przydatne, gdyż dostarczają danych, które umożliwiają wykonanie analizy porównawczej z innymi badaniami, a tego typu porównanie może inspirować nowy pomysł lub uogólnienie, pozwalające określić parametry masy po jej wbudowaniu.

Do najbardziej rozpowszechnionych badań konwencjonalnych zalicza się:

- badania wytrzymałości na ściskanie proste (metoda Durieza),
- badanie Marshalla,
- badanie Hubbard-Fielda,

- badanie penetrometrem ze stożkiem oraz
- badanie Hveema.

## 1.2. Badanie wytrzymałości na ściskanie proste (metoda Durieza)

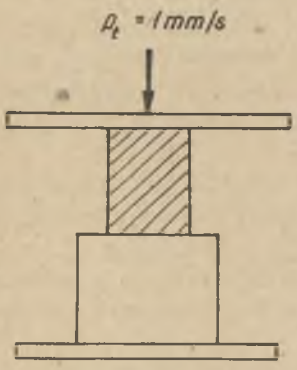
### 1.2.1. W s t ę p

Metoda ta jest powszechnie stosowana we Francji i polega na określeniu wytrzymałości próbki walcowej na ściskanie. Jest ona szczególnie przydatna do sprawdzania prawidłowości doboru składu mieszanki kruszywa i ilości lepiszcza. Badanie to pozwala również określić niszczące działanie wody na masę na podstawie oceny spadku wytrzymałości badanej próbki po nasyceniu jej wodą.

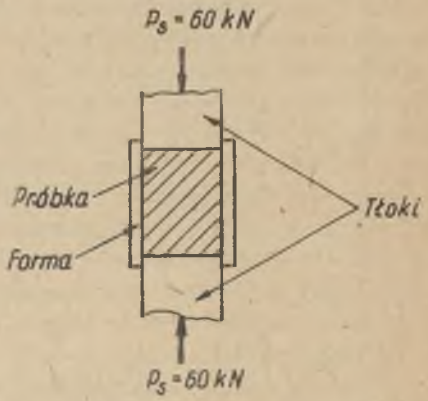
### 1.2.2. Z a s a d y  b a d a n i a  [1], [2], [3]

Próbka walcowa poddana jest ściskaniu (rys. 1.1) przy stałej prędkości przesuwu tłoka $P_t$ = 1 mm/s.

Dla mas o ziarnach do 14 mm, próbki mają średnicę Ø = 80 mm oraz ciężar G = 1000 g. Próbki są formowane i zagęszczane pod prasą w cylindrze z dwoma tłokami (rys. 1.2) siłą $P_s$ = 60 kN, tzn. przy ciśnieniu równym 120 barów (11,93 MPa) i działającym przez okres 5 minut.




Rys. 1.1. Schemat pomiaru wytrzymałości na ściskanie proste



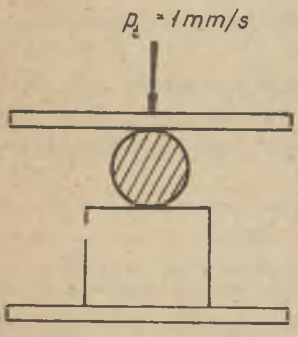

Rys. 1.2.. Schemat zagęszczania próbki

Dla mas z ziarnami większymi od 14 mm, ustalono średnicę próbki Ø = = 120 mm, a jej masę na 3500 g. W tym wypadku próbki są zagęszczane pod naciskiem 180 kN, przy czym pozostałe warunki pozostają bez zmiany.

Wytrzymałość na ściskanie określana jest na 5 próbkach przechowywanych przez 8 dni w środowisku suchym oraz na 5 próbkach przechowywanych przez 4 dni w wodzie, w temperaturze +18°C. Próbki są ściskane po 8 dniach od chwili ich wykonania również w temperaturze 18°C.

Dodatkowo na próbkach tych określa się: stopień zagęszczania, nasiąkliwości oraz pęcznienie.

Sprawdzanie składu masy - dla danego uziarnienia mieszanki kruszywa - polega na przebadaniu trzech serii próbek z różną zawartością wypełniacza oraz czterech serii próbek z różną zawartością lepiszcza.




Rys. 1.3. Schemat pomiaru wytrzymałości na rozciąganie przy ściskaniu prostopadle do osi walca

Zaleca się wykonywanie badań dodatkowo w temperaturze $0^{o}C$ i $50^{o}C$, a to w celu określenia wpływu temperatury na wytrzymałość badanej masy.

Zaleca się również określenie wytrzymałości na rozciąganie metodą brazylijską, tzn. przez ściskanie próbki w sposób pokazany na rys. 1.3. Badanie to wykonuje się na próbkach suchych oraz na próbkach nasyconych wodą.

Opisana metoda Durieza pozwala określić a.in. stosunek wytrzymałości próbki nasyconej wodą do wytrzymałości próbki suchej, który jest pośrednią miarą przyczepności lepiszcza do kruszywa.

Doświadczalnie określono kryteria oceny mas mineralno-bitumicznych przeznaczonych na warstwy wiążące i jezdne. Wymagania według norm francuskich (LCPC) zestawiono w tablicy 1.1.

Tablica 1.1

Wymagania dla betonu asfaltowego wg Durieza

| Badana cecha | Wymagania dla | |
|---|---|---|
| | warstwy wiążące z betonu asfaltowego 0/10 lub 0/14 | warstwy jezdnej z betonu asfaltowego 0/10 lub 0/14 |
| Zagęszczenie, % | | |
| min | 90 | 91 |
| max | 94 | 95 |
| Wytrzymałość na ściskanie w temp. $18^{o}C$ | | |
| - masy z asfaltem 80/100 | $\geq 5$ MPa | $\geq 5$ MPa |
| - masy z asfaltem 60/70 | $\geq 6$ MPa | $\geq 6$ MPa |
| - masy z asfaltem 40/50 | $\geq 7$ MPa | $\geq 7$ MPa |
| Stosunek $\frac{r}{R}^{x)}$ | 0,75 | 0,75 |

$^{x)}$ r - wytrzymałość na ściskanie próbki nasyconej wodą,
R - wytrzymałość na ściskanie próbki w stanie suchym.

## 1.3. Badanie Marshalla

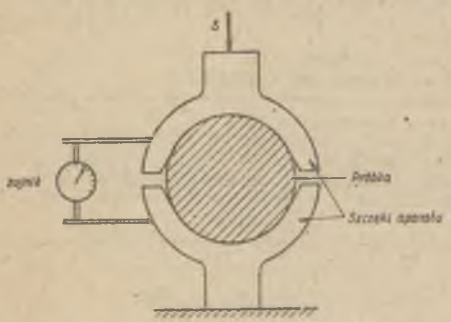
### 1.3.1. W p r o w a d z e n i e [4], [5]

W 1940 roku Korpus Inżynieryjny Armii Stanów Zjednoczonych rozpoczął poszukiwania prostych metod badań, których rezultaty mogłyby służyć jako kryteria oceny optymalnej zawartości asfaltu w mieszankach mineralno-asfaltowych, przeznaczonych do przenoszenia dużych obciążeń przekazywanych przez samoloty i pojazdy wojskowe.

Analizując wyniki szeregu prac badawczych i porównując zakres możliwości poszczególnych metod zdecydowano zaadoptować do celów praktycznych metodę badania mas mineralno-bitumicznych, opracowaną przez Bruce G. Marshalla z Drogowego Departamentu Stanu Mississippi.

### 1.3.2. Z a s a d y p o m i a r u [6]

Oznaczenie stabilności mas metodą Marshalla polega na ściskaniu próbki walcowej prostopadle do jej osi przy stałym przesuwie tłoka. Próbka umieszczona jest między odpowiednio wyprofilowanymi szczękami (rys. 1.4).




Rys. 1.4. Schemat pomiaru stabilności i odkształcenia próbki wg metody Marshalla

S t a b i l n o ś c i ą w g M a r s h a l l a przyjęto nazywać wartość obciążenia powodującego zniszczenie próbki.

O d k s z t a ł c e n i e w g M a r s h a l l a jest to wartość odkształcenia próbki, odczytana w chwili jej zniszczenia.

Wg normy ASTM D 1559-75 szczegółowe warunki badania są następujące:

a) wymiary próbek:
   - wysokość 6,35 cm (2,5 cala),
   - średnica 10,16 cm (4 cale),
b) prędkość przesuwu tłoka prasy:
   - 5,08 cm/min (2 cale/min),
c) temperatura próbki w czasie ściskania:
   - dla mas z asfaltem $(60 \pm 1)^{\circ}C$,
   - dla mas ze smołą $(37,5 \pm 1)^{\circ}C$.

### 1.3.3. Z a s t o s o w a n i e m e t o d y [8], [9], [10], [11]

Metoda Marshalla zalecana jest do:

a) ustalenia składu mieszanki mineralnej dla reprezentatywnej próbki kruszywa, z uwzględnieniem jego rodzaju i uziarnienia oraz zdolności masy do przenoszenia przewidywanych obciążeń,

b) ustalenia optymalnej zawartości lepiszcza dla określonego uprzednio składu mieszanki mineralnej,
c) kontroli produkowanej masy.

Badanie to stosuje się do mas mineralno-bitumicznych z ziarnami do 25 mm wykonywanych na gorąco.

Norma ASTM D 1559-79 zaleca również wykonywanie badania na próbkach o średnicy $\phi$ = 10,16 cm ($\phi$ = 4 cale) i wysokości zawartej między 2,54÷7,62 cm (1÷3 cale), wyciętych z nawierzchni. Pomierzoną stabilność mnoży się wtedy przez odpowiedni współczynnik korygujący zależny do wysokości próbki, który równy jest 1 dla próbki wzorcowej o wysokości 6,35 cm (2,5 cala).

Niektóre ośrodki badawcze ustaliły - na podstawie wyników uzyskanych z badań wg metody Marshalla - kryteria oceny mas mineralno-bitumicznych. Tak np. Instytut Asfaltowy w Stanach Zjednoczonych i Ministerstwo Lotnictwa w Wielkiej Brytanii ustaliły wymagane wartości stabilności i odkształcenia dla mas przeznaczonych na drogi o określonym obciążeniu ruchem. Wartości te zestawiono w tablicy 1.2.

Tablica 1.2

Wartości stabilności i odkształcenia wg Marshalla ustalone przez Instytut Asfaltowy w USA i Ministerstwo Lotnictwa Wielkiej Brytanii dla nawierzchni drogowych i lotniskowych

| Instytucja | Rodzaj obciążenia ruchem | Minimalna stabilność | | Odkształcenie | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | w daN | w funtach | w mm | w calach |
| Instytut Asfaltowy - Stany Zjednoczone | drogowy lekki | 227 | 500 | 2÷5[1)] | 0,08÷0,20[1)] |
| | drogowy średni | 227 | 500 | 2÷4,5 | 0,08÷0,18 |
| | drogowy ciężki | 341 | 750 | 2÷4[2)] | 0,08÷0,16[2)] |
| Ministerstwo Lotnictwa - Wielka Brytania | lotniskowy | 817 | 1800 | max 4[2)] | max 0,16[2)] |

[1)] próbki zagęszczane przez 35 uderzeń skierowanych na płaszczyznę górną i 35 na płaszczyznę dolną, zamiast 50 (jak w metodzie standardowej w przypadku obciążenia ruchem średnim),

[2)] próbki zagęszczane przez 75 uderzeń zamiast 50.

1.3.4. Interpretacja wyników badań [11], [13], [14], [15], [16], [18]

Stabilność oznaczona metodą Marshalla jest w istocie wytrzymałością próbki na ściskanie, przy stałym przyroście odkształcenia próbki. Jednak odkształcenie szczęk, w których mieści się próbka (rys. 1.4), jest przyczyną ciśnienia bocznego i bardzo złożonego rozkładu naprężeń wewnątrz badanej próbki. Uniemożliwia to elementarną analizę wyników badania. Dotychczas ustalono, że badanie Marshalla nie może być zaliczone do grupy badań podstawowych. Nadal jednak toczę się dyskusje, w celu uzyskania odpowiedzi na pytanie: w jakim stopniu metoda Marshalla jest przydatna do kontroli wytwarzanej masy mineralno-bitumicznej na budowie?

Jednym z ważnych elementów badania jest sposób przygotowania próbek, a zwłaszcza ich zagęszczenia. Próbka przygotowana w laboratorium powinna charakteryzować się zagęszczaniem odpowiadającym nie tylko zagęszczeniu masy po uwałowaniu, ale również jej zagęszczeniu pod wpływem działania ruchu.

Standardowa metoda zagęszczania przez 50 uderzeń ubijaka nie sprawdza się w różnych warunkach zagęszczania i dla różnych mas. W celu uzyskania lepszej zgodności między zagęszczeniem masy w warunkach laboratoryjnych, a jej zagęszczeniem "in situ" stosuje się również 75 uderzeń ubijaka.

Aby odpowiedzieć na pytania: czym są wielkości mierzone metodą Marshalla oraz jakie są relacje między ich wartościami a nośnością nawierzchni bitumicznej, wyniki badań wg Marshalla były porównywane z wynikami uzyskanymi przy trójosiowym ściskaniu oraz ściskaniu prostym.

Szeroko dyskutowane i interpretowane - w tym aspekcie - były prace W. H. Goetza i J.F. Mc Longhina. Dla badanych mas ustalono liniową zależność pomiędzy wartością odkształcenia wg Marshalla a kątem tarcia wewnętrznego. Zależność tę wyrażono za pomocą wzoru

$$\theta = 60 - F, \qquad (1.1)$$

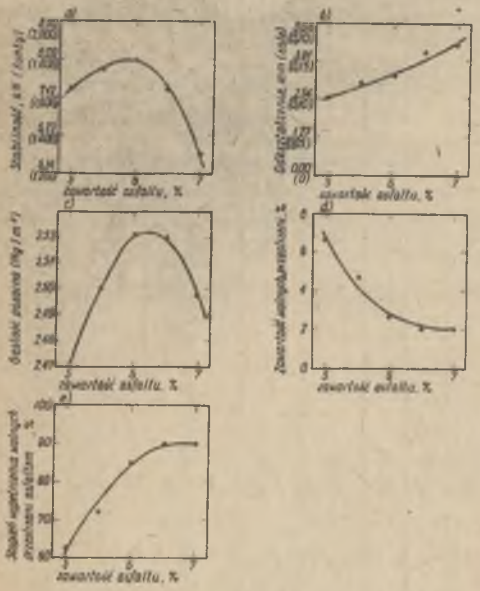
gdzie:

F - wartość odkształcenia, w calach,

$\theta$ - wartość kąta tarcia wewnętrznego, w stopniach.

Wartości kąta tarcia wewnętrznego, obliczone za pomocą wzoru (1.1), upoważniają do stwierdzenia, że bardzo małym wartościom odkształcenia Marschalla (F) odpowiadają duże wartości kąta tarcia wewnętrznego ($\theta$). Ta empiryczna zależność jest nieścisła, gdyż odkształcenie nie może być porównywane bezpośrednio z kątem tarcia wewnętrznego. Jednakże warunki ściskania próbek wg metody Marshalla oraz tarcie wewnętrzne będą wywierały istotny wpływ na wartości odkształcenia. Występujące w badaniu Marshalla zjawisko tarcia między próbką a szczękami aparatu może wywołać w badanym materiale naprężenia równoległe do wysokości próbki zmieniające się wraz ze zmianą kąta tarcia wewnętrznego materiału, skąd wynika przypuszczalny

związek między wartością tego kąta, a odkształceniem próbki w chwili jej zniszczenia. Konsekwencję tej interpretacji jest twierdzenie,iż odkształcenie powinno zależeć od wysokości próbek o identycznej średnicy. Twierdzenie to jest niezgodne z pracami, których rezultaty wykazały, że odkształcenie wg Marshalla nie zmienia się wraz ze zmianą wysokości próbki. Niezgodność tę potwierdziły również wyniki badań amerykańskich, które były podstawą do opracowania tablicy współczynników przeliczeniowych dla stabilności pomierzonej na próbkach o różnej wysokości (ASTM D 1559-75).



Rys. 1.5. Przykładowe wykresy właściwości masy batonu asfaltowego uzyskane z badań wg metody Marshalla

Badanie Marshalla,zastosowane do projektowania składu mieszanki mineralno-asfaltowej, wykazuje,że stabilność - jako funkcja rosnącej zawartości lepiszcza - osiąga swoje maksimum, podczas gdy odkształcenie stale rośnie (rys. 1.5a i 1.5b).Wynika z tego, że masa o takim samym składzie mineralnym, ale z dwiema różnymi zawartościami asfaltu, charakteryzuje się tą samą stabilnością, lecz innym odkształceniem, a więc indywidualne rozpatrywanie stabilności lub odkształcania nie pozwala wnioskować w sposób właściwy o zachowaniu się masy wbudowanej w nawierzchnię. Nie w każdym przypadku odcinki nawierzchni bitumicznej, z których pobrane próbki mają tekę samą stabilność, będą zdolne do przenoszenia przewidywanego obciążenia. Zależeć to będzie zarówno od wartości odkształcania, jak i stabilności (tabl. 1.3).

Stwierdzono również, że w interpretacji wyników badania Marshalla ważną rolę odgrywa stosunek stabilności (S) do odkształcania (F). Wg L.W. Nijboera stosunek ten jest miarą sztywności masy i można go wyrazić jako funkcję nacisku kół wg wzoru

$$\frac{S}{F} = 1{,}2 \cdot p, \qquad (1.2)$$

gdzie:

S - stabilność wg Marshalla w funtach,

F - odkształcenie wg Marshalla w setnych cala,

p - nacisk jednostkowy koła pojazdu w funtach na cal kwadratowy.

Tablica 1.3

Zachowanie się nawierzchni bitumicznych wykonanych z mas[1)], które charakteryzują się identycznymi wartościami stabilności lub odkształcenia wg Marshalla

| Charakterystyka próbek | Zachowanie się nawierzchni pod działaniem ruchu | Stabilność | | Odkształcenie | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | w daN | w funtach | w mm | w setnych cala |
| Próbki o jednakowej stabilności | zadowalające | 663 | 1460 | 1,52 | 6 |
| | zadowalające | 647 | 1425 | 3,05 | 12 |
| | odkształcenie trwałe | 636 | 1400 | 3,30 | 13 |
| | odkształcenie trwałe | 665 | 1465 | 4,06 | 16 |
| | odkształcenie trwałe | 647 | 1425 | 4,06 | 16 |
| Próbki o jednakowym odkształceniu | zadowalające | 1818 | 4005 | 3,30 | 13 |
| | zadowalające | 913 | 2010 | 3,30 | 13 |
| | odkształcenie trwałe | 636 | 1400 | 3,30 | 13 |
| | odkształcenie trwałe | 531 | 1170 | 3,30 | 13 |

[1)] Beton asfaltowy o następującym stałym składzie mieszanki mineralnej:

- 55% kruszywa wapiennego,
- 39% piasku,
- 6% wypełniacza oraz
- zmiennej zawartości lepiszcza.

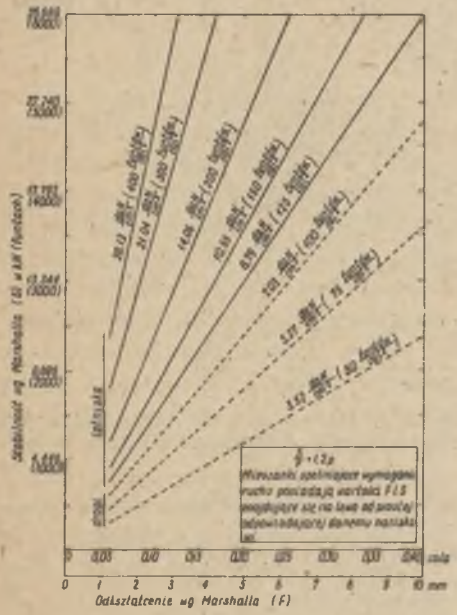
Jeżeli wyrazi się stabilność w daN, odkształcenie w mm, a nacisk koła w daN/cm$^2$, to wyrażenie (1.2) przybierze postać:

$$\frac{S}{F} = 30{,}05 \cdot p. \qquad (1.3)$$

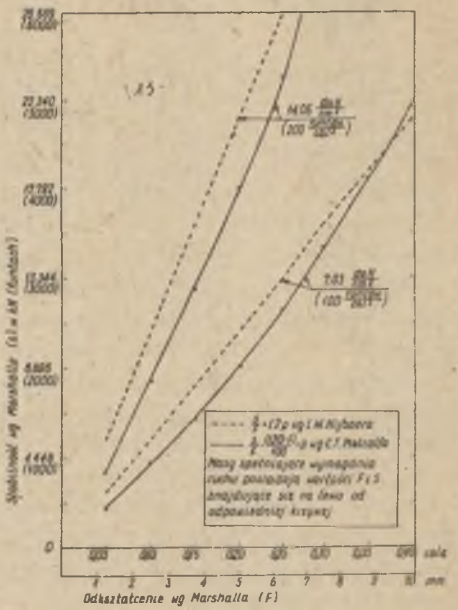
Zależności (1.2) i (1.3) ustalono po przyjęciu dwóch ważnych założeń, a mianowicie:

- odkształcenia nawierzchni, które nie przekraczają wartości 1% i są w zasadzie sprężyste, wyznaczają granicę uważaną za obliczeniową siłę nacisku,
- naprężenia styczne w nawierzchni od nacisku pionowego stanowią 40% nacisku obciążającego.

Jeżeli stosunek wartości stabilności do odkształcenia ($\frac{S}{F}$) nie będzie mniejszy od iloczynu 1,2 p, wówczas korzystając z wykresu przedstawionego rys. 1.6. można przewidzieć, czy nawierzchnia poddana działaniu danego obciążenia będzie spełniać wymagania w zakresie odporności na odkształcenia trwałe. Na wykresie tym przedstawiono zależność między odkształce-




Rys. 1.6. Graniczne wartości stabilności i odkształcenia wg Marshalla dla betonu asfaltowego, przeznaczonego do budowy dróg i lotnisk



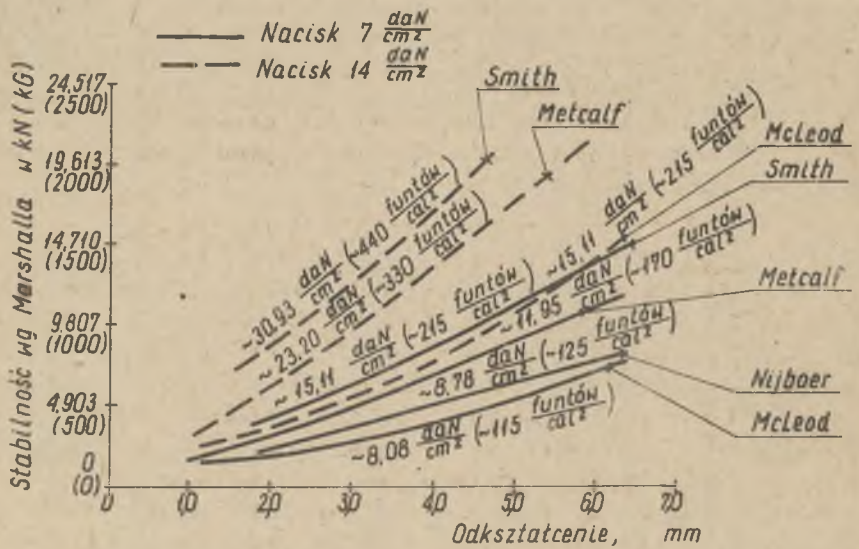

Rys. 1.7. Graniczne wartości stabilności i odkształcenia oznaczone na podstawie badań betonu asfaltowego metodą Marshalla dla dwóch stałych wartości dopuszczalnej siły nacisku wg L.W. Nijboera i C.T. Metcalfa

niem a stabilnością dla danych wartości nacisków pionowych, w odniesieniu do nawierzchni drogowych i lotniskowych.

Według C.T. Metcalfa, który określa wartość siły nacisku na podstawie danych z badania Marshalla, bazując na tych samych hipotezach co L.W.Nijboer, lecz zakładając, że naprężenia styczne stanowią 50% nacisku obciążającego, wartość siły nacisku (N) w funtach na cal kwadratowy można określić z następującego wzoru

$$N = \frac{(120 - F)}{100} \cdot \frac{S}{F}. \qquad (1.4)$$

Na rysunkach 1.7 i 1.8 przedstawiono krzywe ilustrujące zmienność siły nacisku wg L.W. Nijboera i C.T. Metcalfa oraz innych badaczy w zależności od parametrów S i F określonych metodą Marshalla.




Rys. 1.8. Porównanie wartości granicznych stabilności i odkształcenia wg różnych autorów [17] dla dwóch stałych wartości dopuszczalnego nacisku

Według pierwotnych założeń metody Marshalla przyjęto dla nas asfaltowych temperaturę badania równą 60°C. Została ona ustalona z uwagi na temperaturę występującą w nawierzchniach drogowych wykonywanych z nas mineralno-bitumicznych na południu Stanów Zjednoczonych. Temperatura ta nie musi być adaptowana do badań wykonywanych w innych warunkach klimatycznych.

L.W. Nijboer opracował współczynniki korygujące wyniki uzyskane z badań Marshalla, wykonywanych w temperaturze 60°C, sprowadzając je do wartości, które uzyskałoby się w temperaturze 50°C i 40°C.

Byłoby prościej i logiczniej wykonywać badanie w żądanej temperaturze, a nie korzystać ze współczynników korygujących.

### 1.3.5. Różne warianty standardowej metody Marshalla

Spośród wariantów metody standardowej należy wyróżnić przede wszystkim te, które charakteryzują się różnymi wymaganiami dotyczącymi:

a) sposobu zagęszczenia próbek,
b) temperatury badania,
c) sposobu wykonywania odczytów wartości F i S.

Ad a)

Zagęszczenie próbek umożliwiają następujące sposoby:

1. Mechanizacja urządzeń służących do zagęszczania próbek w formach [21], [22], [23]. Badania G.P. Jacksona i D. Briana [11] wykazały, że stosując urządzenia mechaniczne do poruszania ubijaka Marshalla, opracowane np. w Road Research Laboratory (Harmondsworth), uzyskuje się próbki mniej zagęszczone w stosunku do próbek zagęszczonych ręcznie. Gęstość pozorna wykazuje różnice rzędu $\pm$ 0,5%.

2. Zmiana liczby uderzeń przypadających na próbkę zagęszczoną w formie oraz użycie innego typu ubijaka [12], [24], [25], [26], [27], [28]. Liczne opracowania wykazały, że rezultaty badania Marshalla pozwalają przewidzieć właściwości nawierzchni bitumicznej po jej wykonaniu. Przewidywania te są o wiele bardziej dokładne, jeżeli próbki, na których wykonano oznaczenie, wiernie odtwarzają rzeczywiste warunki materiału wbudowanego w jezdnię. Problem ten jest związany nie tylko z ramowym składem mieszanek oraz techniką ich wbudowywania, ale również z wielkością przewidywanego ruchu na drodze. Uwzględniając te parametry Instytut Asfaltowy w USA zaproponował zagęszczanie próbek z zastosowaniem 35, 50 albo 75 uderzeń ubijaka Marshalla, zależnie od przewidywanego obciążenia jezdni. Wykonywane były również prace mające na celu wykazanie wpływu sposobu zagęszczania próbek na rezultaty badania Marshalla. Na przykład G.H. Zuehlke zagęszczał jedną serię próbek za pomocą 50 uderzeń ubijaka Marshalla, a drugą serię za pomocą 50 uderzeń ubijaka Proctora.

3. Stosowanie różnych rodzajów maszyn używanych w wykonawstwie oraz uwzględnienie różnego rodzaju ruchu rzeczywistego występującego na drodze [26], [29], [30], [31], [32], [33]. Chodzi tu o badania próbek wyciętych z nawierzchni po jej wykonaniu i oddaniu do ruchu. Próbki wycięte z nawierzchni charakteryzuje się zwykle zmienną wysokością - różną od wysokości standardowej, która wynosi 6,35 cm (2,5 cala). Badania próbek pobranych z nawierzchni wykonuje się w celu określenia właściwości wbudowanej masy i porównania ich z właściwościami określonymi dla próbek wykonanych

w laboratorium. Porównuje się m.in. takie cechy, jak stopień zagęszczenia i procentowa zawartość wolnych przestrzeni.

Jeżeli próbki wycięte z nawierzchni mają odpowiednią średnicę, to można oznaczyć stabilność i odkształcenie Marshalla. Tak oznaczoną stabilność porównuje się ze stabilnością określoną na próbkach z tej samej masy, lecz zagęszczanych w laboratorium. Ocenę tego porównania należy przyjmować z dużą rezerwą, gdyż zdarza się, że próbki pobrane z nawierzchni i próbki wykonane w laboratorium wykazują ten sam stopień zagęszczenia, lecz inną stabilność. Zjawisko to jest złożone i może być spowodowane np. zmianą uziarnienia kruszywa pod wpływem wałowania, zmianą ciągłości otoczki lepiszcza oraz błędem spowodowanym stosowaniem współczynników korygujących dla próbek o wysokości różnej od wysokości standardowej. Współczynniki te przyjmują wartości od 0,76 do 5,56 dla próbek o wysokości (odpowiednio) od 7,62 do 2,54 cm.

Na uwagę zasługuje metoda J.R. Bissets, dotyczęca oceny zmian zachodzących w lepiszczu masy z betonu asfaltowego, wbudowanej w nawierzchnię. Metoda ta polega na ogrzewaniu próbek w suszarce do temperatury 115°C przez około 1,5 godziny oraz powtórne ich uformowanie przed wykonaniem badania Marshalla.

Ad b)

Wpływ temperatury próbek w czasie wykonywania badania Marshalla na wyniki tego badania omówiono w pracach [22], [34], [35].

Obszerne prace dotyczące tego wpływu wykonał L.J. Pignataro, badając w różnych temperaturach - zawartych między 30°C a 80°C - beton asfaltowy o recepturze zgodnej z wymaganiami Instytutu Asfaltowego USA. Zawartość asfaltu w masie wynosiła od 5 do 7% wag., przy zastosowaniu asfaltów o penetracji 52, 76 i 108. Badania te wykazały, że istnieje zależność pomiędzy stabilnością wg Marshalla, a temperaturę badanej masy asfaltowej. L.J. Pignataro podał następujęcy wzór na określenie tej zależności:

$$\log S_T = nT + \log K, \qquad (1.5)$$

gdzie:

$S_T$ - stabilność (w funtach) w temperaturze T, z przedziału od +30°C do +80°C,

$n$ - współczynnik liczbowy zależny od rodzaju masy,

K - stabilność otrzymana w wyniku ekstrapolacji wartości uzyskanych z doświadczenia wykonanego w różnych temperaturach i sprowadzona do temperatury 0°C.

Współczynnik "n" zmienia się zależnie od rodzaju betonu asfaltowego. L.J. Pignataro wykazał, że zmienność współczynnika n jest znaczna dla

batonów asfaltowych wykonywanych przy użyciu tego samego asfaltu. Zostały ustalone następujące średnie wartości tego współczynnika:

a = -0,0203 dla asfaltu o penetracji 52,
a = -0,0199 dla asfaltu o penetracji 76,
a = -0,0187 dla asfaltu o penetracji 108.

Ustalenie wartości liczbowej współczynnika "a" pozwala stwierdzić wpływ danego rodzaju asfaltu na właściwości betonu asfaltowego w różnych temperaturach.

Asfalty używane do badań przez L.J. Pignatoro pochodziły z tego samego źródła. Należy więc przypuszczać, że większe różnice między wartościami "a" występiłyby dla asfaltów pochodzących z różnych źródeł.

L.J. Pignataro podał wzór praktyczny, otrzymany przez wstawianie do równania (1.5) wartości a = -0,0200. Stabilność $S_T$ w temperaturze T zawartej między 30°C a 80°C wyraża się więc następująco

$$S_T = \beta^{\frac{60-T}{10}} \cdot S_{60}, \qquad (1.6)$$

gdzie:

$\beta$ = 1,585,

$S_{60}$ - stabilność w temperaturze 60°C.

L.W. Nijboer [17] wykazał zgodność wzoru (1.6) dla $\beta$ = 1,7; obliczonego dla temperatury niższej o 10°C od temperatury standardowej. Porównano wyniki badania wykonanego w temperaturze 40°C i 50°C z wartością stabilności $S_T$ obliczonej ze wzoru (1.6) i uzyskano ich zgodność.

Natomiast N. Okeal wykonał badania w temperaturze od 10°C do 60°C. Badania te wykazały zgodność pomierzonej stabilności z wartością obliczoną ze wzoru (1.6), ale tylko dla temperatury 10°C, 20°C oraz 30°C. Wartości stabilności obliczonych dla temperatur 40°C i 50°C znacznie różnią się od wartości pomierzonych (tabl. 1.4).

Ad c)

Duży wpływ na dokładność pomiaru ma sposób odczytywania wartości stabilności i odkształcenia [24], [26]. Stabilność i odkształcenie masy badanej wg metody Marshalla odnoszą się do chwili zniszczenia badanej próbki. Dokładność pomiaru w znacznym stopniu wzrasta, jeżeli do aparatu Marshalla dołączy się urządzenie przeznaczone do ciągłej rejestracji wyników. Uzyskuje się wówczas przebieg krzywej zmienności obciążenia i odkształcenia w czasie badania. Sposób ten pozwala na pełniejszą ocenę tych dwóch parametrów badanej masy.

Zestawienie wartości stabilności i odkształcenia wg Marshalla, określonych dla betonu asfaltowego przez M. Okeala [34]

w różnych temperaturach oraz porównanie empirycznej wartości $\frac{S_T}{S_{60}}$ z obliczoną ze wzoru:

$$S_T = \beta^{\frac{60-T}{10}} \cdot S_{60}$$

| Kruszywo wapienne o uziarnieniu max 25 mm | Kruszywo łamane | | | | | | | | | | | | | | | | Kruszywo naturalne | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Rodzaj asfaltu - penetracja | 65 | | | | 120 | | | | 250 | | | | 300 | | | | 120 | | | | 300 | | | |
| Gęstość pozorna masy $Mg/m^3$ | 2,42 | | | | 2,42 | | | | 2,41 | | | | 2,42 | | | | 2,42 | | | | 2,44 | | | |
| Zawartość wolnych przestrzeni w masie % | 1,6 | | | | 1,2 | | | | 1,6 | | | | 0,8 | | | | 2,0 | | | | 1,2 | | | |
| Zawartość lepiszcza % | 5,6 | | | | 5,6 | | | | 5,6 | | | | 5,5 | | | | 5,5 | | | | 5,6 | | | |
| Wyniki badania stabilności S i odkształcenia F w temperaturach: | $S_T$ daN | F mm | $\frac{S_T}{S_{60}}$ | X | $S_T$ daN | F mm | $\frac{S_T}{S_{60}}$ | X | $S_T$ daN | F mm | $\frac{S_T}{S_{60}}$ | X | $S_T$ daN | F mm | $\frac{S_T}{S_{60}}$ | X | $S_T$ daN | F mm | $\frac{S_T}{S_{60}}$ | X | $S_T$ daN | F mm | $\frac{S_T}{S_{60}}$ | X |
| 60°C | 625 | 3,3 | 1,00 | 1,00 | 565 | 3,0 | 1,00 | 1,00 | 425 | 2,8 | 1,00 | 1,00 | 365 | 2,8 | 1,00 | 1,00 | 388 | 3,3 | 1,00 | 1,00 | 240 | 2,8 | 1,00 | 1,00 |
| 50°C | 1173 | 3,5 | 1,88 | 1,88 | 663 | 3,5 | 1,17 | 1,17 | 568 | 3,8 | 1,34 | 1,34 | 394 | 3,0 | 1,08 | 1,08 | 579 | 3,3 | 1,49 | 1,49 | 311 | 3,5 | 1,30 | 1,30 |
| 40°C | 2175 | 4,1 | 3,48 | 1,87 | 1174 | 3,3 | 2,08 | 1,44 | 950 | 2,9 | 2,24 | 1,49 | 792 | 3,5 | 2,17 | 1,47 | 877 | 3,6 | 2,26 | 1,50 | 475 | 3,5 | 1,98 | 1,41 |
| 30°C | 3210 | 3,8 | 5,14 | 1,73 | 2712 | 3,8 | 4,80 | 1,68 | 1520 | 3,0 | 3,58 | 1,53 | 1400 | 2,5 | 3,84 | 1,57 | 2120 | 3,3 | 5,46 | 1,76 | 910 | 2,8 | 3,79 | 1,56 |
| 20°C | 5311 | 3,3 | 8,50 | 1,71 | 4643 | 3,8 | 8,22 | 1,69 | 2451 | 2,8 | 5,77 | 1,55 | 2200 | 2,8 | 6,03 | 1,57 | 4176 | 3,3 | 10,76 | 1,81 | 1850 | 3,8 | 7,71 | 1,67 |
| 10°C | - | - | - | - | 7890 | 3,8 | 13,96 | 1,69 | 3500 | - | 12,94 | 1,67 | 3050 | 2,5 | 13,84 | 1,69 | 8440 | 3,0 | 21,75 | 1,85 | 4300 | 3,00 | 17,92 | 1,76 |

1.3.6. P o w t a r z a l n o ś ć  w y n i k ó w [6], [7], [37], [38], [39], [40], [41], [42], [43], [44], [45], [46], [47], [48]

Badania Marshalla należy zaliczyć do grupy badań niszczących. Wynika stąd trudność w wyeliminowaniu różnic w wynikach spowodowanych nieuniknionym błędem eksperymentu.

ASTM D 1559-75 nie precyzuje żadnej wielkości określającej powtarzalność wyników badania Marshalla, a stawiane są tylko wymagania dotyczące jakości aparatury do pomiaru stabilności, w szczególności siłomierzy. Na przykład siłomierz o zasięgu do 22,24 kN musi charakteryzować się następującą dokładnością odczytu:

a) dla zakresu pomiaru do 4,448 kN (1000 funtów) - 44,5 N (10 funtów),
b) dla zakresu pomiaru od 4,448 kN (1000 funtów) do 22,24 kN (5000 funtów) - 66,7 N (15 funtów).

DIN 1996-U 59 wymagają, aby stabilność oznaczona na co najmniej trzech próbkach nie różniła się więcej niż o 20% od wartości średniej.

Średnia wartość stabilności jest zaokrąglana do 10 daN, gdy nie przekracza ona 500 daN, do 20 daN, gdy zawarta jest w przedziale od 500 daN do 1000 daN i do 50 daN, gdy przekracza 1000 daN.

Tolerancja ta może wydawać się przesadna, szczególnie dla badań dotyczących określenia optymalnej zawartości asfaltu. R. Rulck wykonał badania, które wykazały, że dla typowego betonu asfaltowego, zawierającego: 54% kruszywa 2/12, 38% piasku, 8% mączki i 4,6÷5,6% wag. asfaltu stabilność i odkształcenie, wykazują różnice do 20%.

W tablicy 1.5 zestawiono wyniki pomiaru stabilności i odkształcenia uzyskane z badań wykonanych w Stanach Zjednoczonych w okresie ostatnich dziesięciu lat.

Obecnie można uzyskać taką wartość odchylenia standardowego $\sigma$ dla zbioru wyników badań betonu asfaltowego, przeznaczonego na warstwy jezdne, przy której współczynnik zmienności będzie wynosił nie 20%, lecz tylko 10%.

W Wielkiej Brytanii wykonywana była bardzo duża liczba systematycznych pomiarów kontrolnych na próbkach pobranych z otaczarni w ramach nadzoru budowanych nawierzchni drogowych i lotniskowych. Z pomiarów tych wynika, że różnice stabilności wynoszą około 890 N (200 funtów) przy średniej $\bar{S}$ = = 10328 N (2322 funtów), zaś współczynnik zmienności W = 9% [46].

Przyczyn rozbieżności wyników należy dopatrywać się w technice pomiaru oraz w indywidualnych predyspozycjach osób wykonujących badania, jak np.: zmęczenie, brak koncentracji itp. Szczególnie trudne jest dokładne uchwycenie momentu zniszczenia próbki i równoczesne wykonanie w tym momencie odpowiednich odczytów.

J. Ruiz udowodnił, na podstawie studiów o charakterze psychotechnicznym, że zastępując klasyczny czujnik, służący do mierzenia odkształcenia próbki, przez urządzenie automatycznie rejestrujące wyniki, znacznie zmniejszy się ich rozrzut.

Zestawienie wyników pomiarów stabilności i odkształcania wg Marshalla wykonanych w celu oceny dokładności metody

| Autorzy badań i rok badań | Miejsce wytwarzani próbek i charakterystyka użytych materiałów | Skład asfaltu i mieszanki mineralnej | Liczba badanych próbek | Stabilność | | | Odkształcenie | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | S w N (w funtach) | 6 w N (w funtach) | W % | F w cm (w setnych cala) | 6 w cm (w setnych cala) | W % |
| F.B. Odask D.R. Nafus 1954 | W terenie; asfalt 108-120, kruszywo wap., piasek wypełniacz | 6% asfaltu + 94% kruszywa<br>42% - kruszywo 2/25<br>44% - piasek<br>14% - wypełniacz | 30 | 8731 (1963) | 1343 (302) | 15 | 4,08 (16) | 0,89 (3,5) | 22 |
| L.W. Corbett W.B. Warden 1955 | W terenie; asfalt, piasek, żwir | brak danych szczegółowych sk. 4% woln. przestrz. | 13-41 | 4715 (1060)<br>6672 (1500) | 515 (115)<br>921 (207) | 11<br>16 | | | |
| L.W. Corbett 1956 | W laboratorium; asfalt 85-100; kruszywo łamane lub żużel, piasek wypełniacz | 6% asfaltu + 94% kruszywa<br>a) kruszywo łamane | 30 | 5622 (1264) | 623 (140) | 11 | | | |
| | | b) żużel | 50 | 6236 (1402) | 862 (194) | 14 | | | |
| C.F. Parker 1956 | W terenie, asfalt 85-100; kruszywo łamane lub żużel, piasek, wypełniacz | 6% asfaltu + 94% kruszywa<br>57% - kruszywo 2/12<br>30% - piasek<br>5% - wypełniacz | | 7095 (1595) | 1339 (30) | 19 | 3,05 (12) | 0,51 (2) | 17 |
| J.F. Shook 1960 | W terenie | | 24 | 8998 (2023) | 707 (204) | 10 | | | |
| Highway Research Board (AASHO Road Test) 1962 | W terenie; asfalt 85-100; kruszywo wapienne, piasek, wypełniacz wapienny | 5% asfaltu + 95% kruszywa<br>54% - kruszywo 2/20<br>40% - piasek<br>6% - wypełniacz | 72 | 8896 (2000) | 556 (125) | 6 | 2,79 (11) | 0,30 (1,2) | 11 |
| R. Vokac 1962 | W laboratorium, asfalt 85-100; żwir, piasek, wypełniacz | 5% asfaltu + 95% kruszywa<br>46% - kruszywo 2/10<br>48% - piasek<br>6% - wypełniacz | 64 | 4074 (916) | 316 (71) | 8 | 2,39 (9,4) | 0,25 (1) | 11 |
| J. Hode Kayser P.F. Wadał 1963 | W terenie, asfalt 85-100; kruszywo wapienne., piasek, wypełniacz | 5% asfaltu + 94% kruszywa<br>90% - kruszywo 2/12<br>10% - wypełniacz | 64 | 7989 (1796) | 689 (115) | 9 | | | |

Oznaczenia: S - stabilność
F - odkształcenie
6 - odchylenie standardowe
W - współczynnik zmienności

Współczynnik zmienności obliczony dla zbioru odczytów,wykonanych przez trzy osoby, wynosił od 11% do 22%.

W przypadku zastosowania aparatu z automatycznym systemem rejestrowania wyników pomiarów, współczynnik zmienności zmieniał się od 10% do 13%. Liczba próbek w każdym badaniu wynosiła 14 lub 15 sztuk.

### 1.3.7. Uzupełniające dane dotyczące pomiaru stabilności i odkształcenia

Stabilność i odkształcenie nie są jedynymi kryteriami służącymi do oceny masy mineralno-bitumicznej. Określa się również takie cechy, jak: gęstość pozorna, zawartość wolnych przestrzeni w masie zagęszczonej oraz stopień wypełnienia wolnych przestrzeni lepiszczem (rys. 1.5).

Norma ASTM D 1559-75 wymaga, aby dla każdej badanej próbki ustalać następujące wielkości:

1) wysokość,
2) maksymalne obciążenie w momencie jej zniszczenia,
3) odkształcenie,
4) temperaturę otoczenia masy mineralno-bitumicznej,
5) temperaturę zagęszczania masy oraz
6) temperaturę próbek w trakcie pomiaru.

Według wspomnianej normy - dla próbek wykonywanych w laboratorium - temperatury otaczania kruszywa oraz zagęszczania masy powinny być tak ustalona, aby otaczanie odbywało się przy lepkości danego lepiszcza, wynoszącej 1,8 $\pm$ 0,2 $cm^2/s$, zagęszczanie zaś przy lepkości 3,0 $\pm$ 0,3 $cm^2/s$.

J.R. Bahri i L.F. Radar [49] wykonali eksperyment, w którym specjalnie zmieniali temperaturę wytwarzania masy oraz jej zagęszczenia. Badania ich wykazały, że zmiany te mają duży wpływ na wielkość stabilności i odkształcenia.

Wpływ ten jest na tyle istotny, że należy zwrócić szczególną uwagę na wybór odpowiedniej temperatury i lepkości użytego lepiszcza bitumicznego oraz kontrolę tych parametrów w czasie wytwarzania masy.

### 1.3.8. Wpływ rodzaju składników masy na wyniki badania Marshalla

Wykonano wiele prac, których celem było określenie wpływu poszczególnych składników masy na wyniki tego badania. Prace te można usystematyzować w trzech grupach, a mianowicie:

- badania wpływu rodzaju lepiszcza [24], [34], [35], [46], [51], [53], [55];
- badania wpływu rodzaju wypełniacza [24], [25], [46], [52], [56], [57], [58], [59], [60];
- badania wpływu rodzaju kruszywa [24], [25], [34], [61], [62], [63], [64], [65], [66], [67].

### 1.3.9. Zależność pomiędzy wynikami badania Marshalla, a zachowaniem się masy mineralno-bitumicznej wbudowanej w jezdnię

Pewna grupa badań wykonanych przez O.C.D.E [68], poświęcona była problemowi odporności nawierzchni bitumicznych na powstawanie odkształceń trwałych.

Badania wybranych odcinków nawierzchni bitumicznych na drogach w Hiszpanii, na których powstawały odkształcenia plastyczne w postaci kolein, nie wykazały wyraźnego związku między odpornością nawierzchni na powstawanie odkształceń trwałych, a wynikami projektowania składu masy na podstawie badań Marshalla i Hveema. Wbudowane masy miały skład podobny do składu mas stosowanych w USA.

Badania wykonana we Francji dotyczyły przede wszystkim analizy wyników zagęszczania wg Marshalla w celu oceny odporności nawierzchni na odkształcenia plastyczne.

W Wielkiej Brytanii, jak również w Belgii nie wykorzystuje się metody Marshalla do systematycznych badań mas mineralno-bitumicznych.

## 1.4. Badanie Hubbard-Fielda

### 1.4.1. Wstęp

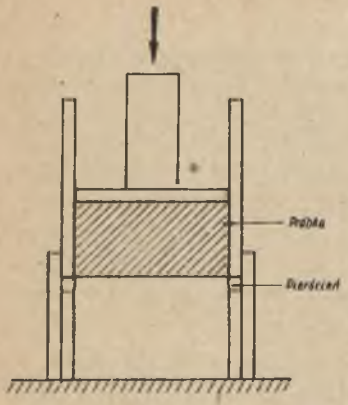
W latach dwudziestych P. Hubbard i F.C. Field, z Instytutu Asfaltowego w USA, opracowali jedną z pierwszych metod pomiaru stabilności drobnoziarnistych mas mineralno-bitumicznych oraz mastyksów, które wówczas stosowano jako samodzielne nawierzchnie bitumiczne. Wprowadzenie grubego kruszywa do produkcji mas mineralno-bitumicznych, przeznaczonych do budowy nawierzchni o dużym obciążeniu ruchem samochodowym, spowodowało konieczność opracowania modyfikacji tej metody, jednakże Instytut Asfaltowy przestał zalecać ją począwszy od 1963 roku.

Oryginalna wersja metody została jednak ogłoszona przez Amerykański Komitet Normalizacyjny w 1952 r. i potwierdzona ponownie bez istotnych zmian w 1961 roku.

### 1.4.2. Zasady pomiaru [9], [50], [70]

Badanie polega na przeciskaniu ze stałą prędkością badanej próbki cylindrycznej przez znormalizowany otwór (rys. 1.9). Stabilność masy wg Hubbard-Fielda jest to wartość maksymalnego nacisku zarejestrowanego w czasie obciążania badanej próbki.

Wg ASTM D 1138-73 badania wykonuje się na próbkach zagęszczanych w laboratorium w odpowiednich formach, bądź na próbkach wyciętych z nawierzchni, lecz o uziarnieniu nie większym niż 2 mm.




Rys. 1.9. Schemat zasady pomiaru stabilności wg metody Hubbard-Fielda

Podstawowe wymagania ASTM D 1138-73 są następujące:

1) wymiary próbek: wysokość 2,54 cm (1 cal), średnica 5,08 cm (2 cale);

2) średnica otworu pierścienia: 4,45 cm (1,75 cala);

3) temperatura badanej próbki: $(60 \pm 1)^{\circ}C$, jeżeli lepiszczem jest asfalt lub smoła.

Należy wspomnieć, że rozpowszechnienie metody Hubbard-Fielda nie było nigdy ograniczane przez ASTM. Była ona zalecana przez Amerykański Instytut Asfaltowy i w roku 1963 uległa modyfikacji ze względu na wprowadzenie mieszanek zawierających minimum 35% kruszywa grubego o uziarnieniu do 19 mm (3/4 cala). Instytut Asfaltowy zaproponował wtedy następujące warunki badania:

1) wymiary próbek: wysokość 7,62 cm (3 cale),
średnica 15,24 cm (6 cali);
2) średnica otworu pierścienia: 14,6 cm (5.75 cala).

Aktualnie Instytut Asfaltowy USA zaleca stosowanie metody zmodyfikowanej o wymienionych uprzednio warunkach pomiaru i dopuszcza do badania masy zawierającej kruszywo, które przechodzi w 65% przez sito 2 mm, a maksymalna średnica jego ziarn nie jest większa od 4,76 mm.

1.4.3. Z a s t o s o w a n i e m e t o d y [4], [9], [10], [69], [71], [72], [73]

Na podstawie licznych obserwacji nawierzchni wykonanych z mas mineralno-bitumicznych, których mieszanki zawierały co najmniej 65% ziarn przechodzących przez sito 2 mm, a równocześnie średnica największych ziarn nie przekraczała 4,76 mm, opracowano zasady oceny mas. Odnośne badania wykonali P. Hubbard i F.C. Field na próbkach o wysokości 2,54 cm (1 cal) i średnicy 5,08 (2 cale), uzyskując podstawę do sformułowania następujących zasad oceny:

- jeżeli masa ma stabilność co najmniej 8896 N (2000 funtów), to nie będzie wykazywała odkształceń trwałych, nawet przy obciążeniu ruchem ciężkim,
- jeżeli masa ma stabilność mniejszą od 5338 N (1200 funtów), to będzie skłonna do odkształceń trwałych przy ruchu ciężkim.

Zasady te posłużyły za podstawę projektowania mas mineralno-bitumicznych z uwzględnieniem rodzaju składników, właściwości materiałów miejscowych itp.

Równocześnie wykonywane były badania stabilności na próbkach o średnicy 15,24 cm (6 cali) oraz wysokości 7,62 cm (3 cale). Badania dotyczyły mas zawierających minimum 85% frakcji grysowej z ziarnami o największej średnicy 19 mm ($\frac{3}{4}$ cala). Stwierdzono, że zmodyfikowane wymiary badanych próbek wpływają w istotny sposób na wartość wyników. Na wyniki wpływa również sposób przygotowania próbek, a zwłaszcza ich zagęszczania.

Instytut Asfaltowy zalecał, aby masa po zagęszczeniu charakteryzowała się zawartością wolnych przestrzeni od 2% do 5%, a jej stabilność powinna być co najmniej równa wartości minimalnej. Zalecenia te, służące jako kryteria oceny jakości warstw jezdnych, zestawiono w tablicy 1.6.

Szczegółowe zasady stosowania metody Hubbard-Fielda do stabilizacji gruntów lepiszczami bitumicznymi opracowali A.M. Miller i E.W. Klinger, jak również A. Holmes.

Tablica 1.6

Zestawienie wymagań dla mas projektowanych wg metody Hubbard-Fielda, zaproponowanych przez Instytut Asfaltowy w 1964 r.

| Wymiary próbek i wymagana cecha | | Ruch ciężki | | Ruch średni i lekki | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | min. | max | min. | max |
| Średnica ø 50,8 mm (2 cale) | stabilność N (funty) | 8896 (2000) | | 5338 (1200) | 8896 (2000) |
| Wysokość 25,4 mm (1 cal) | zawartość wolnych przestrzeni % | 2 | 5 | 2 | 5 |

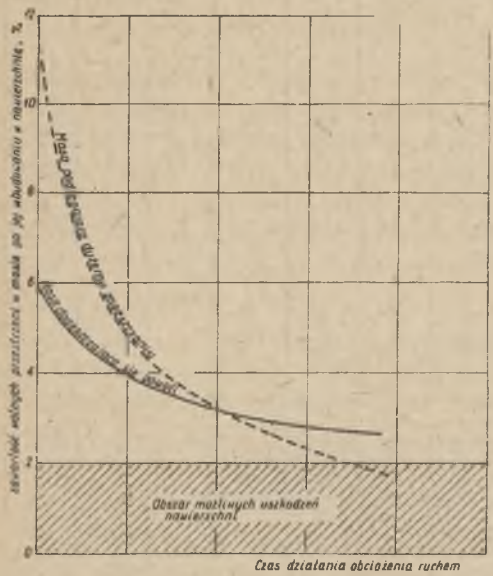
### 1.4.4. Interpretacja wyników badania [23], [74]

Podczas badania Hubbard-Fielda nie niszczy się całkowicie próbki. Zniszczenie próbki następuje tylko lokalnie (w sąsiedztwie pierścienia) na skutek działania sił ścinających.

Dokładne określenie naprężeń wewnątrz materiału w czasie badania jest niemożliwe, ocena zaś wyników opiera się wyłącznie na metodach empirycznych, wykorzystujących zależności otrzymane z obserwacji nawierzchni w okresie eksploatacji. Charakter tych obserwacji był reprezentatywny dla ruchu pojazdów nieogumionych (obręcze).

W badaniu Hubbard-Fielda przyjęto wymaganą zawartość wolnych przestrzeni, w próbce masy po jej zagęszczeniu, w przedziale od 2÷5%. Wartość 5% rozumiana była przez autorów jako górna granica, przy której masa spełniała jeszcze warunek nieprzepuszczalności. Natomiast dolna granica 2% została ustalona ze względu na zjawisko zwiększania się objętości lepiszcza

pod wpływem temperatury, jak również ze względu na możliwość dogęszczania się masy pod wpływem działania ruchu drogowego. Tak ustalone graniczne zawartości wolnych przestrzeni w masie są uznawane do chwili obecnej i powinny być przestrzegane przy projektowaniu nas nieprzepuszczalnych.




Rys. 1.10. Przebieg zmian zawartości wolnych przestrzeni w masach mineralno-asfaltowych pod wpływem działania ruchu [11]

Badania wykazały (rys. 1.10), że lepiej jest wbudowywać masy o początkowej zawartości wolnych przestrzeni 5÷6%, zagęszczają się one wolniej pod wpływem ruchu niż masy o dużej początkowej zawartości wolnych przestrzeni i skłonności do szybkiego dogęszczania się. W tym drugim typie masy pod wpływem działania ruchu może zostać przekroczona dopuszczalna minimalna granica zawartości wolnych przestrzeni (2%), jak również mogą objawić się w początkowej fazie eksploatacji skutki erozji.

Komitet Techniczny ds. Nawierzchni Butimicznych w Brukseli określił dla zagęszczonych mas mineralno-bitumicznych maksymalną zawartość wolnych przestrzeni równą 5%.

Należy zwrócić uwagę na zjawisko występujące w sąsiedztwie pierścienia w trakcie badania Hubbard-Fielda. Występująca tam duża koncentracja naprężeń może doprowadzić do przełamania poszczególnych ziarn kruszywa badanej próbki. Wynika stąd wniosek, że stabilność wg Hubbard-Fielda zależy w istocie od wytrzymałości ziarn kruszywa.

Temperatura badania, wynosząca 60°C, została przyjęta przez twórców metody jako maksymalna temperatura, którą może osiągnąć nawierzchnia bitumiczna w czasie normalnej eksploatacji w upalne lato.

### 1.4.5. W a r i a n t y  m e t o d y

Należy tu wymienić przede wszystkim pracę J.T. Hulsa i W.T. Halsteada [76], którzy obserwowali zmiany zachodzące w mastyksie asfaltowym, poddanym działaniu ruchu przez okres 9 lat. Stabilność Hubbard-Fielda była mierzona na próbkach wyciętych z nawierzchni. Wymiary próbek odpowiadały metodzie oryginalnej, tzn. średnica wynosiła 5,08 cm (2 cale), a wysokość 2,54 cm (1 cal). W pierwszych czterech latach obserwowano widoczny wzrost zagęszczenia nawierzchni, jak również wzrost jej stabilności. Niestety, znaczny przyrost obciążenia w późniejszych latach oraz wpływ starzenia się lepiszcza uczyniły większą część wyników pomiaru nieporównywalnymi.

Tablica 1.7

Zestawienie wyników badania wpływu wymiarów próbek, form oraz pierścienia pomiarowego na stabilność mastyksu bitumicznego wg Hubbard-Fielda [78]

| Średnica próbki | | Średnica pierścienia | | Stabilność wg Hubbard-Fielda określona w temp. 60°C przy odpowiadającej średnicy form | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | cale | mm | cale | 50,8 mm N | 2,00 cale funty | 51,3 mm N | 2,02 cala funty | 51,8 mm N | 2,04 cala funty |
| 50,3 | 1,98 | 44,2 | 1,74 | 12343 | 2275 | 10119 | 2275 | 10230 | 2300 |
| | | 44,5 | 1,75 | 11120 | 2500 | 10342 | 2325 | 10786 | 2425 |
| | | 44,7 | 1,76 | 10786 | 2425 | 9341 | 2100 | 10119 | 2275 |
| 50,8 | 2,00 | 44,2 | 1,74 | | | 12342 | 2775 | 12010 | 2700 |
| | | 44,5 | 1,75 | | | 12343 | 2775 | 12121 | 2725 |
| | | 44,7 | 1,76 | | | 10675 | 2400 | 11898 | 2675 |
| 51,3 | 2,02 | 44,2 | 1,74 | | | | | 13344 | 3000 |
| | | 44,5 | 1,75 | | | | | 13789 | 3100 |
| | | 44,7 | 1,76 | | | | | 12899 | 2900 |

Spośród wariantów o podobnej technice badania, a które w rzeczywistości ją modyfikują, należy wymienić metodę Schulza oraz metodę "Puncking Shear", opracowaną w Teksaskim Departamencie Drogowym. Opis tych metod zawarty jest w publikacjach [54] i [97].

1.4.6. Powtarzalność wyników [77] i [78]

Podobnie jak we wszystkich badaniach niszczących, w badaniu Hubbard-Fielda niemożliwe jest wyeliminowanie odchyleń spowodowanych błędami eksperymentu oraz błędami wykonawstwa próbek.

ASTM D 1138-73 nie zawiera żadnego warunku gwarantującego powtarzalność wyników w przypadku badania próbek mastyksów bitumicznych. Nie określa ona również wymagań dotyczących dokładności urządzenia obciążającego próbkę w czasie badania. Norma ta zawiera natomiast następujące wymagania dotyczące wymiarów próbek:

- dopuszcza się odchylenie od wymaganej średnicy próbek wykonanych w laboratorium, wynoszące 0,05%, tzn. $\emptyset$ = 5,08 $\pm$ 0,0025 cm (2 $\pm$ 0,001 cala),
- dopuszcza się odchylenie 0,1% od wymaganej średnicy wewnętrznej formy, tzn. $\emptyset_f$ = 5,13 $\pm$ 0,0025 cm (2,02 $\pm$ 0,001 cala),
- dopuszcza się odchylenie 0,001 cala od wymaganej średnicy wewnętrznej pierścienia, tzn. $\emptyset$ = 4,44 $\pm$ 0,0025 cm.

Wymagania te są uzasadnione i zostały opracowane na podstawie wyników badań, które wykazały duży wpływ stosunkowo niewielkich zmian w wymiarach próbek (rzędu 1%) na stabilność Hubbard-Fielda. Badania takie wykonał J. T. Pauls (tabl. 1.7), a dotyczyły one masy o składzie: 11% asfaltu o penetracji 50/60, 13% wypełniacza wapiennego, 76% piasku rzecznego, z której wykonane były próbki o różnych wymiarach.

Otrzymane dla różnych wymiarów form, próbek i pierścienia, wartości stabilności zmieniają się w przedziale 9341 N ÷ 13709 N (od 2100 funtów do 3100 funtów).

1.4.7. Wpływ rodzaju składników masy na rezultaty wyników badania wg Hubbard-Fielda

Na ten temat opublikowano niewiele prac badawczych. Jedną z nich jest praca W.O.B. Hillmana, określająca wpływ rodzaju lepiszcza na stabilność masy [79].

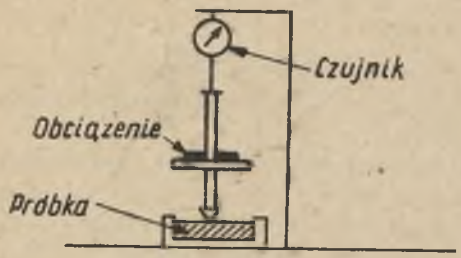
## 1.5. Badanie penetrometrem stożkowym [80]

Badanie penetrometrem stożkowym, podobnie jak badanie wg metody Hubbard-Fielda, stosuje się do mastyksów bitumicznych oraz do drobnoziarnistych mas mineralno-bitumicznych, takich jak piaski otoczone asfaltem itp.

1.5.1. Zasada pomiaru

Stabilność S badanej masy mineralno-bitumicznej, wyrażona w jednostkach ciśnienia, określana jest przez pomiar siły przy wciskaniu obciążonego stemplem stożkowego (rys.1.11), którego półkąt przy wierzchołku równym jest 45°. Wgłębienie stożka mierzy się w środku jako "odcisku".

Obciążenie stożka dobiera się w taki sposób, aby w ciągu 3 minut uzyskać zagłębienie od 3 do 5 mm. Badanie wykonuje się w temperaturze 18°C, a stabilność określa się z następującego wzoru



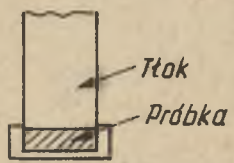

Rys. 1.11. Schemat badania penetrometrem stożkowym

$$S = \frac{P}{\pi \cdot e^2}, \qquad (1.7)$$

gdzie:

P - obciążenie w daN,

e - zagłębienie stempla w cm.




Rys. 1.12. Schemat zagęszczania próbki

Badanie wykonuje się na próbkach spełniających następujące wymagania:

- masa próbki - 0,325 kg,
- średnica próbki $\phi$ = 101,5 mm,
- zagęszczenie siłę 60 kN działającą w czasie 3 minut, jak to przedstawiono na rysunku 1.12.

## 1.6. Badanie Hveema

1.6.1. Zarys historyczny powstania metody [4]

Metoda Hveema została opracowana w Kalifornijskim Departamencie Drogowym pod kierunkiem Francisa Hveema i służyła do projektowania składu mas mineralno-bitumicznych przeznaczonych do budowy dróg. Metoda ta była również znana pod nazwą metody kalifornijskiej.

Pierwsza faza badań została opublikowana w 1942 roku w pracy pt. "Centrifuge Kerosene Equivalent", a znanej również jako badanie CKE. Celem tego badania było określenie optymalnej zawartości lepiszcza na podstawie pomiaru powierzchni właściwej kruszywa oraz jego zdolności absorpcyjnych.

Następnie opracowano metodę pomiaru odporności na odkształcenia oraz badania spójności masy za pomocą nowych przyrządów, tj. stabilometru i kohezjometru Hveema.

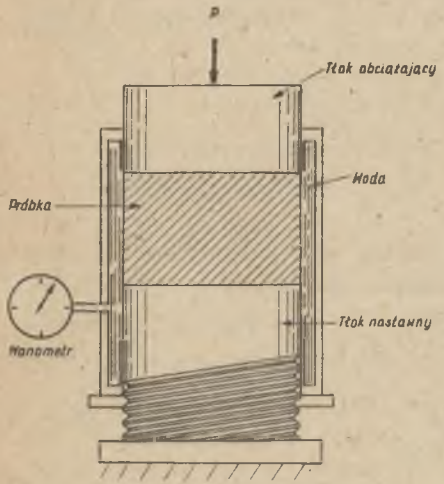
Badania wykonano na próbkach o ściśle określonych wymiarach i od 1955 roku były one wykorzystywane w całej Kalifornii do projektowania mas mineralno-bitumicznych, jak również zostały oficjalnie uznane przez Amerykański Instytut Asfaltowy.

W 1958 roku badania te zostały zatwierdzone przez Komitet Normalizacyjny ASTM, a następnie uaktualniane w latach 1962, 1963 oraz w 1971.

### 1.6.2. Zasady pomiaru [81]

A. Badanie próbek w stabilometrze Hveema

Badanie w stabilometrze Hveema (rys. 1.13).wykonuje się na próbkach cylindrycznych o następujących wymiarach:




Rys. 1.13. Schemat pomiaru stabilności w aparacie Hveema

- średnica $\emptyset$ = 10,16 cm (4 cale),
- wysokość h = 6,35 cm (2,5 cala).

Próbki zagęszczane są za pomocą specjalnego urządzenia obrotowego, a następnie przechowywane w temperaturze $60^{o}C \pm 3^{o}C$.

Badanie polega na ściskaniu próbek siłą osiową, ze stałym przyrostem odkształcenia - równym 1,27 mm/min (0,05 cala na minutę). Przed przyłożeniem obciążenia pionowego ciśnienie boczne wynosi 34475 $N/m^2$ (5 funtów/$cal^2$). W trakcie badania odczytuje się ciśnienie boczne przy wzroście obciążenia pionowego od 2224 N (500 funtów) do 26688 N (6000 funtów). W momencie, gdy siła pionowa osiąga swoje maksimum, zatrzymuje się ruch prasy, a następnie próbkę obciąża się siłą pionową równą 4448 N (1000 funtów), zaś ciśnienie boczne ponownie doprowadza się do wielkości 34475 $N/m^2$, co spowoduje ponowną redukcję siły pionowej, czyli będzie ona mniejsza o 4448 N (1000 funtów).

Celem badania jest pomiar odkształcenia bocznego wywołanego odpowiednimi zmianami ciśnienia bocznego w przedziale 34,475 $kN/m^2 \div 689,50$ $kN/m^2$ (5 funtów/$cal^2 \div 100$ funtów na $cal^2$).

Pomierzone wartości pozwalają wnioskować o tzw. stabilności względnej, nazywanej również stabilnością wg Hveema. Stabilność tę oblicza się z zależności

$$S = \frac{2,22}{\frac{P_h D}{P_v - P_h} + 0,222}, \qquad (1.8)$$

gdzie:

S - stabilność względna Hveema w %,

$P_v$ - ciśnienie pionowe,

$P_h$ - ciśnienie boczne odpowiadające wartości $P_v$,

D - funkcja odkształcenia bocznego zależna od wzrostu ciśnienia bocznego w przedziale 34,475 kN/m$^2$ ÷ 689,50 kN/m$^2$ (5÷100 funtów na cal$^2$), przy ciśnieniu pionowym równym 551,64 kN/m$^2$ (80 funtów na cal$^2$).

Norma ASTM D 1560-71 określa dla badania Hveema, wykonywanego na próbkach przygotowanych w laboratorium, następujące warunki:

1) wymiary próbek: wysokość h = 6,35 cm (2 $\frac{1}{2}$ cala),
średnica $\emptyset$ = 10,16 cm (4 cale);

2) prędkość odkształcenia pionowego: 0,127 cm/min (0,05 cala/min);

3) temperatura próbek:: (60 $\pm$ 3)$^o$C.

Ogólnie można stwierdzić, że ciśnienie boczne $P_h$ przyjmowane do obliczeń stabilności względnej S, odpowiada ciśnieniu pionowemu $P_v$ o wartości 2,758 MN/m$^2$ (400 funtów na cal$^2$). Uwzględniając ten warunek, zależność (1.8) można zapisać w następującej postaci:

$$S = \frac{22,2}{\frac{P_h D}{400 - P_h} + 0,222} \qquad (1.9)$$

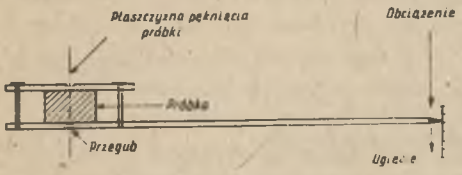
albo

$$S = \frac{100(400 - P_h)}{400 - P_h(1 - \frac{D}{0,222})}. \qquad (1.10)$$

Ciśnienie boczne $P_h$ we wzorze (1.10) wyrażone jest w funtach na cal$^2$. W publikacji L.E.Mc Carty'ego [82] są tablice wartości fukcji $(1 - \frac{D}{0,222})$, określone dla wartości D z przedziału od 0,60÷2,59.

B. Badanie próbek w kohezjometrze Hveema

W badaniu tym cylindryczna próbka poddana jest działaniu sił rozciągających (rys. 1.14), przy założeniu stałego przyrostu obciążenia, aż do momentu złamania próbki.




Rys. 1.14. Schemat pomiaru spójności w kohezjometrze Hveema

Badaniu w kohezjometrze poddaje się zwykle próbki uprzednio badane w etabilometrze. Wartość maksymalnego obciążenia, powodującego złamanie próbki, jest wykorzystana do obliczenia wskaźnika spójności Hveema z następującego wzoru

$$C = \frac{L}{W(0{,}20\ H + 0{,}445\ H^2)}, \quad (1.11)$$

gdzie:

C - wartość wskaźnika spójności Hveema wyrażona w gramach na cal średnicy próbki i ustalona dla próbki o wysokości do 7,62 cm (3 cale),

W - średnicm próbki w calach,

H - wysokość próbki w calach,

L - siła w gramach, przy której następuje złamanie próbki.

ASTM D 1560-71 określa następujące warunki badania:

- wymagana temperatura próbki wynosi $(60 \pm 1)^{o}C$,
- wielkość przyrostu obciążenia - 17,66 N/min (1,800 kG/min).

Obciążenie przyłożne jest na końcu dłuższego ramienia dźwigni o długości 76,2 cm (30 cali). Według ASTM wartość L powinna odpowiadać obciążeniu przyłożonemu w momencie zniszczenia próbki. Jeżeli próbka wygnie się przed złamaniem, to wartość L odpowiada ciężarowi, który powoduje wychylenie się ramienia dźwigni o 1,27 cm (0,5 cala) od poziomu.

### 1.6.3. Zastosowanie metody [9], [10], [50], [83], [84]

Metoda Hveema, w takiej samej postaci w jakiej była stosowana przez Kalifornijski Departament Drogowy, nadal służy do projektowania mas mineralno-bitumicznych. Za jej pomocą projektuje się zarówno betony asfaltowe, jak również inne masy bitumiczne o średnicy ziarn kruszywa do 25 mm, z lepiszczem upłynnionym.

Próbki wykonane w laboratorium i przeznaczone do badań w kohezjometrze oraz stabilometrze Hveema, mają zwykle zawartość asfaltu równą lub bliską zawartości optymalnej, określonej za pomocą badania C.K.E. lub jakiejkolwiek innej metody.

Metoda Hveema rozpowszechniona jest również we wschodnich regionach Stanów Zjednoczonych. Odpowiednie departamenty drogowe tych regionów opracowały swoje wymagania dotyczące wyników badania, uwzględniając warunki danego regionu oraz intensywność obciążenia ruchem. W tablicy 1.8 zestawiono wymagania ustalone przez Instytut Asfaltowy USA na podstawie badań wykonanych w temperaturze standardowej +60°C.

Tablica 1.8

Wartości współczynnika stabilności i spójności proponowane przez Instytut Asfaltowy dla mas mineralno-bitumicznych otaczanych na gorąco

| Rodzaj badania | Minimalne wartości współczynnika stabilności i spójności | | |
|---|---|---|---|
| | ruch lekki | ruch średni | ruch ciężki |
| W stabilometrze | 30% | 35% | 37% |
| W kohezjometrze | 50% | 50% | 50% |

Zalecana minimalna zawartość wolnych przestrzeni w masie mineralno-asfaltowej powinna wynosić 4%. Wielkość ta odpowiada - według opinii amerykańskiej - masom spełniającym wymagania zestawione w tablicy 1.8.

Poszukiwanie składu masy o bardzo dużej stabilności względnej (np.60%) jest rzadko uzasadnione, tym bardziej, że należy się wtedy spodziewać dużych trudności przy wbudowywaniu tego typu masy w jezdnię.

W Wielkiej Brytanii wykonano eksperymentalnie badania w temperaturze +45°C. Badania te, wykonane na próbkach betonu smołowego i asfaltowego, wykazały, że wymagana stabilność względna dla dróg obciążonych ruchem ciężkim, zlokalizowanych na południu kraju, powinna być większa do 34 w temperaturze +45°C [23], [53].

Badania w stabilometrze Hveema były również wykorzystywane jako metoda kontrolna w szczegółowych pracach studialnych, dotyczących procesów mieszania i zagęszczania masy [85], [86], [87].

### 1.6.4. Interpretacja wyników badania [82], [88], [89], [90], [91], [92], [93], [94]

Badanie w stabilometrze Hveema jest szczególnym przypadkiem ściskania trójosiowego.

Badanie to jest uzupełnione oznaczeniem współczynnika spójności w kohezjometrze związanego z wytrzymałością badanej próbki na rozciąganie przy złamaniu.

Opisując swoje badania w stabilometrze, F.N. Hveem założył, że przy działaniu na cylindryczną próbkę obciążenia pionowego z jednoczesnym ogra-

niczeniem odkształcenia poziomego powinna istnieć bardzo prosta zależność pomiędzy ciśnieniem pionowym $P_v$ a ciśnieniem bocznym $P_h$.

Jeżeli w stabilometrze byłaby testowana ciecz, wówczas $P_h$ byłoby równe $P_v$, a stabilność tego typu materiału byłaby równa 0. Natomiast w przypadku próbki ze stali wartość $P_h$ byłaby równa 0, zaś stabilność odpowiednio równałaby się wartości 100. Z tego rozumowania wynika zakres stabilności względnych badanych materiałów od 0 do 100.

Na podstawie licznych obserwacji wykonanych nawierzchni bitumicznych oraz na podstawie wartości stabilności względnej, obliczonej ze wzoru (1.8), ustalono graniczną wartość stabilności względnej równą 35% (tabl. 1.8).

Jak wykazały badania Hveema i Davisa wzór (1.8) lub (1.10) może być stosowany zarówno do betonów asfaltowych, jak i do gruntów badanych w stabilometrze. Wzór ten można też napisać w następującej postaci ogólnej

$$S = 100 \cdot \frac{P_v - P_h}{P_v - P_h(1 - \frac{D}{D_o})}, \qquad (1.12)$$

gdzie:

$D_o = 0{,}222$ - dla betonów asfaltowych,

$D_o = 2{,}5$ - dla gruntów.

Zachodzi pytanie: czy badania Hveema mogą służyć do określenia charakterystyk fizycznych badanego materiału?

Chociaż przy badaniu w stabilometrze Hveema materiał znajduje się w trójosiowym stanie naprężeń, to nie można jednak na podstawie wyników tego badania sądzić o cechach podstawowych, takich jak kąt tarcia wewnętrznego, ponieważ przy podanych uprzednio wymiarach próbek (stosunek wysokości do średnicy równy 0,6) ujawnia się wpływ tarcia na stykach płytek obciążających z próbką.

Intencją dociekań F.N. Hveema i R.M. Carmany'ego było zbliżenie stanów naprężenia i odkształcenia materiału badanego i występującego w nawierzchni oraz ocena przydatności materiału nawierzchniowego na podstawie znajomości jego wytrzymałości na ściskanie.

B.A. Vallerga, analizując prace wykonane do 1955 roku, uznał badanie w stabilometrze Hveema za metodę najlepszą, a równocześnie praktyczną, tzn. przydatną do kontroli bieżącej materiału w laboratorium.

F.N. Hveem i inni naukowcy z Kalifornijskiego Departamentu Drogowego stwierdzili, że przy projektowaniu nawierzchni drogowych, bardziej przydatne jest określenie - dla materiałów przeznaczonych do ich budowy - odporności na odkształcenia dopuszczalne podczas ich użytkowania, niż określenie wielkości występujących w chwili ich zniszczenia.

Opracowano metodę wymiarowania nawierzchni opartą na zdolności podłoża gruntowego do przenoszenia obciążeń oraz na wartościach $P_v$ i $P_h$ uzyska-

nych z badania w stabilometrze. Łączną grubość nawierzchni wykonanej z betonu asfaltowego oraz warstwy podbudowy, która będzie chronić podłoże od odkształceń plastycznych, można obliczyć z następującego wzoru empirycznego

$$T = \frac{(K\, p \sqrt{e} \log r)(\frac{P_h}{P_v} - 0{,}10)}{\sqrt[5]{C}}, \qquad (1.13)$$

gdzie:

T - grubość konstrukcji nawierzchni i podbudowy w calach,

K - współczynnik korelacji równy 0,02,

p - nacisk opon w funtach na cal kwadratowy,

e - rzeczywiste pole śladu opon w calach kwadratowych,

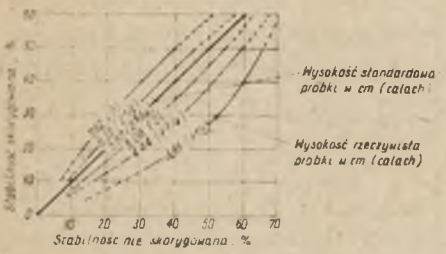
r - liczba powtórzeń obciążenia,

$P_v$, $P_h$ - ciśnienie pionowe i boczne pomierzone w stabilometrze, a odpowiadające ciśnieniu na powierzchni styku podbudowy z podłożem gruntowym; na ogół pomiar jest wykonany przy ciśnieniu pionowym równym 1,102 $MN/m^2$ (160 funtów na cal kwadratowy),

C - wytrzymałość na zerwanie, określona w kohezjometrze dla warstw nawierzchni i podbudowy, a wyrażona w gramach na cal kwadratowy.

L.E.Mc Carty [82] badał zależność pomiędzy wartością stabilności wg Hveema, a innymi właściwościami mas mineralno-bitumicznych, zwłaszcza wytrzymałością krytyczną na ścinanie w płaszczyźnie zerwania. Bazując na adaptacji teorii Mohra do standardowych wymiarów badanych w stabilometrze próbek, zwrócił uwagę na konieczność określenia zależności pomiędzy wysokością próbek, a stałą średnicą $\emptyset$ = 10,6 cm (4 cale) oraz grubością nawierzchni.

L.E.Mc Carty stwierdził również, że błędna jest metoda wymiarowania nawierzchni, o stosunkowo grubych warstwach, na podstawie wyników badań wykonanych w stabilometrze na próbkach o małej wysokości. Również nieprawidłowe okazało się wymiarowanie cienkich warstw nawierzchni na podstawie badań próbek o dużych wymiarach. W obu tych przypadkach zachodzi konieczność uwzględniania współczynników korygujących, które zostały opracowane przez Teksaski Departament Drogowy w 1946 r., a po ich modyfikacji w 1962 roku są nadal stosowane. Zmodyfikowane krzywe (rys. 1.15), korygujące pomierzoną stabilność, zależnie od wysokości badanych próbek, służą do sprowadzenia wartości pomierzonych do wartości odpowiadających próbkom o wysokości 5,87 cm ($2\frac{5}{16}$ cala), zamiast 6,35 cm ($2\frac{1}{2}$ cala), jak w metodzie oryginalnej Kalifornijskiego Departamentu Drogowego.




Rys. 1.15. Wykresy do korygowania wartości pomierzonej w stabilometrze Hveema ze względu na rzeczywistą wysokość badanej próbki, różną od wysokości standardowej

Z analizy wyników otrzymanych wg metody zmodyfikowanej i z wartości współczynników korygujących wynika, że stabilność określona wg zmodyfikowanej metody opracowanej w Teksasie jest większa od stabilności określonej metodą kalifornijską.

Analizując wykresy przedstawione na rys. 1.15 należy stwierdzić, że stosowana poprawka zmienia się wraz z wartością mierzonej stabilności (z wyjątkiem odnoszącej się do próbek o wysokości standardowej) i że poprawki dla danej wysokości próbki zmieniają się nieliniowo.

R.A. Jimenz i B.M. Gallaway [94] stwierdzili, że ustalony zakres poprawek jest zawężony, ponieważ może zaistnieć konieczność przeliczenia stabilności odpowiadającej innej wysokości próbki niż wysokość standardowa. Z tego też względu zaproponowali oni inny zakres poprawek. Analiza statystyczna wyników uzyskanych na próbkach o wysokości zawartej między 3,81-6,35 cm (1 $\frac{1}{2}$ cala i 2 $\frac{1}{2}$ cala) z sześciu różnych betonów asfaltowych (tablica 1.9) pozwoliła im ustalić zależność liniową mierzonej stabilności od wysokości próbek. Z pewnym przybliżeniem można stwierdzić, że zależność ta obowiązuje bez względu na skład betonu asfaltowego o kruszywie z ziarnami o średnicy do 16 mm. Na podstawie swych badań R.A. Jimenez i B.M. Gallaway opracowali zależność między stabilnością znormalizowaną ($S_A$), odpowiadającą próbkom o wysokości wymaganej ($H_D$), a stabilnością pomierzoną ($S_M$), odpowiadającą wysokości badanej próbki ($H_M$). Zależność tę wyrazili wzorem

$$S_A = S_M - 20{,}1(H_D - H_M), \qquad (1.14)$$

gdzie:

$S_A$, $S_M$ - stabilności wyrażone w %,

$H_D$, $H_M$ - wysokości próbek wyrażone w calach.

Stwierdzili oni różnice między wartościami obliczonymi ze wzoru (1.14) i odczytanymi z wykresu przedstawionego na rysunku 1.15.

Odkształcenie osiowe próbek w czasie badania w stabilometrze Hveema jest małe i wynosi od 4 do 6%.

Dla mieszanek asfaltowych o względnej stabilności $>35\%$, współczynnik zmienności tej stabilności mieści się w przedziale od 5 do 6%.

Stwierdzono niewielką zależność pomiędzy stabilnością a gęstością pozorną. Taki sam wniosek wysunęli w swojej pracy F.N. Hveem i B.A. Valler-

Wyniki badania w stabilometrze Hveema próbek betonu asfaltowego o zmiennym składzie [78]

| Charakterystyka masy | Liczba badanych próbek | Wysokość $\bar{H}_M$ próbek (cm) | Wysokość $\bar{H}_M$ próbek (cal) | Gęstość pozorna próbek, g/cm$^3$ | | | Stabilność względna, % | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $\bar{\varrho}_m$ | $G$ | $\bar{G}$ | $S_M$ | $G$ | $\bar{G}$ |
| Nr 1 | 5 | 3,78 ± 0,10 | 1,49 ± 0,04 | 2,394 | 0,009 | 0,004 | 62,0 | 1,5 | 0,7 |
| Asfalt o penetracji 85-100, | 5 | 4,27 ± 0,10 | 1,68 ± 0,04 | 2,398 | 0,007 | 0,003 | 55,8 | 3,6 | 1,6 |
| 1,4% kruszywa o $d_{max}$ = 12-16 mm | 5 | 5,08 ± 0,10 | 2,00 ± 0,04 | 2,398 | 0,008 | 0,004 | 52,6 | 3,9 | 1,9 |
| | 6 | 5,59 ± 0,15 | 2,20 ± 0,06 | 2,380 | 0,005 | 0,002 | 44,6 | 1,6 | 0,6 |
| | 6 | 6,30 ± 0,13 | 2,48 ± 0,05 | 2,381 | 0,010 | 0,004 | 46,5 | 2,1 | 0,8 |
| Nr 2 | 6 | 3,86 ± 0,10 | 1,52 ± 0,04 | 2,569 | 0,028 | 0,012 | 55,5 | 1,4 | 0,6 |
| Asfalt o penetracji 85-100, | 6 | 4,49 ± 0,10 | 1,77 ± 0,04 | 2,575 | 0,017 | 0,007 | 50,6 | 4,0 | 1,6 |
| 0,7% kruszywa o $d_{max}$ = 12-16 mm | 6 | 5,13 ± 0,15 | 2,02 ± 0,06 | 2,570 | 0,019 | 0,008 | 47,4 | 1,3 | 0,6 |
| | 6 | 5,61 ± 0,23 | 2,21 ± 0,09 | 2,570 | 0,015 | 0,006 | 42,8 | 2,6 | 1,0 |
| | 6 | 6,14 ± 0,08 | 2,42 ± 0,03 | 2,574 | 0,019 | 0,008 | 37,5 | 5,1 | 2,1 |
| Nr 3 | 6 | 3,83 ± 0,05 | 1,51 ± 0,02 | 2,342 | 0,013 | 0,005 | 55,6 | 2,9 | 1,2 |
| Asfalt o penetracji 85-100, | 6 | 4,47 ± 0,02 | 1,76 ± 0,01 | 2,351 | 0,006 | 0,002 | 51,0 | 1,9 | 0,8 |
| 0,5% kruszywa o $d_{max}$ = 12-16 mm | 6 | 5,05 ± 0,05 | 1,99 ± 0,02 | 2,342 | 0,009 | 0,003 | 46,0 | 1,8 | 0,7 |
| | 6 | 5,53 ± 0,05 | 2,18 ± 0,02 | 2,346 | 0,008 | 0,003 | 41,6 | 2,3 | 0,9 |
| | 6 | 6,35 ± 0,05 | 2,50 ± 0,02 | 2,345 | 0,009 | 0,003 | 34,8 | 4,5 | 1,9 |
| Nr 4 | 6 | 3,71 ± 0,02 | 1,46 ± 0,01 | 2,302 | 0,007 | 0,002 | 49,7 | 2,0 | 0,8 |
| Asfalt o penetracji 85-100, | 6 | 4,24 ± 0,07 | 1,67 ± 0,03 | 2,275 | 0,033 | 0,013 | 40,8 | 2,8 | 1,2 |
| 0,9% kruszywa o $d_{max}$ = 4,76-6,3 mm | 6 | 4,95 ± 0,05 | 1,95 ± 0,02 | 2,281 | 0,010 | 0,004 | 39,2 | 0,8 | 0,3 |
| | 6 | 5,46 ± 0,02 | 2,15 ± 0,01 | 2,285 | 0,009 | 0,004 | 31,3 | 1,4 | 0,6 |
| | 6 | 6,20 ± 0,05 | 2,44 ± 0,02 | 2,292 | 0,007 | 0,003 | 27,9 | 1,0 | 0,4 |
| Nr 5 | 6 | 3,68 ± 0,02 | 1,45 ± 0,01 | 2,345 | 0,003 | 0,001 | 37,5 | 3,1 | 1,3 |
| Asfalt o penetracji 85-100, | 6 | 4,32 ± 0,02 | 1,70 ± 0,01 | 2,348 | 0,003 | 0,001 | 35,2 | 2,3 | 0,9 |
| 0,9% kruszywa o $d_{max}$ = 4,76-6,3 mm | 6 | 4,90 ± 0,02 | 1,93 ± 0,01 | 2,345 | 0,002 | 0,001 | 29,1 | 4,2 | 1,7 |
| | 6 | 5,56 ± 0,05 | 2,19 ± 0,02 | 2,343 | 0,002 | 0,001 | 25,2 | 3,2 | 1,3 |
| | 6 | 6,30 ± 0,05 | 2,48 ± 0,02 | 2,342 | 0,004 | 0,001 | 19,3 | 1,9 | 0,8 |
| Nr 6 | 6 | 3,81 ± 0,02 | 1,50 ± 0,01 | 2,394 | 0,004 | 0,001 | 25,5 | 2,2 | 1,0 |
| Asfalt o penetracji 85-100, | 6 | 4,39 ± 0,02 | 1,73 ± 0,01 | 2,403 | 0,004 | 0,002 | 16,1 | 1,9 | 0,8 |
| kruszywo o $d_{max}$ = 16 mm | 6 | 5,08 ± 0,02 | 2,00 ± 0,01 | 2,406 | 0,017 | 0,007 | 14,8 | 1,8 | 0,7 |
| | 6 | 5,59 ± 0,08 | 2,20 ± 0,03 | 2,399 | 0,003 | 0,001 | 9,2 | 1,5 | 0,6 |
| | 6 | 6,30 ± 0,02 | 2,48 ± 0,01 | 2,402 | 0,003 | 0,001 | 5,8 | 1,1 | 0,4 |

Oznaczenia: $G$ – błąd standardowy pojedynczego pomiaru,

$\bar{G}$ – błąd standardowy wartości średniej.

ga [95] stwierdzając, że istnieje duża zależność pomiędzy wynikami ze stabilometru, a właściwościami nawierzchni, lecz równocześnie bardzo mała zależność pomiędzy tymi właściwościami a gęstością pozorną masy.

### 1.6.5. Powtarzalność wyników pomiaru

Jak we wszystkich metodach niszczących, również i w tej nie jest możliwe wyeliminowanie odchyleń, które są spowodowane błędami eksperymentu oraz błędami popełnionymi przy wykonywaniu próbek.

ASTM D 1560-71 nie precyzuje żadnych kryteriów powtarzalności poza wymaganiami dotyczącymi dokładności urządzenia obciążającego.

### 1.6.6. Wpływ rodzaju składników masy na wyniki badania Hveema

Zostało wykonanych kilka prac dotyczących wpływu składników masy na jej stabilność wg Hveema. Na uwagę zasługują prace [52] i [60], w których rozpatrywano wpływ rodzaju mączki na stabilność według Hveema oraz prace [66] i [96] na temat związku między rodzajem kruszywa i stabilnością względną.

## LITERATURA do rozdziału 1


[1] Duriez M. et Arrambide J.: Nouveau traité de matériaux de construction. Paris, 1962.

[2] Bitumes et enrobés bitumineux - Journées d'information Ministére de l'Equipement et du Logement. Laboratore Central des Ponts et Chaussées. Paris, 1972.

[3] Directive pour la réalisation de couche de surface de chaussée en béton bitumineux. Ministére de l'Equipement et du Logement.Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), Paris,septembre 1969.

[4] Woods K.B. et al. "Higway Engineering Handbook". 1 st ed,Mc Graw-Hill Book Company, Inc., New York, 1960.

[5] Mc Fadden G. et Rickets W.C.: Design and Field Control of Asphalt Paving Mixtures for Military Installations. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 17, 93-113 (1948).

[6] American Society for Testing and Materials, Pa. Standard Method of Test for Resistance to Plastic Flow of Bituminous Mixtures using Marshall Apparatus. ASTM Designation: D 1559-75.

[7] Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen E.V., Arbeitsgruppe Asphalt - und Teerstrassen, Köln. "Vorschriften für Prüfverfahren - Fassung vom November 1960 - Vorschlag für die Neufassung des Teiles Prüfverfahren der DIN 1996 Bitumen und Teer enthaltenden Masse für den Strassenbau und ähnliche Zwecke". Ausgabe 1961, pp. 23-32, Köln.

[8] Marshall Consulting and Testing Laboratory, Jackson,Mississippi. The Marshall Method for the Design and Control of Bituminous Paving Mixtures", Reprint 3rd Revision, 1952.

[9] The Asphalt Institute, Maryland "Mix Desing Methods for Hot-Mix Asphalt Paving", Manual Series N° 2, 2nd printing (1956).

[10] Chastain W.E. et Burke J.E.: State Practices in the Use of Bituminous Concrete Highway Research Bulletin 160: "Bituminous Paving Mixtures" pp. 1-107, Highway Research Board, Washington, 1957.

[11] Jackson G.P. et Brien D.: "Asphaltic Concrete", Shell International Petroleum C° Ltd, London, 1962.

[12] The Asphalt Institute, Maryland. "Specyfications and Construction Methods for Asphalt Concrete and other Plant-mix Types", Specyfication Series N° 1 (SS-1), 3ed edition, 1964.

[13] Goetz W.H.: Comparison of Triaxial and Marshall Test Results. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologist 20, 200-245 (1951).

[14] Mc Laughin J.F. et Goetz W.H.: Comparison of Unconfined and Marshall Test Results. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 21, 203-236 (1952).

[15] Metcalf C.T.: Use of Marshall Stability Test in Asphalt Paving Mix Design. Highway Research Board Bulletin 234; "Performance and Tests of Asphaltic Concrete" pp 12-22, Highway Research Board,Washington, 1959.

[16] Nijboer L.W.: Einige Betrachtungen über das Marshallverfahren zur Untersuchung bituminöser Massen. Strasse und Autobahn 8, 210-214 (1957).

[17] Paulmann G.: Zur Frage der "Steifigkeit". Bitumen, Arbeitsgemeinschaft der Bitumen-Industrie e.v. Hamburg, 34. Jahrgang 2/1972.

[18] Ewars J.: Zur Frage der Bewertung des Marshallverfahrens.Bitumen 25, n° 5, 101-103 (1963).

[19] Vizi L.: Grundsätzliche Überlegungen über die Steifigkeit bituminöser Mischungen, Strasse und Autobahn 14, n° 8, 295-303 (1963).

[20] Dabin J.: "Etude et utilisation des enrobés bitumineux denses pour fondations et couches portantes". Rapport A 1/2,Xéme Congrés de l'Association Permenente des Congrés Belges de la Route,Bruxelles,1962.

[21] Hosenfeld E.A.: Ein mechanischer Marshallhammer, Strasse und Autobahn 12, n° 4, 136-137 (1961).

[22] Pignataro L.J.: Effect of Test Temperature on Marshall Stability of Asphaltic Comcrete Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologist 31, 563-597 (1962).

[23] Road Research Laboratory of the Department of Scientific and Industrial Research, Hormondsworth. "Bituminous Materials in Road Construction", Her Majesty's Stationery Office, London, 1962.

[24] Vizi L. et Wester K.: Karakteristike vervormingsdiagrammen van bitumineuze mengsels verkregen met behulp van de Marshall - test apparatuur, Wagen 36, n° 8, 182-189 (1962).

[25] Zuehlke G.H.: Marshall and Flexural Properties of Bituminous Pavement Mixtures Containing Short Asbestos Fibers. Highway Research Record n° 24: "Bituminous Materials and Mixtures - 8 Reports" pp.1-11, Highway Research Board, Washington, 1963.

[26] Dillard J.H.: Comparison of Density of Marshall Specimens and Pavement Cores, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 24, 178-232 (1955).

[27] Hudson S.B.: A Tentative Method of Evaluating Relative Compaction Pedestal Reaction, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 25, 402-416 (1956).

[28] Bucher J.D. et Wicks S.S.: Roadway Construction - Kansan Turnpike, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 26, 38-65 (1957).

[29] Parr W.K. et Serafin P.J.: Four Years Test Trends on the Michigan Bituminous Experimental Road, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 28, 295-315 (1959).

[30] Campen W.H., Smith J.R., Erickson L.G. et Merz L.R.: The Effect of Traffic on the Density of Bituminous Paving Mixtures, Proceedings of the Assocation of Asphalt Paving Technologist 30, 378-397 (1961).

[31] Bisset J.R.: Changes in Physical Properties of Asphalt Pavement with Time. Highway Research Board Proceedings 41, 211-220 (1962).

[32] Kietzman J.H., Blackhurst M.V. et Foxwell J.A.: Performance of Asbestos-Asphalt Pavement Surface Courses with High Asphalt Contents. Highway Research Record n° 24: "Bituminous Materials and Mixtures - 8, Reports" pp. 12-48, Highway Research Board, Washington, 1963.

[33] Fromm H.J.: The Compaction of Asphaltic Concrete on the Roads, Highway Research Abstracts 34, n° 10, 6-7 (1964).

[34] Oksala M.: Über die Faktoren, die die Stabilitat von Strassenbelagen beeinflussen. Bitumen, Teere, Asphalte, Peche und verwandte Stoffe 15, n° 4, 173-175 (1964).

[35] Schulze K.: Untersuchengen uber die mechanischen Eigenschaften von Asphaltfeinbetonmassen mit verschiedenen Bitumen. Bitumen 23, n° 7/8, 163-168 (1961).

[36] Huet J.: "Etude de la susceptibilité thermique de la viscosité des bitumes", Rapport de Recherche n° 50 (JH) 1958, Centre de Recherches Routières, Bruxelles, 1958.

[37] Ruck R.: Die Marshall - Stabilitat, ein Mass für die Güte von Asphaltbeton? Strasse und Autobahn 14, n° 10, 380-386 (1963).

[38] Odasz F.B. et Nafus D.R.: Statistical Quality Control applied to an Asphalt Mixing Plant. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 23, 78-96 (1954).

[39] Corbett L.W. et Warden W.B.: Significance of Variation as Related to Asphalt-Aggregate Mixex, Highway Research Board Proceedings 34, 286-291 (1955).

[40] Corbett L.W.: Variation Studies in Density and Stability Measurements on Asphalt-Aggregate Mixes. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 25, 292-334 (1956).

[41] Parker C.F.: Paving the Maine Turnpike, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 25, 292-334 (1956).

[42] Shook J.E.: Quality Control Bituminous Concrete Production, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 29, 81-103, (1960).

[43] Highway Research Board of the AS-NRC Division of Engineering and Industrail Research, Washington, D.C. "The AASHO Road Test - Report 2 - Materials and Construction". Highway Research Board Special Report 61 B, Chap. 5, pp. 79-94, Washington, D.C. 1962.

[44] Vokac R.: Repeatability of Marshall Test by Analyses of Factorial Experiment Data, Proceedings of the Association of Asphalt Technologists 31, 533-562, (1962).

[45] Hode Keyser J. et Wade P.F.: Variability in the Testing and Production of Bituminous Mixtures, Highway Research Record n° 24: "Bituminous Materials and Mixtures - 8, Reports" pp. 182-215, Highway Research Board, Washington, 1963.

[46] Broom D.C.: Use of the Marshall Stability Test for Asphalt Mistures. Journal of Applied Chemistry 11, 180-186 (1961).

[47] Ruiz J.: Dispositivo Electronico "Operador Automatico" para la Determinacion de Fluencia y Estabilidad en el Ensayo de Marshall. Comision Permenente des Asfalto, Duodecima Reunion Annual, pp. 317-342, Buenos Aires, 1962.

[48] Kraemer P.: Untersuchungen uber die Stabilität von Bitumenkies Bitumen, Teere, Asphalte, Peche und verwandt Stoffe 15, n° 4, 160-167 (1964).

[49] Bahri G.R. et Rader L.F.: Effects of Asphalt Viscosity on Physical Properties of Asphaltic Concrete. Highway Research Abstracts 33, nº 12, 33 (1963).

[50] The Asphalt Institute, Maryland: "Mix Desing Methods for Asphalt Concrete and other Hot-Mix Types". Manual Series Nº 2 (MS-2), 2nd edition, 3rd printing (1963).

[51] Fink D.F. et Lettier J.A.: Viscosity Effects in the Marshall Stability Test. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 20, 246-269 (1951).

[52] Kallas B.F., Puzinauskas V.P. et Krieger H.C.: Mineral Fillers in Asphalt Paving Mixtures. Highway Reserarch Board Bulletin 329: "Symposium on Mineral Fillers for Bituminous Mixtures" pp. 6-29, Highway Research Board, Washington, 1962.

[53] Please A.: Use of the Marshall Test for Evaluating Dense Bituminous Surfacings, Journal of Applied Chemistry 11, 73-80 (1961).

[54] Schulze K.: Das Problem der Stabilitätsprüfung an grobkörningem Bituminösem Mischgut, Bitumen, Teere, Asphalte, Peche und verwandte Stoffe 14, nº 6, 297-302 (1963).

[55] Adam V.: Effects of viscosity in Bituminous Construction ASTM Special Technical Publication nº 309: "Papers on Road and Paving Material and Symposium on Microviscometry", pp. 121-132 American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1962.

[56] Heithaus J.J. et Izatt J.o.: Control of Marshall Stability of Asphalt Paving Mixes. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 30, 223-237 (1961).

[57] Kallas B.F. et Puzinauskas V.P.: A Study of Mineral Fillers in Asphalt Paving Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 30, 493-528 (1961).

[58] Hudson S.B. et Vokac R.: Effect of Fillers on the Marshall Stability of Bituminous Mixtures, Highway Research Board Bulletien 329: "Symposium on Mineral Fillers for Bituminous Mixtures" pp. 30-37, Highway Research Board, Washington, 1962.

[59] Barth E.J.: Asbest in bituminösen Strassenbaugemischen, Bitumen, Terre, Asphalte, Peche und verwandte Stoffe 14, nº 11, 564-570 (1963) et 14, nº 12, 611-616 (1963).

[60] Csanyi L.H., Cox R.E. et Reagle C.R.: Effects of Fillers on Asphaltic Concrete Mixes. Highway Research Record nº 51: "Bituminous Concrete Mixtures and Construction - 9 Reports", pp. 68-88, Highway Research Board, Washington, 1964.

[61] Schmidt H.: Zur Prüfung der Stabilität von Asphaltmischungen nach dem Marshall-Verfahren, Strasse und Autobahn 10, nº 4, 136-140, (1959).

[62] Schmidt H.: Zur Bindemittelbemessung hohlraumarmer Asphaltdecken. Bitumen 23, nº 6, 119-126 (1961).

[63] Warden W.B. et Hudson S.B.: Hot-mixed Black Base Construction using Natural Aggregate. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 30, 291-312 (1961).

[64] Wedding P.A. et Gaynor R.D.: The Effects of Using Crushed Gravel as the Coarse and Fine Aggregate in Dense Graded Bituminous Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 30, 469-492, (1961).

[65] Scheuerer A.: Einfluess des Mineralaufbaues of Dichte und Festigkeit bei Bindermassen nach TV bit 3/56. Bitumen, Teere, Asphalte, Peche und verwandte Stoffe 15, nº 3, 122-128 (1964).

[66] Griffith J.M. et Kallas B.F.: Influence of Fine Aggregates on Asphaltic Concrete Paving Mixtures, Proceedings of the Highway Research Board 37, 219-255 (1958).

[67] Lefebvre J.: Recent Investigations of Desing of Asphalt Paving Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 26, 321-394 (1957).

[68] Résistance á la deformation plastique des chaussées souples. Rapport d'un groupe de Recherche Routiére de l'O.C.D.E. Mai, 1975, Paris.

[69] Zalaar L.M. et Petroni E.: Carpeta de Mezcola en Planta con Empleo de Asfalto Natural. Comision Permanente des Asfalto, Segunda Reunion Anual, pp. 53-87, Buenos Aires, 1947.

[70] Marie P.: Les bretelles d'accès à la nouvelle aire de trafic de Marignane. Goudron pour Routes n° 11, 5-9 (1959).

[71] Temme Th.: Der richtige Massatab fur die Beurteiling der Leistung Bituminoser Strassenbaugemische unter dem Verkehr, Bitumen, Teere, Asphalte, Peche und verwandte Stoffe 13, n° 4, 162-167 (1962).

[72] Miller A.M. et Klinger E.W.: Preliminary Report of Studies in the Use of Bitumens in Soil Stabilization and Flexible Pavement Types.Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 8, 132-201 (1973).

[73] Holmes A.: The Effect of the Nature and Particle Size of Granular Aggregates on the Properties of Asphalt-closely graded Aggregate Mixtures, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 16, 394-410 (1947).

[74] Vokac R.: A Correlation of Physical Tests with the Service Behavior of Asphaltic Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 8, 202-227 (1937), 9, 309-323 (1937).

[75] Centre de Recherches Routiéres, Bruxelles: "Code de bonne pratique les betons hydrocarbonés - Bétons asphaltiques et Bétons de goudron". Recommandations C.R.R. - R 23/61 du Comité Rechnique des Revetements Hydrocarbonés du Centre de Recherches Rcutiéres, 1961.

[76] Pauls J.T. et Halstead W.J.: Progressive Alternations in a Sheet Asphalt Pavement over a Long Period of Service. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 27, 123-154 (1958).

[77] American Society for Testing and Materials, Philadelphia,Pa.Standard Method of Test for Resistance to Plastic Flow of Fine-Aggregate Bituminous Mixtures by Means of the Hubbard-Field Apparatus. ASTM Desingnation: D 1138-73.

[78] Pauls J.T.: The Effect of Variations in Dimensions of Molding and Testing Eguipment on Hubbard-Field Stability Values. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 7, 155-159 (1936).

[79] Hillman W.O'B.: The Effect of Consistency and Type of Asphalt on the Hubbard-Field Stability of Sheet Asphalt Mixtures. Public Roads 21, n° 4, 75 (1940).

[80] Alexander P. - Blott J.F.T.: "Factors influencing teh structural stability of sand carpets". G. Soc. Chem. Ind. - April 1945 - Vol.LXIV, p. 89/101.

[81] American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa. Standard Methods of Test for Resistance to Deformation and Cohesion of Bituminous Mixtures by means of Hveem Apparatus. ASTM Designation: D 1560-71.

[82] Mc Carty L.E.: Applications of the Mohr Circle and Stress Triangle Diagrams to Test Data taken with the Hveem stabiliometr. Proccedings of the Highway Research Board 26, 100-123 (1946).

[83] Wallace H.A. et Johnson J.C.: Design and Construction of the Turnpike, Asphalt Institute Quarterly 4, n° 4, 6-10 (1952).

[84] Roy M.: Essais de béton de goudron dans le Pas-de-Calais.Goudron pour Routes n° 6, 5-19 (1958).

[85] Khan M.M.H. et Gallaway B.M.: A Study of the Mixing Viscosity Asphalt in Hot-Mix Production Texas Engineering Experiment Station News 12, nº 4, 3-10 (1961). Highway Research Abstracts 32, nº 6, 15-16 (1962).

[86] Busching H.W. et Goetz W.H.: Use of a Garytory Testing Machine in Evaluating Bituminous Mixtures. Highway Research Record nº 51: "Bituminous Concrete Mixtures and Construction Reports" pp. 19-43,Highway Research Board, Washington, 1964.

[87] Kiefer R.W.: The Effect of Compaction Temperature on the Properties of Bituminous Concrete, ASTM Special Technical Publication nº 294: "Papers on Road and Paving Materials (Bitumous) - 1960", pp. 19-30, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1961.

[88] Hveem F.N. et Davis H.E.: Some Concepts Concerning Triaxial Compression Testing of Asphaltic Paving Mixtures and Subgrade Materials ASTM Special Technical Publication nº 106: "Triaxial Testing of Soils and Bituminous Mixtures"; pp. 25-54, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1951.

[89] Mc Carty L.E.: Further Methods for the Analysis of Data teken in the Hveem Stability Test, Proceedings of the Highway Reserarch Board 27 455-466 (1947).

[90] Vallerga B.A.: The Triaxial Institute and the Stabilometr,Proceedings of the Highway Researxh Board 34, 173-183 (1955).

[91] Hveem F.N. et Carmany R.M.: The Factors underlying the Rational Design of Pavements. Proceedings of the Highway Research Board 28,101-136 (1948).

[92] Font J.J.: Diseno de Bases con Mezclas Finas en Caliente, utilizando el Estabilometro de Hveem. Comision Permenente des Asfalto, Undecima Reunion Anual, pp. 415-442, Buenos Aires, 1960.

[93] Mc Carty L.E.: Correlation between Stability and Certain Physical Properties of Bituminous Materials, Proceedings of the Highway Research Board 33, 322-340 (1954).

[94] Jimenez R.A. et Gallaway B.M.: A study of Hveem Stability versus Speciemn Height Proceedings of the Highway Research Board 41, 183-194 (1962).

[95] Hveem F.N. et Vallerga B.A.: Density versus Stability, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 21,237-262 (1952).

[96] Temme Th.: Der Einflues der Kornform der mineralischen Anteile auf die Stabilitat von Bituminosen Strassenbaugemischen. Bitumen, Teere, Asphalte, Peche und verwandte Stoffe 10, nº 4, 128-130 (1959).

[97] Benson F.J.: "Appraisal of Several Methods of Testing Asphaltic Concrete" Bulletin nº 126, Texas Engineering Experiment Station.Collega Station, Texas, 1952.

## 2. BADANIA ZMĘCZENIOWE

### 2.1. Wstęp

Z uwagi na konieczność gruntownego poznania właściwości mechanicznych mas bitumicznych, opracowano metody badań bardziej szczegółowe niż metody badań konwencjonalnych. Celem szczegółowszych badań jest:

- ustalenie zależności pomiędzy naprężeniami i odkształceniami w szerokim zakresie temperatur i obciążeń,
- określenie wielkości liczbowych parametrów przydatnych w wymiarowaniu (moduły, wytrzymałość zmęczeniowa oraz odporność na powstawanie odkształceń trwałych),
- ustalenie wpływu rodzaju i zawartości składników na właściwości mechaniczne mas bitumicznych.

W badaniach szczegółowych obciąża się próbkę siłami, które bardziej - niż w poprzednich badaniach - są zbliżone do obciążeń rzeczywistych występujących na jezdni.

Badania zmęczeniowe można podzielić na dwie grupy:

- badania zachowania się mas bitumicznych przy powtarzającym się (cyklicznym) zginaniu (pęknięcia zmęczeniowe, zarysowania powstające przy małych obciążeniach i w zakresie niskich temperatur),
- badania zachowania się mas bitumicznych przy powtarzającym się ściskaniu (odkształcenia trwałe, tzw. koleiny powstające w wysokich temperaturach i przy długotrwałym obciążeniu).

Należy się spodziewać, że wiedza zdobyta dzięki badaniom zmęczeniowym będzie coraz częściej uwzględniana przy projektowaniu mas bitumicznych. W ten sposób zmniejszyłaby się różnica dzieląca badania zmęczeniowe i praktykę, zaś badania konwencjonalne odnalazłyby swe bardzo wartościowe miejsce dzięki ich wykorzystaniu do kontroli jakości mas bitumicznych,projektowanych z uwzględnieniem wyników badań zmęczeniowych.

## 2.2. Właściwości mechaniczne masy przy powtarzającym się (cyklicznym) zginaniu

### 2.2.1. O g ó l n a  s y n t e z a  w y n i k ó w

**A. Matematyczne ujęcie zjawiska zmęczenia**

Badania zjawiska zmęczenia mas bitumicznych, prowadzone w ośrodkach wymienionych w tabl. 2.1 dają niewątpliwe korzyści praktyczne, ponieważ utrzymanie w zadowalającym stanie warstw jezdnych nawierzchni (bez spękań i niedopuszczalnych odkształceń) zależy w znacznym stopniu od właściwości mechanicznych danej masy mineralno-bitumicznej.

Pomimo różnorodności badanych materiałów (asfalty, betony asfaltowe, masy bitumiczne przeznaczone na warstwy podbudowy) oraz różnych metod badawczych, zależność między granicznym odkształceniem jednostkowym $\varepsilon$ i liczbą cykli obciążenia N można dla nich przedstawić następująco

$$\log \varepsilon = \log K - a \log N \qquad (2.1)$$

lub

$$\varepsilon = K N^{-a} \qquad (2.2)$$

Parametr "a" jest zawarty, przy zazwyczaj używanych lepiszczach, między wartościami granicznymi 0,15 i 0,40 - zależnie od warunków badania oraz badanego materiału. Dla mas najczęściej stosowanych w praktyce parametr "a" zmienia się w przedziale $0{,}15 \leqslant a \leqslant 0{,}27$.

Parametr "K" zależy od składu masy, stopnia wypełnienia wolnych przestrzeni przez lepiszcze oraz od właściwości tego lepiszcza. Wydaje się, że częstotliwość obciążenia nie ma większego wpływu na wartość parametru K (w praktyce można ten wpływ pominąć). Należy również wspomnieć o wpływie temperatury na wartość parametru K. Jeżeli trwałość masy określa się liczbą cykli obciążeń, które powodują pojawienie się pierwszego pęknięcia, to wartość parametru K nie zależy od temperatury. Jeżeli natomiast trwałość masy określa się liczbą cykli obciążeń, które powodują całkowite zniszczenie próbki, to wartość parametru K jest - praktycznie rzecz biorąc - niezależna od temperatury w przypadku, gdy doświadczenie wykonuje się przy z góry założonym naprężeniu, lecz brak tej zależności ma miejsce tylko do pewnej granicy. Jeżeli doświadczenie wykonuje się przy założonym i kontrolowanym odkształceniu, to niezależność ta jest słuszna tylko do temperatury około $+15^{\circ}C$. Zjawisko to znajduje wyjaśnienia w fakcie, że czas rozprzestrzeniania się pęknięcia jest o wiele krótszy w przypadku badań wykonywanych przy stałych i kontrolowanych naprężeniach, niż w przypadku badań wykonywanych przy przyjętym z góry odkształceniu.

Tablica 2.1

Wykaz głównych ośrodków badawczych
wykonujących badania mas mineralno-bitumicznych,
poddanych działaniu powtarzających się obciążeń zginających

| Laboratorium | Autorzy | Publikacje |
|---|---|---|
| California Division of Highway; Sacramento (California) | F.N. Hveem | [1] |
| University of California<br>Soil Mechanics and Bituminous Materials<br>Research Laboratory<br>Berkeley | C.L. Monismith<br>K.E. Secor<br>W.W. Blackner<br>H.B. Seed<br>F.G. Mitry<br>C. K. Chan<br>J.A. Deacon | [2], [3], [4]<br>[5], [6], [7]<br>[8], [9], [10] |
| Ohio State University<br>Colombus | H.S. Papazian<br>R.G. Baker<br>R.T. Ojendijk | [11], [12] [13] |
| University of Nottingham<br>Department of Civil Engineering | P.S. Pell<br>D.F. Mc Carty<br>I. Taylor | [14] [15] [16]<br>[17] [18] [19]<br>[20] |
| Texas Transportation Institute<br>College Station | R.A. Jimenez<br>B.M. Gallaway | [21] [22] |
| Laboratoire Central des Ponts et Chaussees<br>Paris | C. Huet<br>G. Sayegh<br>T.H. Doan<br>J. Bonnot<br>S. Soliman | [23] [24] [25]<br>[26] [28] [29] |
| Koninklijke Shell Laboratorium<br>Amsterdam | R.N.H. Saal<br>L.W. Nijboer<br>W. Heukelom<br>A. Klomp<br>W. Van Dijck | [30] [31] [32]<br>[33] [34] [35]<br>[36] [37] [38] |
| Centre de Recherche Shell Berre<br>Nanterre et Grand-Couronne<br>France | P. Bazin<br>J. Saunier<br>G. Carre<br>M. Lucas<br>M. Moreau<br>A. Quadeville<br>P. Uge<br>A. Gravois<br>J.N. Lemaire | [38] [39] [40]<br>[41] [42] |
| Purdue University<br>Lafayette | W.H. Goetz<br>L.E. Wood<br>J.F. Mc Laughlin | [43] [44] [45]<br>[46] |
| Danish Asphalt Industries Information<br>Office for Road Construction | J.M. Kirk | [47] [48] |
| University of Washington | R.G. Hennes<br>H.H. Chen | [49] |
| Transport and Road Research Laboratory Crowthorne | K.D. Raithby<br>A.B. Sterling | [50] |
| Centre de Recherche Esso Standard<br>Mont-Saint-Aignan, France | G. Chompton<br>P.J. Valeyer<br>C. Azibert | [51] [52] |
| Centre de Recherches Routieres<br>Bruxelles | J. Verstraeten<br>L. Francken | [53] [54] [55] |
| Hohschule fur Bauwesen<br>Leipzig | R. Guericke<br>F. Weinert | [56] |

Wyniki badań wykonanych przy ściśle określonych naprężeniach można przedstawić za pomocą wykresu Wöhlera, tzn. wykresu funkcji $\sigma_z = f(N)$, gdzie $\sigma_z$ jest wytrzymałością zmęczeniową.

Zależność (2.1) określona na drodze laboratoryjnej pozwala ustalić kryterium wymiarowania nawierzchni z uwzględnieniem wytrzymałości warstw bitumicznych na zmęczenie. Kryterium to polega na ograniczeniu - w zależności od wielkości obciążenia ruchem - wydłużenia jednostkowego $(\varepsilon)$ w tych włóknach przekroju warstwy, w których jest ono największe.

B. Określenie zespolonego współczynnika odkształcalności próbki poddanej zginaniu

Wszyscy autorzy zgadzają się z tym, że masy mineralno-bitumiczne są ciałami lepkosprężystymi. Wobec tego każdy z nich charakteryzuje masę mineralno-bitumiczną zespolonym współczynnikiem odkształcalności przy zginaniu $E_z = E_1 + i\,E_2$ oraz kątem fazowym $\varphi$ zależnym od częstotliwości $f$ oraz temperatury $T$ i charakteryzującym zdolność materiału do tłumienia. Moduł i argument liczby zespolonej $E_z$ wyrażają się następująco

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2}; \qquad tg\varphi = \frac{E_2}{E_1}, \tag{2.3}$$

przy czym:

$E_1$ - część rzeczywista współczynnika $E_z$,

$i\,E_2$ - część urojona współczynnika $E_z$,

$i$ - jednostka urajana ($i^2 = -1$).

Stwierdzono doświadczalnie, że dla mas mineralno-bitumicznych istnieje odpowiedniość między częstotliwością f, a temperaturą T, to znaczy, że krzywa $\log|E^*|$ - $\log f$, odpowiadająca temperaturze odniesienia $T_S$, pokrywa się z krzywą $\log|E^*|$ - $\log\alpha_T f$ odpowiadającą temperaturze T.

Wartość współczynnika $\alpha_T$ - praktycznie rzecz biorąc - nie zależy od rodzaju masy mineralno-bitumicznej. Według niektórych autorów współczynnik $\alpha_T$ można obliczyć z równania typu Arrheniusa

$$\alpha_T = \exp\left\{\frac{\Delta H}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_S}\right)\right\}, \tag{2.4}$$

gdzie:

$T$, $T_S$ - odpowiednie temperatury wyrażone w $^oK$,

$R$ - stała gazu doskonałego,

$H$ - energia pozorna aktywacji (jest praktycznie stałą o średniej wartości 46 kcal/mol, niezależną od rodzaju mieszanki).

Inni autorzy zamiast zależności (2.4) stosują równanie W. Landela i Ferry'ego (W.L.F.) o postaci

$$\log \alpha_T = \frac{C_1 \cdot (T - T_S)}{C_2 + (T - T_S)}, \qquad (2.5)$$

w którym stałe $C_1$ i $C_2$ są zależne od badanego materiału oraz od wybranej temperatury odniesienia.

Należy jeszcze wspomnieć, że wszyscy autorzy stwierdzili - na podstawie swoich badań - zmniejszenie się zespolonego współczynnika odkształcalności przy zwiększeniu się liczby cykli obciążenia.

C. Przewidywanie wytrzymałości zmęczeniowej na podstawie analizy składu masy mineralno-bitumicznej oraz charakterystyk jej składników

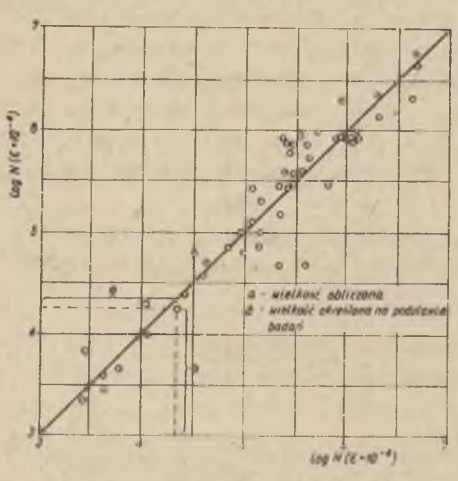
Fakt, że badania zmęczeniowe są długotrwałe i kosztowne (czyli nie przystosowane do zastosowań praktycznych), skłonił kilku badaczy do opracowania metody szybkiego określania wytrzymałości zmęczeniowej dla mas mineralno-bitumicznych. Sposób postępowania, który był zazwyczaj stosowany i wydaje się prowadzić do obiecujących rezultatów, polega na ustaleniu wzoru na wytrzymałość zmęczeniową dla danej masy mineralno-bitumicznej, na podstawie znajomości jej składu oraz charakterystyk dotyczęcych lepiszcza.

Omawiane tu prace dotyczę prób zginania przy naprężeniu zmieniającym się sinusoidalnie w czasie i przy braku czasu spoczynku między cyklami obciążenia.

W przypadku mas mineralno-bitumicznych autorzy [53], [54], [48] i [20] ukierunkowali swe badania na uwzględnienie roli, jaką odgrywa stosunek $V_L : (V_L + V)$, w którym $V_L$ jest objętościową zawartością lepiszcza w masie zagęszczonej, a $(V_L + V)$ sumę objętościowej zawartości lepiszcza i wolnych przestrzeni. Stwierdzono, że wydłużenie jednostkowe $\varepsilon_r(N)$ jest proporcjonalne do stosunku $V_L : (V_L + V)$. Należy nadmienić, że stosunek $V_L : (V_L + V)$ określa pośrednio takie czynniki, jak: zawartość wagową poszczególnych składników lub frakcji w mieszance mineralnej, uziarnienie mieszanki, kształt ziarn, rodzaj piasku i wypełniacza oraz sposób zagęszczania mieszanki.

Stwierdzono również wpływ rodzaju lepiszcza. Jest on jednak określany w sposób różny przez poszczególnych autorów. I tak np. J.M. Kirk [48] podkreśla istotny wpływ penetracji asfaltu i jego modułu, podczas gdy P.S. Pell [20] podkreśla znaczenie temperatury mięknienia asfaltu, określonej metodą pierścienia i kuli, zaś J. Verstraeten [53], [54] uwypukla wpływ zawartości asfaltenów w asfalcie i procentowej zawartości części nierozpuszczalnych w heptanie normalnym w temperaturze pokojowej lub zmian penetracji asfaltu w zależności od czasu działania obciążnika. Dla przykładu, na rysunkach 2.1 i 2.2 przedstawiono porównanie pomiędzy wynikami uzyska-

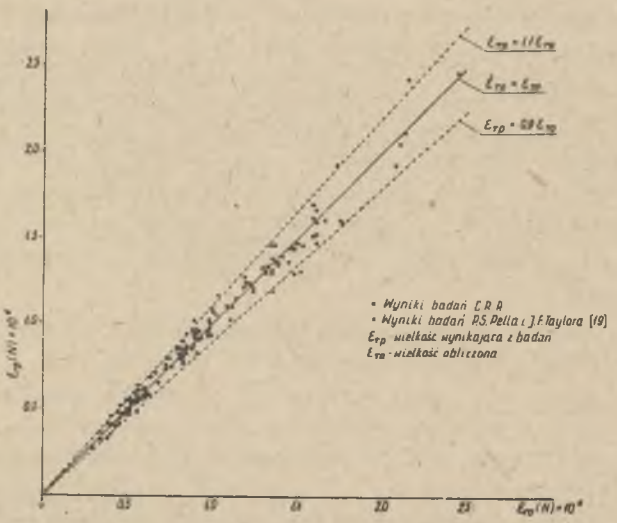
nymi z badania i wynikami obliczeń na podstawie wzorów opracowanych odpowiednio przez P.S. Pella i J. Verstraetena.




Rys. 2.1. Porównanie wyników badań odporności masy na zmęczenie z wynikami obliczeń teoretycznych na podstawie wzoru Pella [20]

Jeżeli chodzi o zastosowanie praktyczne, to należy podkreślić różnicę między obciążeniem wywieranym na próbkę w laboratorium (patrz p.2.2), a obciążeniem rzeczywistym występującym na drodze. Pierwsze obciążenie jest na ogół periodyczne, a ponadto sinusoidalne i nie uwzględniające czasu spoczynku między identycznymi cyklami obciążenia, podczas gdy obciążenie rzeczywiste na drodze zmienia się w sposób przypadkowy (występują przypadkowe czasy spoczynku między różnymi cyklami obciążenia).

Wpływ czasu spoczynku był przedmiotem badań [41] i [50], lecz uzyskane dotychczas wyniki nie pozwalają jeszcze na wyciągnięcie wniosków ilościowych, które można by było uwzględnić w praktyce. Wydaje się, że wpływ czasu spoczynku, powiązany ze zmianami temperatury, odgrywa korzystną rolę, mianowicie zmniejsza się prawdopodobnie podatność masy mineralno-bitumicznej na zmęczenie, wywołując zjawisko "samonaprawy". Zatem




Rys. 2.2. Porównanie wartości pomierzonych $\varepsilon_{rp}(N)$ i wartości obliczonych $\varepsilon_{ro}(N)$.

kryterium wymiarowania konstrukcji nawierzchni bitumicznej, opracowane na podstawie wyników badań laboratoryjnych, mogłoby być zawyżone.

Jeżeli chodzi o różnorodność i zmienność cykli obciążeń wywieranych z rzeczywistości na nawierzchnię, to wydaje się, że w praktyce może mieć zastosowanie prawo wyrażone równaniem Minera. Wykorzystanie tego równania do mas bitumicznych zaproponował C.L. Monismith [2], a pogląd ten podzielają również i inni autorzy. Równanie to, jak również teoria układów wielowarstwowych, prowadzi zresztą do prawa odpowiedniości między obciążeniem i jego skutkami [64]. Dla zjawiska zmęczenia występującego w warstwach bitumicznych zależność ta jest praktycznie identyczna z zależnością opracowaną na podstawie wyników badań ASSHO [65].

D. Przewidywanie wartości modułu zespolonego $|E^*|$ na podstawie analizy składu masy mineralno-bitumicznej oraz charakterystyk jej składników

Autorzy, którzy zajmują się badaniem zmęczenia mas mineralno-bitumicznych, zajmują się również na ogół określaniem ich modułu zespolonego $|E^*|$ Autorzy ci przewidują wartości tego modułu najczęściej na podstawie składu mieszanki oraz pewnych charakterystyk lepiszcza. Wykonano już wiele prac badawczych z tego zakresu, a otrzymane wyniki są dość obiecujące [35], [41], [53], [55].

Podobnie jak przy przewidywaniu odporności na zmęczenie metody te różnią się między sobą, niemniej jednak pozwalają na poprawne wnioskowanie. Autorzy prac [35], [37], [41] i [55] podkreślają duży wpływ rodzaju asfaltu na wartość modułu, jak również wpływ takich charakterystyk szczegółowych, jak:

- wskaźnik penetracji oraz temperatura mięknienia określone metodą PiK [55],
- zawartość asfaltenów i penetracja oraz skład mieszanki [35],
- zawartość objętościowa kruszywa w masie [41],
- zawartość wolnych przestrzeni [55],
- zawartość wolnych przestrzeni i stosunek między zawartością objętościową kruszywa i zawartością objętościową lepiszcza [37],
- współczynnik odkształcalności masy zwany również modułem sztywności masy $S_M$.

Wyniki obliczeń modułów $|E^*|$, na podstawie różnych metod, nie zostały jeszcze dotąd całkowicie przeanalizowane i uogólnione.

2.2.2. M e t o d y  b a d a ń

A. Metoda opracowana przez Kalifornijski Departament Drogowy w USA [1]

W metodzie tej zastosowano urządzenie do zginania beleczek graniastosłupowych o wymiarach 5 x 5 x 25 cm, umieszczanych na podstawie gumowej i obciążanych w środku rozpiętości siłą skupioną, która powoduje nieprzemienne powtarzalne i kontrolowane ugięcie o stałej amplitudzie. Czas je

nego cyklu obciążenia wynosi 0,035 sekundy. Temperatura (nie kontrolowana) zmienia się w przedziale 24-26°C.

Mierzone jest ugięcie przy podstawie płyty za pomocą czujnika.

Przy stosowaniu skali logarytmicznej na obu osiach współrzędnych wykres zależności między ugięciem i liczbę cykli obciążenia jest prostą o równaniu:

$$\log u = \log a + b \log N, \qquad (2.6)$$

gdzie:

u - ugięcie,
a,b - parametry zależne od składu masy bitumicznej,
N - liczba cykli.

B. Metoda opracowana w Uniwersytecie Kalifornijskim [2], [3], [4], [6], [7], [8], [10]

W metodzie tej zastosowano urządzenie do zginania beleczek - o wymiarach 5 x 7,5 x 30 cm, podtrzymywanych przez podstawę przeponę zamontowaną na sprężynach. Obciążenie w postaci siły skupionej, przyłożonej w środku rozpiętości beleczki, powtarza się przy stałej amplitudzie od 1 do 45 razy na minutę. Czas działania jednego cyklu wynosi 1 sekundę. Temperatura jest kontrolowana i wynosi +24°C.

Określa się wpływ powtarzającego się obciążenia na moduł zespolony $|E^*|$ - wyznaczony przy obciążeniu beleczki w środku jej rozpiętości z prędkością odkształcania 6 mm/min, aż do zniszczenia próbki, przy czym obciążenie maksymalne wykorzystuje się do obliczenia modułu w momencie zniszczenia.

Dla materiałów badanych w określonych uprzednio warunkach stwierdzono, że trwałość badanej masy jest zależna od zawartości lepiszcza, od intensywności przyłożonego obciążenia oraz od uziarnienia mieszanki kruszywa.

W przypadku mas mineralno-asfaltowych o strukturze zamkniętej, trwałość ich wzrasta wraz ze wzrostem zawartości lepiszcza. Masy o strukturze otwartej posiadają, przy tym samym poziomie obciążenia, mniejszą trwałość niż masy o strukturze zamkniętej.

C. Metoda opracowana w Uniwersytecie Kalifornijskim [5], [9]

Próbki pryzmatyczne o wymiarach 3,8 x 3,8 x 38 cm poddawane są zginaniu w sposób kontrolowany, niesinusoidalny, o stałej lub zmiennej amplitudzie. Obciążenie jest zaprogramowane w postaci powtarzających się przypadkowo bloków obciążeń z tzw. czasem martwym. Realizuje się od 30 do 120 powtórzeń obciążenia na minutę. Temperatura: 24°C, niekontrolowana.

Wyniki badania służą do sporządzania wykresów Wöhlera oraz określenia modułu $|E^*|$.

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Wykres Wöhlera sporządzany przy stosowaniu skali logarytmicznej na obu osiach współrzędnych jest prostą o równaniu

$$\log G = \log a - 0{,}2 \log N. \qquad (2.7)$$

- Moduł sztywności materiału znacznie zmienia się w czasie wykonywania badania zmęczeniowego.
- Przy niewielkich wartościach naprężeń temperatura wewnętrzna próbki pozostaje praktycznie stała.
- Jeżeli bada się zmęczenie materiału przy dwóch różnych wielkościach naprężeń, to kolejność ich aplikowania ma istotny wpływ na wynik końcowy.

D. Metoda opracowana w Uniwersytecie w Ohio [11], [12], [13]

Beleczki pryzmatyczne o przekroju 3,7 x 3,7 poddawane są zginaniu. Badana belka umieszczona jest między dwiema podporami odległymi od siebie o 22 cm i podparta w środku stalowym płaskownikiem, tworzącym z belką kąt prosty. Kontrolowana siła przykładana jest co 0,6 s w czasie 0,2 s (105 powtórzeń na minutę). Temperatura badania wynosi 24°C i nie jest kontrolowana.

Odporność badanego materiału na zmęczenie określa się liczbą cykli (korzystając z wykresu Wöhlera), przy której ugięcie badanej beleczki wzrasta w sposób istotny. Określa się również moduł $|E^*|$.

Wykres sporządzony dla funkcji $u = f(N)$ lub $G = f(N)$ przy stosowaniu na obu osiach współrzędnych skali logarytmicznej - jest prostą o równaniu:

$$\log u = \log a + b \log N \qquad (2.8a)$$

lub

$$\log G = \log a - b \log N, \qquad (2.8b)$$

gdzie $u$ oznacza ugięcie.

E. Metoda opracowana w Uniwersytecie w Nottingham, Wielka Brytania [33], [15], [16], [17], [18], [19], [20]

WARIANT A

- Próbki cylindryczne są zginane. Ugięcie uzyskuje się przez poddanie działaniu stałej siły nieutwierdzonego końca obracającej się próbki z prędkością 1500 obrotów/min. Siła jest kontrolowana, sinusoidalna, przemienna o stałej amplitudzie. Temperatura jest kontrolowana w zakresie od +10°C do +20°C, a uzyskana przez zanurzenie próbki w wodnym roztworze alkoholu.

- Próbki w kształcie szpulki poddane są działaniu stałego momentu zginającego. Siła jest kontrolowana, sinusoidalna, o stałej amplitudzie. Szybkość obrotów: 800, 1000, 2300 lub 3000 na minutę. Temperatura jest kontrolowana w zakresie od $-13,5^{o}C$ do $+7,0^{o}C$, a uzyskana przez zanurzenie próbek w wodnym roztworze alkoholu.
- Badanie wykonane w aparacie do zginania belek pryzmatycznych 90 x 20 x x 5 cm, obciążonych w czterech punktach. Odkształcenie o stałej amplitudzie jest kontrolowane. Temperatura pomiaru wynosi $0^{o}C$ i $10^{o}C$.
- Badanie wykonane w aparacie do skręcania próbek w kształcie szpulki. Odkształcenie sinusoidalne, przemienne, o stałej amplitudzie jest kontrolowane. Częstotliwość obciążenia wynosi 1450 na minutę. Temperatura jest kontrolowana w zakresie od $-20^{o}C$ do $+40^{o}C$, a uzyskana za pomocą wodnego roztworu alkoholu.

O p r a c o w a n i e  w y n i k ó w:

- Sporządza się wykres Wöhlera. Odporność próbki na zmęczenie określa się liczbą cykli, po której następuje jej zniszczenie (badania z kontrolowaną siłą), albo liczbą cykli, po której następuje jej pęknięcie lub zarysowanie (badania z kontrolowanym odkształceniem).
- Przy pewnych badaniach z kontrolowanym odkształceniem rejestruje się zmienność siły lub momentu, w zależności od rodzaju materiału.
- Określa się również moduł $|E^{*}|$.

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Stwierdzono, że materiały bitumiczne ulegają zjawisku zmęczenia.
- Nie istnieje wytrzymałość zmęczeniowa.
- Wzrost zawartości wolnych przestrzeni w masie może znacznie zmniejszyć jej trwałość.
- Między logarytmem naprężenia i logarytmem liczby cykli zrealizowanych do chwili zniszczenia próbki istnieje zależność liniowa

$$\log\sigma = \log a' - b \log N, \qquad (2.9)$$

gdzie współczynnik $a'$ jest zależny od temperatury i częstotliwości obciążenia, zaś współczynnik $b$ jest w każdym przypadku zawarty między 0,16 i 0,20.

- Wykres odkształcenia - liczba cykli obciążenia zrealizowanych do chwili zniszczenia badanej próbki - sporządzany w skali logarytmicznej jest prostą, która nie zależy od temperatury, wyraża się równaniem

$$\log\omega = \log a - b \log N. \qquad (2.10)$$

- Odporność masy mineralno-bitumicznej na zmęczenie jest proporcjonalna do procentowej zawartości asfaltu w masie.

WARIANT B

Zginanie próbek o kształcie szpulki uzyskuje się, poddając koniec obracającej się próbki działaniu stałej siły. Siła sinusoidalna, przemienna, o stałej amplitudzie jest kontrolowana. Szybkość obrotowa wynosi 1000 obrotów na minutę. Temperatura jest kontrolowana w zakresie od $0^{o}C$ do $+10^{o}C$ lub $+20^{o}C$, a uzyskana przez zanurzenie próbki w wodnym rozwtorze alkoholu.

Sporządza się wykres Wohlera, a odporność badanej masy określa się liczbą cykli, po której próbka ulega zniszczeniu. Określa się również moduł $|E^*|$.

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- W każdym przypadku istnieje zależność liniowa (2.9) pomiędzy logarytmem naprężenia, a logarytmem liczby cykli obciążenia, która powoduje zniszczenie materiału.
- Zależność między odkształceniem granicznym i liczbą cykli obciążenia, powodującą zniszczenie materiału, ma postać (2.10).
- Rodzaj kruszywa użytego do wykonania badanej masy nie wpływa na jej wytrzymałość zmęczeniową. Natomiast duży wpływ na tę wytrzymałość ma procentowa zawartość wypełniacza oraz zawartość wolnych przestrzeni w masie.
- Określono również wytrzymałość zmęczeniową badanej masy jako funkcję jej składu oraz temperatury mięknienia asfaltu ustalonej metodą PiK.

F. Metoda opracowana w Teksaskim Instytucie Transportu w USA [21], [22]

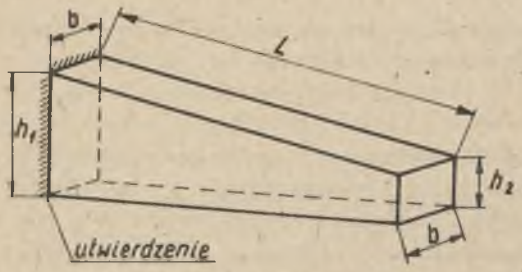
W metodzie tej zastosowano urządzenie do zginania płytek o średnicy 44 cm i grubości 2,5 cm, przytwierdzonych na obwodzie i podpartych gumową membraną rozpiętą nad zbiornikiem z olejem. Ciśnienie oleju w zbiorniku może być zmienne. Płytki obciąża się krążkiem o powierzchni 30 $cm^2$, na który działa kontrolowana siła sinusoidalna o stałej amplitudzie. Przyjęta częstotliwość powtarzania obciążenia wynosi 11 Hz, zaś temperatura badania $24^{o}C$.

Sporządza się wykres Wöhlera w skali logarytmicznej. Zależności $\log\sigma_{max}$ - log N i $\log\varepsilon_{max}$ - log N wyrażają się wzorami (2.8b) i (2.10).

G. Metoda opracowana w Centralnym Laboratorium Dróg i Mostów we Francji [23], [24], [25], [26], [27], [28]

G.1. Przy programowanym naprężeniu

W metodzie tej zastosowano urządzenie do zginania próbek o trapezowym przekroju podłużnym (rys. 2.3) utwierdzonych przy dużej podstawie. Na prób-




Rys. 2.3. Kształt i wymiary próbek stosowanych do badania wytrzymałości zmęczeniowej przy zginaniu

kę działa siła sinusoidalna o stałej amplitudzie i częstotliwości od 5÷30 Hz. Temperaturę badania przyjmuje się w zakresie od $-10^{o}C$ do $+40^{o}C$.

Sporządza się wykres Wöhlera, a trwałość próbki określa liczbą cykli, po których następuje zerwanie kreski farby przewodzącej, uprzednio naniesionej na próbkę. Określa się również moduł $|E^*|$.

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń

- Średnia temperatura próbki wzrasta w czasie badnia, a jest to spowodowane histerezą, która jest również przyczyną wzrostu strzałki ugięcia w czasie wykonywania badania.
- Wykres $\lg \sigma_{max}$ - lg N jest zgodny z (2.7). C. Huet wyraził zależność między współczynnikiem a', a wartością modułu liczby zespolonej $E_z$ następującym równaniem

$$\log a' = \log|E^*| - 2{,}8. \qquad (2.11)$$

- Wykres zależności $\log \varepsilon$ - log N jest prostą o równaniu

$$\log \varepsilon = \log a - 0{,}2 \log N, \qquad (2.12)$$

gdzie współczynnik a - jest prawdopodobnie niezależny od temperatury.

- Model reologiczny zachowania się masy mineralno-bitumicznej ujmuje pełzanie hiperboliczne i pozwala określić moduł $|E^*|$.
- Istnieje odpowiedniość częstotliwości i temperatury przy określaniu modułów zespolonych $|E^*|$.

G.2. Przy programowanym odkształceniu

Zastosowane urządzenia do określenia wytrzymałości zmęczeniowej umożliwiają wykonanie badania jednocześnie na 12 trapezoidalnych próbkach masy mineralno-bitumicznej.

Próbki podawane są działaniu zaprogramowanego sinusoidalnego odkształcenia, regulowanego za pomocą układu o podwójnym mimośrodzie i ramienia dźwigni przekładniowej, łagodzącej luzy mechaniczne.

Każde pojedyncze urządzenie składa się z silnika trójfazowego o mocy 1 kW, o podwójnym wale napędowym, wyposażonym z każdego końca w podwójny mimośród z łożyskiem ślizgowym, wykonanym ze stopu łożyskowego o bardzo małym luzie mechanicznym. Ramię dźwigni przekazuje zredukowany ruch do

dwóch głowic wspornikowo zamocowanych próbek badanej masy mineralno-bitumicznej.

W regularnych odstępach czasu mierzy się odkształcenie, siłę oraz przesunięcie fazowe pomiędzy siłą a odkształceniem.

Przyjmuje się następujące parametry badania:

- częstotliwość obciążenia 25 do 50 Hz,
- amplitudę siły od 0 do 2000 N oraz
- amplitudę odkształcenia od 0 do 1 mm.

Celem badania A. i B. jest opracowanie receptury masy mineralno-bitumicznej odpornej na zmęczenie.

Opisane uprzednio urządzenie daje możliwość wykonania licznych badań,w celu określenia wpływu poszczególnych składników masy na jej trwałość. Na podstawie wyników badań określono wpływ na trwałość masy takich parametrów, jak: procentowa zawartość lepiszcza w masie, właściwości lepiszcza, stosunek zawartości wypełniacza do zawartości lepiszcza oraz rodzaj i uziarnienie kruszywa.

H. Metoda opracowana w Centrum Badawczym Shella we Francji i Holandii [36], [39], [41]

W metodzie tej zastosowano urządzenie do zginania próbek trapezoidalnych, utwierdzonych przy końcu o większym przekroju. Wymiary próbek (rys. 2.3) zależą od rodzaju badanej masy i tak dla:

- mas bitumicznych z kruszywem drobnoziarnistym - $L = 8$ cm, $h_1 = 3{,}6$ cm, $h_2 = 1{,}5$, $b = 2$ cm,
- kruszywa otaczanego asfaltem oraz dla betonu asfaltowego $L = 15{,}3$ cm, $h_1 = 5{,}2$ cm, $h_2 = 1{,}8$ cm, $b = 2$ cm.

Próbki poddane są działaniu siły sinusoidalnej o stałej amplitudzie i częstotliwości 50 Hz. Temperatura badania jest zawarta w przedziale od $-10^{\circ}C$ do $+10^{\circ}C$.

Wyniki badań opracowuje się tak, jak w metodzie C. [5],[9].

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Wykres zależności między logarytmem odkształcenia początkowego i logarytmem liczby cykli obciążenia jest prostą określoną wzorem (2.10),przy czym wartość współczynnika "a" nie zależy od temperatury.
- Trwałość próbki zanurzonej w roztworze wodnym alkoholu izopropylowego jest 12 razy mniejsza od trwałości próbki zanurzonej w wodzie.Natomiast trwałość badana na próbkach zanurzonych w wodzie i w powietrzu jest taka sama.
- Stan zewnętrznych płaszczyzn próbki, różny dla próbek przygotowanych w formach i próbek wycinanych piłą, nie ma żadnego wpływu na ich trwałość.

- Wzrost procentowej zawartości wolnych przestrzeni w przedziale 4,5-9% zmniejsza trwałość badanej masy.
- Kształt ziarn kruszywa (łamanego lub naturalnego) nie ma prawdopodobnie większego wpływu na trwałość masy.
- Zastosowanie asfaltów twardych zwiększa trwałość badanej masy mineralno-bitumicznej.
- Zast owano zmianę wartości modułu $|E^*|$ w czasie trwania badania, spowodowaną nagrzaniem się masy wewnątrz próbki.
- Trwałość masy wzrasta wraz ze wzrostem zawartości lepiszcza.
- Korzystny wpływ na trwałość masy wywiera czas spoczynku, tzn. przerwa między cyklami obciążenia.
- Opracowano nomogramy do określania modułu $|E^*|$ na podstawie znajomości penetracji i temperatury mięknienia asfaltu wg PIK oraz zawartości wolnych przestrzeni w masie.

I. Metoda opracowana w Centrum Badawczym Shella w Holandii [30],[38]

WARIANT A

Próbki cylindryczne o średnicy 3,8 cm i wysokości 10 cm o jednym końcu utwierdzonym są wprawione w ruch obrotowy.

Koniec utwierdzony próbki jest obciążony siłą kontrolowaną, przemienną, o stałaj amplitudzie i częstotliwości 25 Hz. Temperatura badania wynosi $10^{o}C$ (zanurzenie próbki w wodnym roztworze alkoholu) i jest kontrolowana.

Sporządza się wykres zależności $\log\sigma$ - log N, który jest prostą o równaniu (2.8b).

WARIANT B

W metodzie tej zastosowano urządzenie do powtarzalnego zginania próbek obciązonych w dwóch, albo w trzech punktach. Ustalono następujące warunki badania:

- częstotliwość - 0,1 Hz do 100 Hz,
- maksymalna siła 1 kN (0,6 kN),
- maksymalna temperatura $50^{o}C$ ($60^{o}C$),
- wymiary próbek: 250 x 55 x 20 x 20 mm próbki trapezoidalne, (230 x 30 x 40 mm) próbki pryzmatyczne,
- maksymalny stosunek czasu obciążenia do czasu spoczynku równa się 1:100.

UWAGA: Wartości podane w nawiasach dotyczą badania próbek obciążonych w 3 punktach.

Wyniki badań opracowuje się tak, jak w metodzie C. [5],[9].

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Ważny jest wzór (2.8b).
- Istnieje możliwość obliczenia dopuszczalnego wydłużenia,na podstawie zależności występującej między energią rozproszoną a liczbą cykli.
- Czas spoczynku między cyklami wywiera korzystny wpływ na odporność badanej próbki na zmęczenie, co wynika z tzw. zjawiska rekuperacji (odzyskiwania). Określono współczynnik wzrostu odporności, który zmienia się w przedziale od 1÷10.
- Dopuszczalne wydłużenie zależy od modułu $|E^*|$ oraz od rodzaju badanej masy mineralno-bitumicznej.

J. Metoda opracowana w Danii [47],[48]

W metodzie tej zastosowano urządzenie do zginania badanych próbek w czterech punktach. Zginane są próbki pryzmatyczne, o wymiarach 5 x 7 x x 35 cm, poddane kontrolowanemu działaniu siły (lub ugięcia) o charakterze sinusoidalnym i częstotliwości 10 i 50 Hz. Stosuje się także cykle o charakterze półsinusoidalnym, składające się z obciążeń trwających 0,02 s, po których następuje czas spoczynku 0,5 s. Badanie wykonuje się w temperaturze $-20^{\circ}C$ do $+40^{\circ}C$.

Sporządza się wykres Wöhlera, a następnie określa się odporność badanej próbki, która przy danym ugięciu określona jest liczbą cykli, po których siła spada do 50% swej wartości początkowej. Oblicza się również moduł $|E^*|$.

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Dla badanych mas mineralno-bitumicznych wykresy zależności $\varepsilon = f(N)$ są, przy założonych współrzędnych dwulogarytmicznych, prostymi o równaniu

$$\log \varepsilon = \log a - 0{,}17 \log N. \qquad (2.13)$$

Współczynnik "a" w przypadku obciążeń sinusoidalnych nie zależy od temperatury badania oraz częstotliwości obciążenia, a zależy tylko od właściwości badanej masy. Natomiast w przypadku obciążeń niesinusoidalnych, współczynnik "a" zależy od temperatury i rośnie przy jej podnoszeniu się.

- Penetracja w przedziale od 50÷200 asfaltu wchodzącego w skład badanej masy nie wpływa na jej zmęczenie.
- Wytrzymałość masy na zmęczenie jest proporcjonalna do zawartości asfaltu mieszczącej się w przedziale 5,4÷28,6%.
- Zawartość wolnych przestrzeni, mieszcząca się w przedziale 1,6÷17%, nie ma wpływu na wytrzymałość zmęczeniową badanej masy.
- Rodzaj oraz uziarnienie kruszywa mają tylko nieznaczny wpływ na wytrzymałość zmęczeniową masy.

- Został ustalony wzór na wytrzymałość zmęczeniową, uwzględniający skład masy mineralno-bitumicznej oraz właściwości jej składników.

K. Metoda opracowana w Centrum Badań Drogowych w Belgii [53], [54], [55], [66], [67]

Zastosowano urządzenie do zginania próbek trapezoidalnych, utwierdzonych przy końcu o większym przekroju. Badanie wykonuje się na próbkach o wymiarach L = 35 cm, $h_1$ = 9 cm, $h_2$ = 3 cm, b = 3 cm (oznaczenia L, $h_1$, $h_2$, b - jak na rysunku 2.3). Siła obciążająca sinusoidalna o stałej amplitudzie działa z częstotliwością od 30 do 100 Hz.

Zastosowane urządzenie jest sterowane za pomocą elektronicznej maszyny cyfrowej i umożliwia również wykonywanie badań przy programowo wywołanym (narzuconym) odkształceniu. Temperaturę badania można zmieniać w przedziale od -20°C do +35°C.

Wyniki badań opracowuje się tak, jak w metodzie C. [5], [9].

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Wyniki badań z programowanym odkształceniem można przedstawić równaniem (2.10) niezależnie od częstotliwości obciążenia i temperatury badania.
- Równanie opisujące odporność na zmęczenie można rozwiązać za pomocą programu opracowanego na maszynę cyfrową na podstawie znajomości takich parametrów, jak:
  - zawartość asfaltenów w asfalcie lub zmian penetracji asfaltu w zależności od czasu działania obciążnika,
  - składu mieszanki mineralno-bitumicznej.
- Wartość modułu $|E^*|$ dowolnej masy można określić również za pomocą programu opracowanego na maszynę cyfrową, przy znajomości parametrów wymienionych uprzednio.
- Stwierdzono odpowiedniość częstotliwości i temperatury przy określaniu modułów $|E^*|$.

L. Metoda opracowana w Wyższej Szkole Budownictwa w Lipsku [56]

Zastosowano urządzenie do zginania próbek pryzmatycznych o wymiarach 3 x 4 x 32 cm, pod obciążeniem w czterech punktach. Próbki są obciążone stałą siłą lub zmienną siłą, powodującą ugięcie o stałej amplitudzie i częstotliwości od 1 do 5 Hz. Temperatura badania wynosi 5°C.

Wyniki badania opracowuje się tak, jak w metodzie C [5], [9]

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Istnieje liniowa zależność (2.10) między logarytmem odkształcenia, a logarytmem liczby cykli powodujących zniszczenie próbki.
- Odkształcenie graniczne $\mathcal{E}$ zależy od temperatury badania oraz od rodzaju asfaltu w masie. Zależność ta zachodzi zarówno dla badania wykonywa-

nego przy zastosowanej w sposób kontrolowany sile obciążającej, jak i dla badania przy wywołanym stałym odkształceniu.

Ł. Metoda opracowana w Uniwersytecie Waszyngtońskim [49]

Zastosowano urządzenie do zginania beleczek o wymiarach 5 x 5 x 30 cm, podtrzymywanych przez arkusz blachy opartej na sprężynach.

Beleczki obciążone są w środku rozpiętości. Wielkość ugięcia niesinusoidalnego o stałej amplitudzie, powtarzającej się 37 razy w ciągu minuty, jest kontrolowana.

M. Metoda opracowana w Centrum Badawczym ESSO we Francji [51]

Zastosowano urządzenie do rozciągania i ściskania próbek walcowych o średnicy 10 cm i wysokości 14 cm. Obciążenie działa na próbkę z częstotliwością zmienną od 0 do 50 Hz. Temperatura badania jest zmienna w zakresie od $-10^{\circ}C$ do $+ 30^{\circ}C$. Próbka jest umieszczona w komorze, która umożliwia zastosowanie ciśnienia bocznego znajdującego się od 0 do 10 barów ($0 \div 1$ MN/m$^2$).

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Między logarytmem odkształcenia a logarytmem liczby cykli obciążenia powodujących zniszczenie próbki zachodzi zależność liniowa (2.10), przy czym parametr a jest zależny od częstotliwości obciążenia i temperatury badania oraz od rodzaju badanej masy.
- Energia (G) pochłonięta przez badaną próbkę od momentu jej zniszczenia wydaje się nie zależeć zarówno od składu masy, jak i rodzaju asfaltu. Wyraża się ona wzorem:

$$\log G = \log K + \frac{2}{3} \log N \qquad (2.14)$$

N. Metoda opracowana w Laboratorium Badawczym Transportu i Dróg w Wielkiej Brytanii [50]

Zastosowano urządzenie do rozciągania i ściskania próbek pryzmatycznych o wymiarach 7,5 x 7,5 x 22,5 cm. Zastosowano obciążenie w kilku wariantach, różnicując przebieg działania siły, czas spoczynku itp. Temperatura badania jest zmienna w przedziale od $-10^{\circ}C$ do $+ 40^{\circ}C$.

Celem badania jest uzyskanie równania opisującego odporność na zmęczenie, określenie modułów $|E^*|$ oraz określenie wpływu czasu spoczynku między obciążeniami na trwałość badanej masy.

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Metoda pozwala ocenić trwałość masy mineralno-bitumicznej przy uwzględnieniu wpływu czasu spoczynku między obciążeniami. Metody, które nie uwzględniają czasu spoczynku, mogą dać w niektórych przypadkach wyniki zaniżone (o ok. 25%), gdyż podczas eksploatacji nawierzchni występują za-

równo przerwy w ruchu pojazdów samochodowych, jak i nagłe zwiększenie ruchu pojazdów.

- Jeżeli temperatura badania przekracza 25°C, to maleje prawdopodobnie korzystny wpływ czasu spoczynku na trwałość masy.

## 2.3. Własności mechaniczne mas przy powtarzającym się ściskaniu

### 2.3.1. Ogólna synteza wyników badań

Prawa rządzące zachowaniem się mas mineralno-bitumicznych, poddanych działaniu powtarzającego się ściskania, są o wiele mniej znane, niż prawa rządzące ich zachowaniem się przy powtarzającym się zginaniu. Mimo to, wyniki wykonanych dotychczas badań - w ośrodkach wymienionych w tabl. 2.2 - pozwoliły na wysunięcie kilku ciekawych i przydatnych w praktyce wniosków. I tak, odkształcenie trwałe mas mineralno-bitumicznej jest zależne - przy danym obciążeniu - od modułu $|E^*|$ badanej masy, a moduł ten zależy z kolei od temperatury i czasu trwania obciążenia.

Tablice 2.2

Wykaz głównych ośrodków badawczych wykonywujących zmęczeniowe badania mas mineralno-bitumicznych poddanych ściskaniu

| Nazwa laboratorium | Nazwisko autorów | Publikacje |
|---|---|---|
| Georgia Institute of Technology, Atlanta | R.D. Barksdale | [57] [58] |
| Centre de Recherche Esso Standard, Mont-Saint-Aignon France | G. Champton<br>P.J. Valayer<br>C. Azibert<br>B. Celard<br>B. Lombardi<br>P. Caillot | [51] [52]<br>[59] [60] |
| Centre de Recherches Routieres, Bruxelles | L. Francken | [61] [62] |
| Universite de Nottingham | M.S. Smaith<br>S.F. Brown<br>P.S. Pell | [14] [63]<br>[69] |

Dla mas mineralno-bitumicznych, stosowanych w budownictwie drogowym, moduł przy ściskaniu nie różni się praktycznie od modułu przy zginaniu.

Można więc wyniki uzyskane przy zginaniu, a dotyczące określenia modułu badanej masy, wykorzystać bezpośrednio przy badaniu zachowania się masy mineralno-bitumicznej, przy powtarzającym się ściskaniu.

Od dawna istnieje konieczność ustalenia kryterium racjonalnego projektowania mas mineralno-bitumicznych odpornych na powstawanie pęknięć zmęczeniowych, a równocześnie odpornych na powstawanie kolein, których powodem są powtarzające się obciążenia ściskające. Wyniki badań próbek przy powtarzającym się zginaniu oraz przy powtarzającym się ściskaniu umożliwiają sprecyzowanie tego kryterium. Dotychczas stwierdzono,że masy z asfaltami, które wykazują małe zmiany penetracji w zależności od czasu działania obciążnika, jak również małą wrażliwość na zmiany temperatury (p.2.2) są odporne na zmęczenie.

Stwierdzono też, że lepiszcza bitumiczne o małej wrażliwości termicznej, użyte do mas mineralno-bitumicznych, powodują dobrą odporność tych mas na powstawanie kolein. Wynika stąd wniosek, że wymagania dotyczące asfaltów dla zapewnienia równoczesnej odporności masy na powstawanie pęknięć oraz kolein są zgodne. Należy więc określić tylko kryterium dotyczące składu objętościowego masy, a w szczególności stosunku zawartości lepiszcza ($V_L$) do sumy ($V_L$ + V), tj. zawartości lepiszcza i zawartości wolnych przestrzeni w masie. Stosunek ten musi być jak największy przy równoczesnym dużym module $|E^*|$ projektowanej masy mineralno-bitumicznej w całym zakresie występujących temperatur i stosowanych obciążeń. Wymaganie to można spełnić, projektując masę o dużej zawartości objętościowej kruszywa,małej zawartości lepiszcza oraz małej zawartości wolnych przestrzeni.

### 2.3.2. Metody badań

A. Metoda opracowana w Instytucie Technologicznym Georgii w Atlancie [57], [58]

Zastosowano urządzenie do badania próbek poddanych działaniu powtarzającego się trójosiowego ściskania. Badanie wykonuje się na próbkach cylindrycznych o średnicy $\varnothing$ = 15 cm i wysokości H = 30 cm lub na próbkach o średnicy $\varnothing$ = 7 cm i wysokości H = 15 cm.

Na próbkę działa ciśnienie boczne, utrzymywane na stałym poziomie w czasie wykonywania badania, lecz z możliwością regulacji do wymaganej wartości przez wykonującego badanie. Układ pneumatyczny umożliwia powtarzanie działania dewiatora przyłożonego do próbki. Obciążenie jest okresowe (30 cykli obciążenia na minutę), o stałym wzroście i spadku i trwa 0,1 s. Ciśnienie boczne może wynosić 0,02 $MN/m^2$; 0,035 $MN/m^2$ lub 0,007 $MN/m^2$.Dewiator może wywoływać ciśnienie na próbkę od 1 do 6 razy większe od ciśnienia bocznego.

Celem badania jest określenie zmian trwałego odkształcenia, jako funkcji liczby cykli obciążających.

Metoda ta była stosowana do badania materiałów rozdrobnionych,np. gruntu itp., a to w celu opracowania metody obliczeniowej, służącej do przewidywania wielkości kolein w nawierzchniach bitumicznych.

B. Metoda opracowana w Centrum Badawczym ESSO we Francji [59], [51], [60], [52]

Zastosowano urządzenie do obciążeń dynamicznych umożliwiające wykonywanie badań przy kontrolowanym naprężeniu, odkształceniu lub przemieszczeniu próbki. Badania wykonuje się na próbkach cylindrycznych o średnicy $\varnothing$ = 10 cm i wysokości h = 14 cm, wykonanych z zastosowaniem obróbki skrawaniem.

Badanie wykonuje się w komorze termostatu. Urządzenie posiada wyposażenie elektroniczne i hydrauliczne umożliwiające kontrolę i pomiar w sposób ciągły wielkości przyłożonej siły pionowej, a następnie chwilowego odkształcenia pionowego próbki (w celu obliczenia modułu $|E^*|$) oraz jej trwałego odkształcenia pionowego do oceny pełzania. Istnieje również możliwość wywierania naprężenia bocznego utrzymywanego na stałym poziomie w czasie badania.

Szczegółowe parametry badania są następujące:

- temperatura od $-10^oC$ do $+ 30^oC$,
- częstotliwość od 0 do 50 Hz,
- siła pionowa od 0,02 do 50 kN,
- ciśnienie boczne od 0 do 1 $MN/m^2$.

Metoda pozwala wykreślić krzywą pełzania od obciążenia dynamicznego oraz określić moduły $|E^*|$ mas mineralno-bitumicznych.

Badanie uważa się za zakończone, jeżeli pionowe odkształcenie trwałe osiąga wartość równą 6% początkowej wysokości próbki.

G ł ó w n e  r e z u l t a t y  b a d a ń:

- Temperatura mięknienia asfaltu wg PiK, ma duży wpływ na pełzanie.
- Duża zawartość drobnych frakcji kruszywa w badanej masie zwiększa jej wytrzymałość zmęczeniową.
- Rodzaj kruszywa oraz jego uziarnienie ma istotny wpływ na wielkość pełzania masy. Stwierdzono, że masy z kruszywem o uziarnieniu nieciągłym, a zwłaszcza z małą zawartością wolnych przestrzeni, wykazują dobrą wytrzymałość zmęczeniową.
- Stwierdzono, że masy wykazujące dobrą odporność na pełzanie charakteryzują się modułem $|E^*|$, który w temperaturze T = $20^oC$ i przy częstotliwości f = 10 Hz wynosi około 5500 $MN/m^2$. Aby osiągnąć 6% odkształcenie wysokości próbki masy przeznaczonej na warstwy jezdne, badanej w temperaturze T = $20^oC$ i przy częstotliwości f = 10 Hz, należy wykonać $5 \cdot 10^5$ cykli. Wówczas moduł $|E^*|$ równa się 7500 $MN/m^2$. Natomiast chcąc

osiągnąć to samo odkształcenie próbki w tych samych warunkach, lecz wykonanej z masy przeznaczonej na warstwy podbudowy, należy wykonać tylko $3 \cdot 10^5$ cykli.

C. Metoda opracowana w Centrum Badawczym Dróg w Belgii [61], [62], [67]

Badanie wykonuje się na próbkach cylindrycznych o średnicy $\emptyset = 16$ cm i wysokości $h = 32$ cm. Próbkę zawija się w przeponę nieprzepuszczalną i umieszcza w komorze do trójosiowego ściskania. Za pośrednictwem systemu hydraulicznego próbka jest poddawana powtarzającemu się ściskaniu, za pomocą tłoka, który jest wprowadzony do górnej części komory i napędzany dźwignikiem elektrohydraulicznym.

Na próbkę można również wywierać ciśnienie boczne w zakresie od 0,03 do 0,05 $MN/m^2$.

Siła osiowa działająca na próbkę składa się ze składowej dynamicznej (sinusoidalnej), której częstotliwość może się zmieniać w przedziale od 0,05 kN do 10 kN oraz składowej wzrastającej w sposób ciągły od 0,05 kN do 10 kN, niezależnie od siły dynamicznej.

Pomiar siły wykonuje się za pomocą przetwornika wzbudowanego w komorę. Również za pomocą odpowiednich przetworników odczytuje się wielkość odkształcenia trwałego i sprężystego oraz zmiany objętości próbki.

Układ automatycznego sterowania umożliwia w czasie trwania badania utrzymywania stałej siły, bądź odkształcenia, zależnie od rodzaju wykonywanego doświadczenia.

Specjalny układ termostatyczny umożliwia regulowanie temperatury próbki w zakresie od $5^oC$ do $50^oC$.

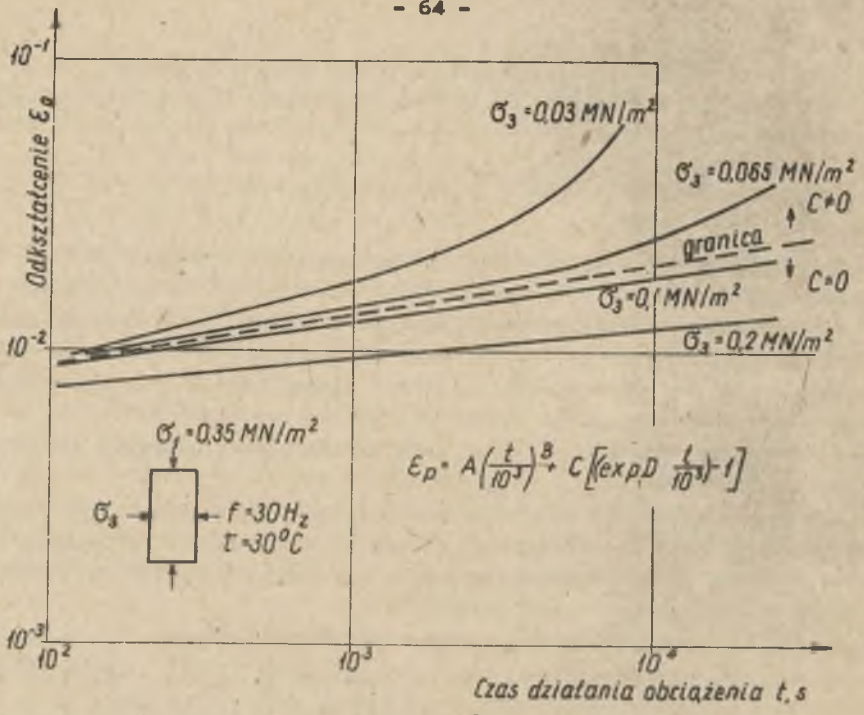
Celem badania jest określenie modułu $|E^*|$ i krzywej zmiany odkształcenia trwałego, w zależności od liczby cykli obciążenia (krzywej pełzania przy powtarzającym się obciążeniu) oraz od warunków wykonywanego badania (wielkość ciśnienia bocznego, siły statycznej, siły dynamicznej, częstotliwości oraz temperatury). Dane te wykorzystuje się do obliczania przewidywanej głębokości kolein w zależności od intensywności ruchu pojazdów na drodze.

Wyniki dotychczasowych badań umożliwiły określenie odkształcenia trwałego następującym wzorem

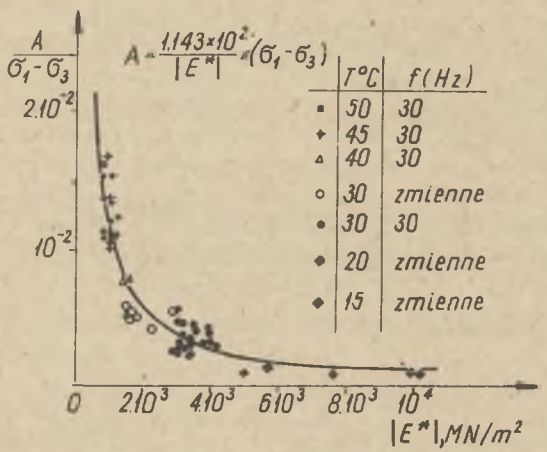
$$\varepsilon_p = A \cdot \left(\frac{t}{10^2}\right)^B + C\left[\left(\exp \frac{D \cdot t}{10^5}\right) - 1\right], \qquad (2.15)$$

w którym $t$ jest czasem działania obciążenia w sekundach, a parametry A, B, C, D zależą od warunków obciążenia i składu masy.

Parametry A, B, C, D zostały określone na podstawie wyników badania i umożliwiają one wykreślenie krzywych pełzania (rys. 2.4). Badanie zmienności tych parametrów - zależnie od warunków badania - umożliwia dok-




Rys. 2.4. Wpływ naprężeń bocznych $\sigma_3$ na krzywą odkształcenia




Rys. 2.5. Zależność między stosunkiem $A:(\sigma_1 - \sigma_2)$ i modułem $|E^*|$

ładniejsze sprecyzowanie przebiegu pełzania różnych mas mineralno-bitumicznych. Można stwierdzić, że:

- parametr A jest odwrotnie proporcjonalny do modułu $|E^*|$ i jest rosnącą funkcją dewiatora naprężeń (rys. 2.5),
- parametr B jest zawarty w przedziale od 0,1 do 0,3,
- należałoby projektować takie masy na nawierzchnie drogowe, których parametr C równy jest 0.

Badania mające na celu uzasadnienie tej wartości są w toku.

D. Metoda opracowana w Uniwersytecie w Nottingham, Wielka Brytania [14], [63], [69]

Zastosowano urządzenie do trójosiowego dynamicznego ściskania próbek cylindrycznych o średnicy ∅ 15 cm i wysokości h = 22,5 cm.

Ciśnienie pionowe przyjmuje się w przedziale od 0 do 1400 kN/m$^2$, a ciśnienie boczne od 0 do 1000 kN/m$^2$.

Częstotliwość nacisku pionowego zmienia się w przedziale od 0 do 20 Hz, a częstotliwość nacisku bocznego od 0 do 10 Hz.

Istnieje możliwość wprowadzenia tzw. czasów spoczynku, zmieniających się od 0 do 40 minut pomiędzy cyklami obciążenia.

Badanie próbek w takim urządzeniu umożliwia sporządzenie wykresu pionowego odkształcenia trwałego i sprężystego, w zależności od liczby cykli obciążenia. Sposób pomiaru odkształcenia trwałego i sprężystego, występującego wzdłuż promienia przekroju poprzecznego badanej próbki, jest w opracowaniu.

Zasadnicze wyniki uzyskazne do chwili obecnej dotyczą mas mineralno-bitumicznych z zawartością asfaltu o penetracji 80÷100 w przedziale od 3,4% do 5,0%.

Wyniki badań pozwalają sformułować następujące wnioski:

- stosowanie czasu spoczynku, pomiędzy cyklami naprężeń od nacisku pionowego, ma nieznaczny wpływ na odkształcenie,
- zawartość lepiszcza 4% odpowiada maksymalnej odporności na odkształcenie w temperaturze od 10°C do 30°C, natomiast w temperaturze 40°C największą odporność na odkształcenia uzyskano przy 3% zawartości asfaltu,
- istnieje zależność pomiędzy wynikami badań przy obciążeniu statycznym oraz wynikami badań przy obciążeniu dynamicznym,
- wykorzystanie wyników badań laboratoryjnych przy wymiarowaniu nawierzchni bitumicznych umożliwia zaprojektowanie nawierzchni o dopuszczalnej wielkości koleiny.

Na zakończenie niniejszego rozdziału należy wspomnieć, że w dotychczasowych metodach badań mas mineralno-bitumicznych, nie określono wpływu starzenia się lepiszcza na wytrzymałość zmęczeniową tych mas. Pojedyncze prace z tego zakresu, jak np. [68], nie upoważniają do sformułowania uogólnionych wniosków.

## LITERATURA do rozdziału 2

[1] Hveem F.N.: Pavement Deflection and Fatigue Failures - Design and Testing of Flexible Pavements. Highway Research Board Bulletin 114, 43-87 (1955).

[2] Monismith C.L.: Flexibility Characteristics of Asphaltic Paving Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 27, 74-106 (1958).

[3] Monismith C.L.: Effect of Temperature on the Flexibility Characteristics of Asphaltic Paving Mixtures. Symposium on Road and Paving Mixtures, 1959, ASTM Spec. Tech. Publ. 277 (1960).

[4] Monismith C.L., Secor K.E., Blackner W.W.: Asphalt Mixture Behaviour in Repeated Flexure. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 30, 188-222 (1961).

[5] Deacon J.A.: Fatigue of Asphalt Concrete. The sis Univ. of California (1965).

[6] Seed H.B., Mitry F.G., Monismith C.L., Chan C.K.: Prediction of Pavements Deflections from Laboratory Repeated Load Tests. Univ. of California. Report n° TE 65-6 (1965).

[7] Monismith C.L.: Asphalt Mixture Behaviour in Repeated Flexure. Univ. of California. Raport n° 65-9 (1965).

[8] Monismith C.L.· Fatigue of Asphalt Paving Mixtures. Paper prepared for Presentation at First Annual Street and Highway Conference.Univ. of Nevada, March, 9th 1966.

[9] Deacon J.A.,- Monismith C.L.: Laboratory Flexural Fatigue Testing of Asphalt Concrete with Emphasis on Compound Loading Tests. Paper Presented at Annual Meeting of Highway Research Board. Washington D.C., January 1966.

[10] Monismith C.L.: Design Considerations for Asphalt Pavements to Minimize Fatigue Distrees under Repeated Loading. Paper Prepared for Presentation ot the Fourth Paving Conference. The University of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, December 8-9, 1966.

[11] Papazian H.S., Baker R.F.: Analysis of Fatigue Type Properties of Bituminous Concrete, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 28, 179-210, (1959).

[12] Baker R.F., Papazian H.S.: The Effect of Stiffness Rato on Pavement Stress Analysis. Highway Research Board Bulletin, 39, 6° - 85 (1960).

[13] Ojendijk R.T.: An Investigation of the Fatigue Type Properties of Asphaltic Concrete under Rapid, Repeated Loads. Thesis,Ohio State Univ. (1959).

[14] Pell P.S. and Brown S.F.: The Characteristics of Materials for the Design of Flexible Pavement Structures. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 326-342, London 1972.

[15] Pell P.S., Mac Carthy P.F., Gardner R.R.: Fatigue of Bitumen and Bituminous Mixes. Int. Journal of Mech. Science, 3, 247 (1961).

[16] Pell P.S.: Fatigue Characteristics of Bitumen and Bituminous Mixes. Proceedings of the First International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 310-323, Ann Arbor 1967.

[17] Pell P.S.: Fatigue of Bituminous Materials in Felxible Pavements,ICE Proc., 31, 283-312 (1965).

[18] Pell P.S.: Fatigue of Asphalt Pavement Mixes. Preprint Volume.Second International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements. Ann Arbor 1967, pp. 459-483.

[19] Pell P.S., Taylor J.F.: Asphaltic Road Materials in Fatigue. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Los Angeles, February 1969.

[20] Pell P.S.: Discussion on Dr Verstraeten's Paper. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, Vol. II. London 1972.

[21] Jimenez R.A.: An Apparatus for Laboratory Investigations of Asphaltic Concrete under Repeated Flexural Deformations. Report submitted to the Texas Highway Department. College Station. The Texas Transportation Institute (1962).

[22] Jimenez R.A., Gallaway B.M.: Behaviour of Asphaltic Diaphragms to Repetitive Loads. Proceedings of the First International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 339-344, Ann Arbor, 1963.

[23] Huet C.: Etude, par une méthode d'impédance, du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés. Thése, Université de Paris, (1963).

[24] Huet C.: Etude, par une méthode d'impédance, du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés. Annales des Ponts et Chaussées, 373-429 (1965).

[25] Sayegh G.: Viscoelastics Properties of Bituminous Mixtures. Proceedings of the Second International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, Ann Arbor 1967.

[26] Doan T.H.: Contribution á l'etude du comportement á la fatigue des enrobés bitumineux. Thése d'ingénieur docteur (1970).

[27] Bonnot J.: Assessing the Properties of Materials for the Structural Desing of Pavements. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, Vol. I, pp.200-213, London 1972.

[28] Doan T.H.: Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC.Biulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, Vol. 84, p. 85, 1976.

[29] Soliman S.: Infuence des paramétres de formulation sur le comportement á la fatigue d'un enrobé bitumineux. Thése de docteur - ingenieur, Paris VI, décembre 1975.

[30] Nijboer L.W.: Mechanical Properties of Asphalt Materials and Structural Design of Asphalt Roads. Highway Research Board Bulletin, 33, 185 (1954).

[31] Van der Poel C.: Road Asphalts, dans Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity. Edité par M. Reiner, Interscience Publ., New York, 361-413 (1954).

[32] Nijboer L.W.: Mechanical Properties of Bituminous Road Mixtures.Proceedings, Symposium on Vibration Testing of Roads and Runways.Amsterdam, Koninklijke Shell Laboratorium, 20-24 avril 1959.

[33] Saal R.N.J., Pell P.S.: Fatigue of Bituminous Road Mixes. Kolloid Zeit., 171, 61-71 (1960).

[34] Nijboer L.W.: Mechanical Properties of Asphalt Materials and Structural Dosing of Asphalt Roads. Highway Board Proceedings,33,185 (1954).

[35] Heukelom W., Klomp A.: Road Desing and Dynamic Loading. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 33,February 1964, pp. 92-125.

[36] Van Dijck W., Moreaud H., Quedeville A. Ugé P.: The Fracture of Bitumen and Bituminous Mixes. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol. I,pp.354-36, London, 1972.

[37] Van Dijck W.: Practical Fatigue Characterization of Bituminous Mixes. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Phoenix, Arizona, vol. 44, 1975.

[38] Van Dijck W., Vinck W.: The Energy Approach to Fatigue for Pavement Design. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists San Antonio, Texas, Vol. 47, 1977.

[39] Lucas M., Bazin P., Saunier J.: Essais de fatigue sur enrobés bitumineux. Revue Générale des Routes et Aérodromes, 404, 75-81, Novembre 1965.

[40] Carré G.: Résistance á la traction des enrobés bitumineux. Revue Générale des Routes et Aérodromes, 404, 75-81, novembre 1965.

[41] Bazin P., Saunier J.B.: Deformability, Fatigue and Healing Properties of Asphalt Mixes, Proceedings of the Second International Conference of the Structural Design Asphalt Pavements, pp. 438-451, Ann Arbor 1967.

[42] Ugé P., Gravois A., Lemaire J.N.: Le comportement en fatugue des enrobés bitumineux; influence du liant. Revue Générale des Routes et Aérodromes, 521, 1976, p. 43.

[43] Woods L.E.: The Stress Deformation Characteristics of Asphaltic Mixtures under Various Conditions of Loadings. Thesis,Purdue Univ. (1956).

[44] Wood L.E., Goetz W.H.: The Strenght of Bituminous Mixtures and their Behaviour under Repeated Loads. Highway Research Board Proceedings, 35, 405-417 (1966).

[45] Wood L.E., Goetz W.H.: The Strenght of Bituminous Mixtures and their Behaviour under Repeated Loads, Part II. Highway Research Board Proceedings, 36, 318-333 (1957).

[46] Goetz W.H., Mc Laughlin J.F., Wood L.E.: Load-Deformation Characteristics of Bituminous Mixtures under Various Conditions of Loading.Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 26,237-296 (1957).

[47] Kirk J.M.: Results of Fatigue Tests on Different Types of Bitumens. Proceedings of the Second International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, pp. 452-458, Ann Arbor 1967.

[48] Kirk J.M.: Relations between Mix Desing and Fatigue Properties of Asphaltic Pavements. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, pp. 241-247, London 1972.

[49] Hennes R.G., Chen H.H.: Dynamic Desing of Bituminous Pavements. The Trend in Engineering. University of Washington 1950, pp. 22-25.

[50] Raithby K.D., Sterling A.B.: Some Effects of Loading History on the Fatigue Performance of a Hot-Rolled Asphalt. Department of the Environment TRRL Report LR 496, 1972.

[51] Chompton G., Valayer P.J.: Applied Rheology of Asphalt Mixex - Practical Application. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 214-225, London 1972.

[52] Azibert C., Celard B., Lombardi B., Caillot P. (Esso):Machine d'essai de fluage dynamique pour enrobés bitumineux. Revue Générale des Routes et Aérodromes, 522, 1976, p. 42.

[53] Verstraeten J.: Loi de Fatigue en flexion répétée des mélanges Bitumineux, Bulletin de Liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées n° 70, mars-avril 1974.

[54] Francken L., Verstraeten J.: Methode for Predicting Moduli and Fatigue Laws of Bituminous Road Mixes under Repeated Bending. Transportation Res. Record n° 515. "Characteristics of and Factors Influencing Bituminous Materials and Mixtures" 1974.

[55] Francken L., Verstraeten J.: Relation entre le module de rigidité d'un enrobé bitumineux et le module de cisaillement du bitume qu'il renferme. Rapport du 2e Colloque International RILEM "Essais sur bitumes et Matériaux bitumineux", Budapest, 1975.

[56] Guericke G., Weinert F.: The Behaviour of Bituminous Mixtures in Laboratory Tests under Road Conditions. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 233-240, London, 1972.

[57] Barksdale R.D.: Compressive Stress Pulse Times in Plexible Pavements for Use in Dynamic Testing. Highway Research Board n° 345, 1971.

[58] Barksdale R.D.: Laboratory Evaluations of Rutting in Base Course Materials. Proceedings of the Third Internationals Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London 1972.

[59] Chompton G. et Valayer P.J.: Recherches sur les enrobés bitumineux - Applications pratiques Revue Générale des Routes et Aérodromes, 451, 1970.

[60] Chompton G. et Valayer P.J.: Etude de l'ornierage en laboratoire: l'essai de Fluage dynamique. Revue Générale des Routes et Aerodromes, 458, 1970.

[61] Francken L. et Hampson A.H.: "Appareillage de compression sous charges rèpétée". La Technique Routiére, Vol. XVII/1. Bruxelles, 1972.

[62] Francken L.: Properties of Materials. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, London 1972.

[63] Smith M.S., Brown S.F.: Electro-, Hydraulic-, Servo- Controlled Equipment for the Dynamic Testing of Bituminous Material. Réunion RILEM, Cannes 1972.

[64] Verstraeten J.: "Equivalence entre les charges et fatique des revêtements hydrocarbones". La Technigue Routiére, Vol. XII/2, 13-37, juin 1967.

[65] The AASHO Road Test Report 5. Pavement Research. Highway Research Board Special Report 61 E, Washington, 1963.

[66] Cornil P.: "Détermination du module complexe et essais de fatigue en flexion sur de éprouvettes de materiaux hydrocarbonés encastrées á une extrémité". Centre de Recherches Routiéres, Bruxelles, 1968.

[67] Francken L.: Déformation permenente des enrobés bitumineux sous charges répéteés. Communication présenté au 2e Colloque International RILEM "Essais sur bitumes et matériaux bitumineux", Budapest, 1975.

[68] Vallerge B.A., Finn F.N., Hicks R.G.: Effect of Asphalt Aging on the Fatigue Properties of Asphalt Concrete. Proceedings of the Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor 1967.

[69] Brown S.F. and Snaith M.S.: The Permanent Deformation Characteristics of a Dense Bitumen Macadam Subjected to Repeated Loading.Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologist 43, 1947, pp. 224-52.

# 3. METODY BADAŃ PRÓBEK PODDANYCH DZIAŁANIU OBCIĄŻENIA OD TOCZĄCEGO SIĘ KOŁA

## 3.1. Wstęp

W niniejszym rozdziale zostaną omówione badania, w programie których założono stosowanie obciążeń zbliżonych do obciążeń wywołanych rzeczywistym ruchem pojazdów na drodze.

Przyjęto dwa schematy obciążenia, a mianowicie:

- obciążenie kołem poruszającym się po linii prostej "tam i z powrotem",
- obciążenie kołem poruszającym się ciągle po okręgu.

Badania te uwzględniają wymagania praktyki, a przede wszystkim konieczność dokładniejszego i szybkiego oszacowania przyszłych właściwości masy bitumicznej. Możliwości tych nie dawały stosowane powszechnie badania konwencjonalne, zaś badania zmęczeniowe wymagały wprowadzenia skomplikowanych urządzeń i ponoszenia dużych nakładów finansowych.

Podstawowym zadaniem badań, które zostaną w skrócie omówione, jest opracowanie nowej metody projektowania mas mineralno-bitumicznych, odpornych na powstawanie trwałych odkształceń w postaci kolein od intensywnego obciążenia ruchem samochodowym. Omawiane badania można podzielić na dwie zasadnicze grupy:

a) wykonywane na laboratoryjnych symulatorach ruchu,
b) wykonywane na poligonach doświadczalnych.

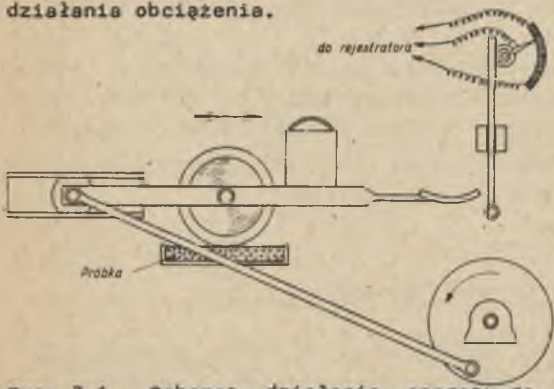
Te ostatnie zostaną omówione w sposób bardzo ogólny.

Należy podkreślić, że obciążenie próbek przyjęte w tych badaniach nie jest identyczne z obciążeniem rzeczywistym, występującym na drodze, niemniej jednak obciążenie to jest zadowalającym odzwierciedleniem obciążenia nawierzchni od ruchu rzeczywistego.

Badania te, mimo stosunkowo długiego czasu koniecznego na ich wykonanie, są bardzo użyteczne i wypełniają lukę pomiędzy obowiązującymi badaniami konwencjonalnymi, a badaniami podstawowymi (zmęczeniowymi). Badania próbek pod obciążeniem ruchomym były podstawą do opracowania nowych, szybkich, praktycznych i prostych badań, które zostaną omówione w rozdz. 4.

## 3.2. Badanie odkształcenia masy pod wpływem obciążenia od toczącego się koła (metoda "Wheed tracking") [1]

W metodzie tej próbka w postaci płyty kwadratowej o boku równym 10 cm i grubości do 5 cm poddana jest działaniu ogumionego i obciążonego koła poruszającego się wzdłuż osi próbki tam i z powrotem. Badanie wykonane jest w stałej temperaturze, ustalonej na początku badania. W czasie badania rejestrowana jest głębokość powstającej koleiny jako funkcja czasu działania obciążenia.




Rys. 3.1. Schemat działania aparatu do badania deformacji próbek masy bitumicznej pod wpływem obciążenia od toczącego się koła - model Badawczego Laboratorium Drogowego w Wielkiej Brytanii

Aparatura stosowana w tej metodzie (rys. 3.1) składa się z:

- metalowej podstawy, do której przymocowana jest forma z próbką w sposób wykluczający możliwość przemieszczania poprzecznego i podłużnego,
- koła obciążającego o średnicy 20 cm z oponą pełną o szerokości 4,7 cm i grubości 1 cm,
- mechanizmu napędowego,
- systemu pomiarowego.

Ruch koła tam i z powrotem odbywa się na odcinku 25 cm i jest wzbudzany przez silnik zaopatrzony w reduktor prędkości. Wykonuje się 50 przejść na minutę. Do koła jest przymocowana dźwignia, na której umieszczony jest pojemnik na odważniki z ołowiu, co pozwala na dowolne dobieranie obciążenia w granicach od 221 do 662 N (od 22,5 kG do 67,5 kG). Na końcu dźwigni umocowany jest klocek, który - gdy koło obciążające próbkę znajduje się w połowie swej drogi - dotyka końca pręta pionowego odpornego na ścieranie. Pręt jest składową układu rejestrującego odkształcenia próbki. Klocek naciskając na koniec pręta, przesuwa go proporcjonalnie do odkształcenia trwałego próbki w postaci koleiny. Koniec pręta wprawia w ruch - po wzmocnieniu przez system przekładni - wskazówkę potencjometru. Ruch pręta jest więc przeobrażony na sygnał elektryczny, który jest wygodny i łatwy zarówno do wzmocnienia, jak i zapisu. Aparat pozwala mierzyć głębokość koleiny do 14 mm. Przy głębokościach większych występują zaburzenia przeszkadzające w dobrym funkcjonowaniu aparatury.

W celu utrzymania stałej temperatury, aparat umieszczony jest w komorze termostatu. Badania wykonuje się zwykle w temperaturze 45°C. Próbki przygotowane w warunkach laboratoryjnych przechowywane są przez 8 dni w temperaturze otoczenia, a to w celu ustabilizowania się temperatury masy. Po tym okresie pielęgnacji są one umieszczane na 12 godzin przed rozpoczęciem badania, w suszarce w temperaturze 45°C.

### 3.3. Badanie przyczepności lepiszcza bitumicznego do kruszywa w aparacie z toczącym się kołem (metoda "Wheed tracking")

Zasady działania aparatury są takie same, jak omówione w p. 3.2. Aparat posiada trzy kółka obciążające o średnicy 20 cm i szerokości 4,7 cm, które wykonują na 5 próbkach 50 cykli przejazdów na minutę. Wielkość siły obciążającej jest stała i wynosi 20,6 . $10^4$ N/$m^2$ (2,1 kG/$cm^2$).

Próbki są umieszczone w perforowanych formach o następujących wymiarach: długość 30 cm, szerokość 10 cm, wysokość 3 cm i zanurzone w wodzie o temperaturze 40°C.

Analiza wyników pomiarów głębokości koleiny, zależnej od czasu, wykazuje, że najpierw następuje nieznaczne dogęszczenie próbki,na co wskazuje mała szybkość odkształcenia. Ta zmiana szybkości odkształcenia odpowiada początkowej fazie zniszczenia próbki, a czas który jej odpowiada, przyjęto do określenia odporności masy na odmycie lepiszcza.

### 3.4. Badanie w symulatorze obciążeń [3]

Symulator obciążenia (rys. 3.2), zwany również aparatem do wytwarzania kolein, przeznaczony jest do testowania mas bitumicznych, stosowanych zarówno na warstwy nośne, jak i ścieralne nawierzchni, pod działaniem obciążenia od toczącego się koła.

Badanie wykonuje się na dwu próbkach wykonanych w laboratorium lub wyciętych z nawierzchni. Próbki są płytami o długości 50 cm, szerokości 18 cm i grubości 10 cm, umieszczonymi w metalowych formach,które są w sposób sztywny połączone ze stałą podporą. Dwa koła obciążone poruszają się po próbkach tam i z powrotem na odcinku 15 cm. Oś podłużna próbki może być przesunięta w stosunku do osi śladu opony. Kąt ten może być dowolnie zmieniany od 0° do 10°.

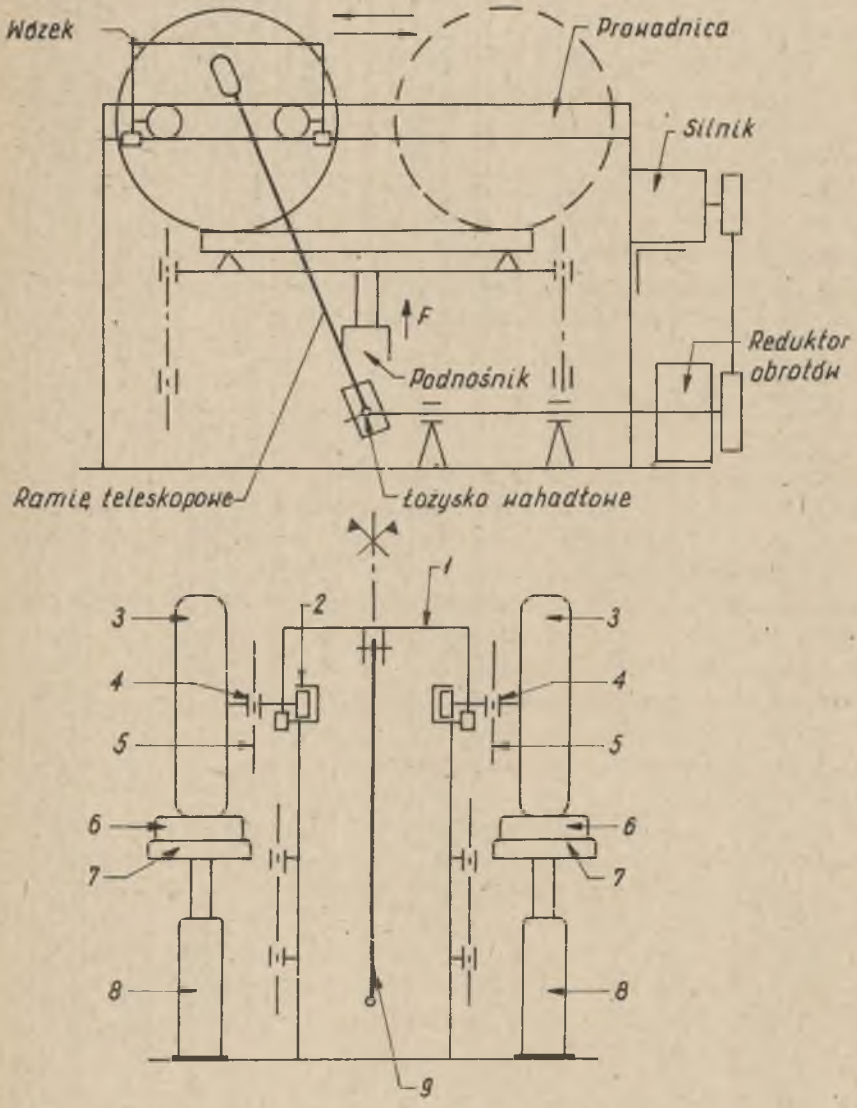
Temperatura, w jakiej wykonuje się badanie, może być regulowana w zakresie od 0° do 50°C i jest uzyskiwana przez podłączenie komory termostatu do cyrkulacji wymuszonej powietrza o ustalonej temperaturze.

Aparatura pozwala stosować 60 cykli na minutę przy ciśnieniu w oponie 58,9 . $10^4$ N/$m^2$ (6 kG/$cm^2$) oraz obciążeniu koła siłą do 4905 N (500 kG).

Wyniki badania w postaci odkształceń trwałych (kolein) są rejestrowane na taśmie w funkcji czasu działania obciążenia.

### 3.5. Badanie na torze kołowym w Laboratorium Shella w Amsterdamie [5]

Tor kołowy skonstruowany w Laboratoium Shella pozwala obserwować i analizować zachowanie się konstrukcji nawierzchni drogowej, której grubość może dochodzić do 60 cm. Masy mineralno-bitumiczne przeznaczone do bada-




Rys. 3.2. Schemat aparatu symulującego tworzenie się kolein

1 - wózek, 2 - prowadnica, 3 - koło, 4 - zwrotnica koła, 5 - oś, 6- próbka, 7 - podparcie próbki, 8 - podnośnik, 9 - ramię teleskopowe

Tablica 3.1

Charakterystyka techniczna niektórych laboratoryjnych torów kołowych

| Charakterystyka toru kołowego | Kentucky Dep. of Highways Frankfort Kentucky, USA | Esso Withing Indiana, USA | University of Illinois, USA | Väginstitut Stockholm |
|---|---|---|---|---|
| Średnica w osi toru | 3,60 m | 4,60 m | 5 m | 5,25 m |
| Szerokość nawierzchni toru | 0,45 m | 0,30 m | 2,40 m | 0,46 m |
| Grubosc badanej nawierzchni | 0,36 m | 0,50 m | 1,27 m | 0,53 m |
| Liczba kół | 2 | 4 | 2 | 6 osi |
| Wielkość nacisku | 3,5÷16 kN | 2,5÷7,5 kN | 9÷16 kN | 17 kN |
| Sposób obciążenia | grawitacyjnie | podnośnik hydraul. | grawitacyjnie | zawieszenie sprężynowe |
| Prędkość krążenia | 2,5; 5; 10; 15 km/h | 8÷65 km/h | 3÷25 km/h | 80 km/h |
| Liczba kolejnych przejazdów koła w danym przekroju | 600.000 w 250 h | 1.500.000 w 1 tygod. 40 km/godz | 22.800 w 8 h 20 km/h | 19.000 w 1 h 50 km/h |
| Stosowane metody oceny | pomiary przekroju poprzecznego, wizualna oszacowania odmycia kruszywa | pomiary przekroju poprzecznego, odkształcenia i promienia krzywizny odkształcenia | pomiary przekroju poprzecznego | pomiary przekroju poprzecznego, odkształcenie i promienia odkształcenia |
| Temperatura badania | pokojowa | pokojowa | regulowane do $60^{o}C$ | od $-20^{o}$ do $+35^{o}C$ |
| Inne warunki | nawilgocenie podłoża | sztuczny deszcz | sztuczny deszcz | sztuczny deszcz |
| Liczbe konstrukcji nawierzchni możliwych do przebadania | 10÷15 | 16 | 6 | 7÷14 |

Tablica 3.2

Charakterystyka techniczna niektórych poligonowych torów kołowych

| Charakterystyka toru | Washington State University USA | Viskumny Ustaw Inzen Bratislava | Road Research Laboratory Harmondsworth Anglia |
|---|---|---|---|
| Średnica w osi toru | 25,40 m | 32 m | 33 m |
| Szerokość nawierzchni toru | 2,45 m | 6 m | 5 m |
| Grubość badanej nawierzchni | 0,5÷1,0 m | 1,50 m | 1,80 m |
| Rodzaj obciążań | 3 pary kół bliźniaczych | 2 osie | 3 pary kół bliźniaczych |
| Siła obciążająca | 50-100 kN/koło bliźniacze | 100 kN/oś | 50 kN/koło bliźniacza |
| Sposób obciążenia | grawitacyjnie | grawitacyjnie | podnośnik hydrauliczny |
| Prędkość krążenia | teoretyczna: 24 do 38 km/h praktyczna: 50 km/h | 65 km/h | 28 km/h |
| Liczba kolejnych przejść obciążenia w danym przekroju | 2000 h z szybkością 56 km/h | 225000/mies. z szybkością 50 km/h | 300/h |
| Stosowane metody oceny | pomiar przekroju poprzecznego | pomiar odkształceń naprężeń zmian powierzchni | pomiar przekroju poprzecznego |
| Temperatura badania | temp. otoczenia | temp. otoczenia | tor przykryty |
| Inne warunki klimatyczne | - | - | - |
| Liczba konstrukcji nawierzchni możliwych do przebadania | 3 | 3 | 4 lub 5 |

nia są wbudowane między dwa koncentrycznie usytuowane mury betonowe, tworzące pierścień. Średnica muru zewnętrznego wynosi 325 cm, a odstęp między murami 70 cm.

Obciążenie zmienne, w zakresie od 1472 N do 1962 N (od 150 kG do 200 kG) jest przekazywane przez dwa ogumione koła za pośrednictwem systemu hydraulicznego. Prędkość kół może zmieniać się od 0 do 16 km/h. Odpowiedni system hydrauliczny pozwala zmieniać promień okręgu, po którym poruszają się obciążone koła.

Elektryczne ogrzewanie pozwala osiągnąć temperaturę do 60°C i jest kontrolowane systemem termostatów.

Tor ten był wykorzystywany do weryfikacji założeń teorii sprężystości dotyczących układów wielowarstwowych przy przewidywaniu naprężeń i odkształceń, jak również do określenia wielkości powstającego odkształcenia trwałego dla różnych mas bitumicznych.

Istnieje wiele urządzeń skonstruowanych na wzór opisanego toru kołowego. W tablicy 3.1 zestawiono dane techniczne czterech wybranych przyrządów tego typu [6].

## 3.6. Tor kołowy na poligonie doświadczalnym [6]

Omawiając badania mas bitumicznych pod obciążeniem przez koło ruchome, należy wspomnieć o torach kołowych skonstruowanych w formie dużych odcinków doświadczalnych, których nawierzchnie poddawane są działaniu obciążenia przekazywanego przez koło o rzeczywistych wymiarach i w rzeczywistych warunkach klimatycznych. Należy jednak podkreślić, że częstotliwość przejazdów koła obciążającego na takim torze jest znacznie większa od częstotliwości rzeczywistej przejazdów samochodów na drodze.

W tablicy 3.2 zestawiono dane techniczne torów kołowych, na których wykonywane zostały badania poligonowe.

## LITERATURA do rozdziału 3

[1] Shkarsky E., Livneh M.: The Use Gravels for Bituminous Paving Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists Vol. 33, 1964, pp. 584-610.

[2] Bituminous Materials in Road Construction. Chap. 5 "The Adhesion of Bituminous Binders to Road Aggregates" pp. 80-81. Road Research Laboratory, London, Her Majesty's Stationery Office 1962.

[3] Noret H., Gauther Y.: Le simulateur de trafic. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 47 Sept-oct. 1970, pp. 119-128.

[4] Hofstra A., Valkering C.P.: The Modulus of Asphalt Layers at High Temperatures: Comparison of Laboratory Measurements under Simulated Traffic Conditions with Theory. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 430-443, London 1972.

[5] Hofstra A., Klomp A.J.G.: Permanent Deformation of Flexible Pavements under Simulated Road Traffic Conditions. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 613-621, London 1972.

[6] O.C.D.E.: "Méthodes Accélérées de Prévision de la Durée de Vie des Chaussées". Paris, mai 1972.

## 4. NOWE METODY BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI I ODKSZTAŁCALNOŚCI MAS BITUMICZNYCH

### 4.1. Badanie wytrzymałości na rozciąganie [1],[2]

A. Zasada badania

Badanie ma na celu określenie wytrzymałości na rozciąganie masy bitumicznej przez ściskanie wykonanych z niej próbek walcowych siłami rozłożonymi wzdłuż dwu przeciwległych tworzących (rys. 1.3).

W trakcie ściskania, realizowanego aż do zniszczenia próbki, mierzone jest obciążenie i odpowiadające mu odkształcenie.

Badania wytrzymałości na rozciąganie były wykonywane w Belgijskim Ośrodku Badań Drogowych. Użyta prasa ma minimalny zasięg do 78,5 kN (8 ton) oraz posiada specjalny układ elektromechaniczny, pozwalający uzyskać stałą deformację próbek w zakresie od 0,1 mm do 2 mm na sekundę.

Działające na próbkę obciążenie i odpowiadające mu odkształcenie jest automatycznie rejestrowane w pamięci elektronicznego układu pomiarowego. Układ ten zostaje włączony automatycznie w momencie przyłożenia obciążenia i pracuje do chwili osiągnięcia maksymalnego obciążenia, tzn. aż do chwili zniszczenia próbki.

System ten redukuje do minimum błędy odczytu, jakie mógłby popełniać operator.

B. Przygotowanie próbek do badań

Badanie jest wykonywane na próbkach wyciętych z nawierzchni lub na próbkach przygotowanych w laboratorium.

C. Wymiary próbek

Badaniom poddaje się próbki walcowe o określonym przekroju nominalnym, a mianowicie:

100 $cm^2$ - dla próbek wyciętych z nawierzchni,
80 $cm^2$ lub 100 $cm^2$ - dla próbek wykonywanych w laboratorium.

Średnica i wysokość próbek musi być pomierzona bardzo dokładnie w następujący sposób.

Średnica próbki jest mierzona 9 razy, a w tym:
- 3 razy - w części górnej próbki,
- 3 razy - w środku próbki,
- 3 razy - w części dolnej próbki.

Każdy z tych pomiarów jest przesunięty w planie o 60°, a pomiar wykonuje się z dokładnością do 0,001 cm. Miarodajna wartość średnicy obliczona jest jako średnia arytmetyczna z 9 pomiarów i wyrażona w centymetrach z dokładnością do 0,001 cm. Różnica między dwoma pomiarami nie może być większa od 0,1 cm.

Wysokość próbki nie może być mniejsza od 2 cm i jest mierzona w czterech punktach przesuniętych o 90°, a leżących na obwodzie koła, którego środek znajduje się w osi próbki, a promień jest mniejszy od promienia podstawy próbki o 0,5÷1,5 cm.

Pomiar wysokości dokonuje się z dokładnością do 0,01 cm. Miarodajna wysokość jest średnią arytmetyczną z czterech pomiarów i obliczana jest z dokładnością do 0,01 cm. Różnica pomiędzy dwoma poszczególnymi pomiarami nie może przekroczyć 10% wysokości średniej.

D. Wykonanie badania

Próbki uzyskują odpowiednią temperaturę w komorze termostatu regulowanego z dokładnością $\pm 1^{\circ}C$ i zainstalowanego bardzo blisko prasy, bowiem czas upływający od momentu wyciągnięcia próbki z termostatu do momentu określenia obciążenia maksymalnego nie może przekroczyć 30 sekund. Badaniom poddaje się próbki o temperaturze $-10^{\circ}C$, $+25^{\circ}C$, $+45^{\circ}C$ oraz $+60^{\circ}C$.

Po okresie termostatowania (24 h w przypadku temperatury $-10^{\circ}C$, 6 h w przypadku temperatur 25, 45 i $60^{\circ}C$) próbki są ściskane w prasie, która pozwala uzyskać stałą szybkość odkształcenia. Przy badaniu w temperaturze $-10^{\circ}C$ wartość ta wynosi 0,3 $\pm$ 0,1 mm/s. Jeśli badane próbki mają jedną z wymienionych temperatur dodatnich, to stosuje się szybkość odkształcenia 0,8 $\pm$ 0,1 mm/s.

Wymagana dokładność pomiaru obciążenia jest zróżnicowana i wynosi odpowiednio:

147 N (15 kG) - dla badania w temperaturze $-10^{\circ}C$,
49 N (5 kG - dla badania w temperaturze $25^{\circ}C$ i $45^{\circ}C$,
4,9 N (0,5 kG) - dla badania w temperaturze $60^{\circ}C$.

Odkształcenie pionowe średnicy próbki jest mierzone aż do chwili jej zniszczenia z dokładnością do 0,001 cm. Urządzenie do pomiaru odkształcenia jest zmontowane w taki sposób, że umożliwia obserwację zmiany kąta tarcia wewnętrznego badanej próbki.

E. Opracowanie wyników badania

Dla każdej próbki podaje się w protokole badania następujące dane:

- pochodzenie próbki (jeżeli próbka była wytworzona w warunkach laboratoryjnych załącza się opis jej formowania),
- nominalny przekrój próbki,
- średnicę $\bar{D}$ w cm (z dokładnością do 0,001 cm),
- wysokość $\bar{h}$ w cm (z dokładnością do 0,01 cm),

- temperaturę badania próbki,
- maksymalne obciążenie P w daN, z dokładnością zależną od temperatury badania i wynoszącą odpowiednio:
  1 daN - dla badania w temperaturze $-10^{\circ}C$, $+25^{\circ}C$, $+45^{\circ}C$,
  0,5 daN - dla badania w temperaturze $+60^{\circ}C$
- obliczoną wytrzymałość $R = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P}{hD}$ w $daN/cm^2$, z dokładnością zależną od temperatury badania i wynoszącą odpowiednio:
  1 $daN/cm^2$ - dla badania w temperaturze $-10^{\circ}C$,
  0,1 $daN/cm^2$ - dla badania w temperaturze $+25^{\circ}C$ i $+45^{\circ}C$,
  0,01 $daN/cm^2$ - dla badania w temperaturze $60^{\circ}C$.
- obliczoną wartość $\frac{\Delta D}{D}$ z dokładnością do 0,0001 dla badań w temperaturze $-10^{\circ}C$ i z dokładnością do 0,001 dla badań w temperaturze $+25^{\circ}C$, $+45^{\circ}C$ i $60^{\circ}C$.

F. Kryteria oceny

Według omówionej metody zostały wykonane badania na próbkach wyciętych z 38 różnych odcinków nawierzchni. Na odcinkach tych wbudowane były trzy rodzaje mas mineralno-bitumicznych, stosowanych powszechnie w Belgii. Składy kruszywa w tych masach były następujące:

mieszanka I
55% grysów,
36% piasku,
9% wypełniacza;

mieszanka II
55% grysów,
43% piasku,
12% wypełniacza;

mieszanka III
55% grysów,
38% piasku,
7% wypełniacza.

Wyniki badań próbek wykonanych z mieszanki I potwierdziły słuszność stosowania następujących kryteriów:

a) wytrzymałość na rozciąganie w temperaturze $-10^{\circ}C$

$$R = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P}{hD} \geqslant 324{,}1 \cdot 10^4 \ N/m^2 \quad (33 \ kG/cm^2),$$

b) wytrzymałość na rozciąganie w temperaturze $45^{\circ}C$

$$R = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P}{hD} \geqslant 10{,}8 \cdot 10^4 \ N/m^2 \quad (1{,}1 \ kG/cm^2),$$

c) odkształcenie względne w temperaturze $45^{\circ}C$ w chwili zniszczenia

$$\frac{\Delta D}{D} \geqslant 0{,}033.$$

Jeżeli kryteria te nie są spełnione, to można wnioskować, że spowodowały ten fakt następujące przyczyny:

- niezgodność charakterystyki asfaltu użytego do masy z jego rzeczywistymi właściwościami,
- zbyt mała zawartość asfaltu, zwłaszcza w stosunku do zawartości wypełniacza,
- zbyt duża zawartość ziarn grubych w stosunku do kruszywa drobnego,
- nadmiar lub niedobór wypełniacza,
- za duża zawartość wolnych przestrzeni.

Należy podkreślić, że badania wytrzymałości na rozciąganie mas mineralno-bitumicznych przez rozłupywanie próbek walcowych są wykonywane w wielu ośrodkach badawczych takich krajów, jak: RFN, Finlandia, Francja, Węgry, Włochy, Holandia, Belgia oraz Szwajcaria.

Komitet Techniczny ds. materiałów drogowych - A.I.P.C.R. postanowił,począwszy od 1976 roku, poświęcić część swoich prac temu tematowi.

## 4.2. Badanie pełzania masy przy ściskaniu [3], [4], [5], [7], [8]

Do badania pełzania przy ściskaniu powinny być stosowane przyrządy umożliwiające przyłożenie siły stałej, w zakresie od 25 do 200 daN (zależnie od wymiarów próbki). Najczęściej stosowane są próbki cylindryczne.Obciążenie przekazywane jest za pośrednictwem dwóch płytek równoległych,między którymi umieszczona jest próbka. Jedna płyta jest stała, druga zaś ruchoma.

Ponieważ energia odkształcenia jest bardzo mała, więc nie wpływa ona na zmianę temperatury próbki w czasie jej badania. Stałą temperaturę próbki uzyskuje się przez umieszczenia przyrządu wraz z próbką w komorze termostatu.

Jako przyrządu pomiarowego używa się zmodyfikowanych częściowo aparatów przeznaczonych do pomiarów konsolidacji gruntów. Zazwyczaj płyta górna jest nieruchoma, a płyta dolna ruchoma i obciążona dowolną masą za pomocą systemu dźwigni. Specjalne urządzenie pozwala dokładnie określić początek badania.

Przemieszczenie względne płytek w czasie badania są mierzone za pomocą miernika typu komparator, bądź za pomocą czujnika.

Próbki nie wolno obciążać siłą zbyt dużą, gdyż utrudnia to zaobserwowanie nieliniowego odkształcenia, które pojawia się od pewnej wartości obciążenia, tzw. progowej.

Najbardziej odpowiedni, dla większości mas bitumicznych, jest zakres $4{,}9 \div 17{,}7 \cdot 10^4$ N/m$^2$ (od 0,5 do 1,5 kg/cm$^2$).

Korzystna jest wysoka temperatura badanych próbek, gdyż w istotny sposób skraca czas trwania badania. I tak np. w temperaturze $+40^{\circ}$ czas trwa-

nia badania wynosi około 1 godziny. Stosuje się próbki cylindryczne oraz trapezoidalne. Wymiary próbek są ustalone zależnie od uziarnienia kruszywa w masie i wynoszą:

- najmniejszy bok próbki powinien być co najmniej cztery razy większy od największego ziarna mieszanki kruszywa,
- grubość próbki powinna być taka, aby mierzone całkowite odkształcenie próbki było dostatecznie duże ( $\geq$ 0,6 mm).

Jeżeli próbki wycięte bezpośrednio z nawierzchni są zbyt cienkie,to wymaganą grubość próbki można uzyskać przez nałożenie na siebie kilku próbek i połączenie ich za pomocą zaprawy z gipsu formierskiego.

Próbki cylindryczne powinny mieć idealnie równoległe płaszczyzny podstaw.

Ważne jest również, aby obciążenie przyłożone było w sposób zapewniający przyleganie całej powierzchni podstawy próbki do płytki prasy.

Powierzchnie styku próbki z płytkami prasy należy posmarować smarem silikonowym z dodatkiem proszku grafitowego, a to w celu zmniejszenia się tarcia.

Przestrzeganie wymienionych uprzednio warunków badania jest konieczne, a to ze względu na wymaganą dokładność wyników. Dopuszcza się wartość współczynnika zmienności W równą około 10%.

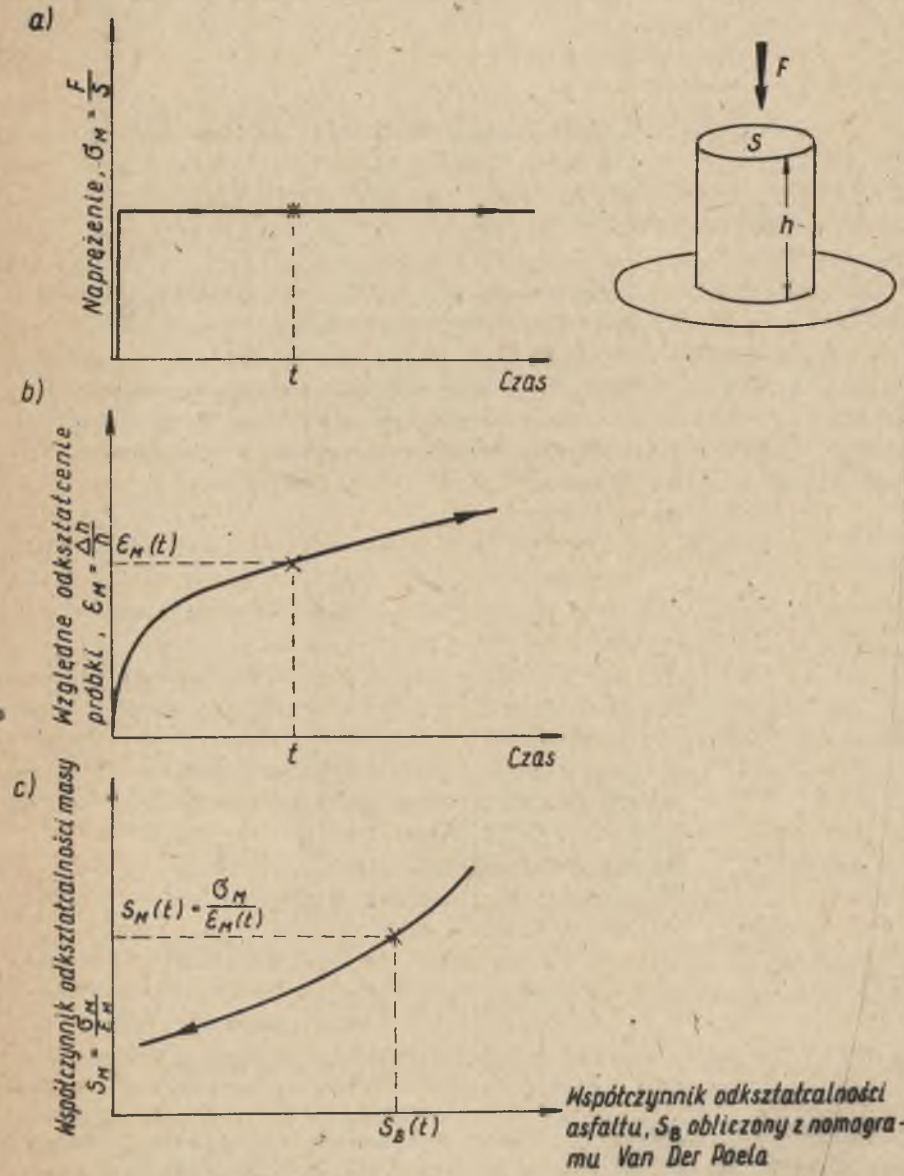
Na rysunku 4.1 przedstawiono schemat badania pełzania przy ściskaniu, wykresy naprężenia i odkształcenia w funkcji czasu oraz zależność współczynnika odkształcalności masy $S_M$ zwanego również modułem sztywności od współczynnika odkształcalności asfaltu $S_A$.

Jak wiadomo, moduł sztywności asfaltu $S_A$ zależy od: temperatury i czasu działania obciążenia, penetracji i temperatury mięknienia asfaltu i może być określony za pomocą nomogramu Van der Poela. Należy również wspomnieć, że ostatnio w literaturze zagranicznej temperaturę mięknienia asfaltu, określaną dotychczas metodą PiK, coraz częściej zastępuje się pojęciem temperatury umownej, w której asfalt wykazuje penetrację równą 800.

Badanie pełzania przy ściskaniu pozwala określić wpływ składu (uziarnienia i rodzaju kruszywa, zawartości i rodzaju lepiszcza) oraz stopnia zagęszczenia masy na jej odkształcalność pod obciążeniem długotrwałym.Badanie to umożliwia również porównanie obliczonej głębokości kolein z głębokością kolein w próbkach poddanych badaniu w symulatorach ruchu i może służyć do przewidywania wielkości kolein w nawierzchni [5], [6], [4].

W rozdziale 2 zwrócono uwagę na zależność między wartością zespolonego współczynnika odkształcalności badanej masy mineralno-bitumicznej oznaczanego symbolem $E_z$, a jej odpornością na powstawanie kolein oraz podatnością na wpływ temperatury.

Współczynnik odkształcalności masy $S_M(t)$ określany na podstawie badania pełzania przy ściskaniu, bardzo często jest mylnie utożsamiany z funkcją relaksacji. Niemniej jednak przekształcony przez Carsona wzór na $S_M(t)$ przedstawia taką funkcję $S_M(N)$, że wstawiając do niej wartość N,




Rys. 4.1. Badanie pełzania przy ściskaniu statycznym

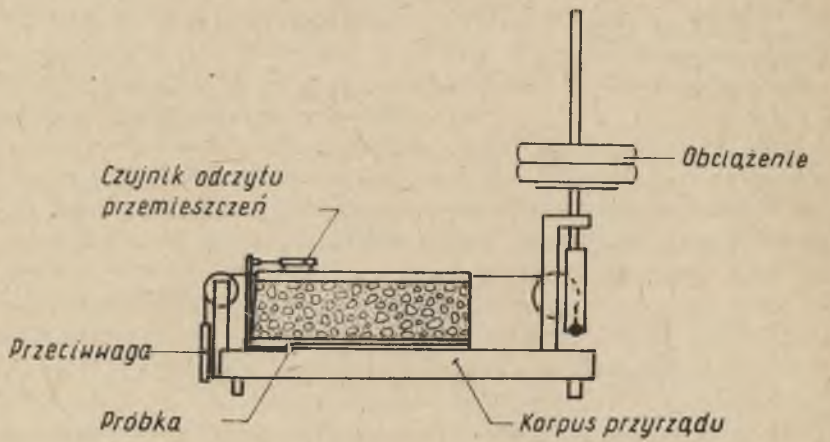
otrzymuje się współczynnik zespolony $E_z = E_1 + i E_2$, który obowiązuje tylko w zakresie odkształceń liniowych. Istnieje więc zgodność pomiędzy wynikami badań omówionych w rozdziałach 2 i 4.

Wpływ temperatury na wartość $S_M$ uzależniony jest od modułu sztywności asfaltu $S_A$.

## 4.3. Badanie pełzania masy przy ściskaniu [7], [9]

A. Ścinanie przy stałym obciążeniu oraz przy wyeliminowaniu tzw. pełzania wymuszonego

Badanie wykonuje się na próbce prostopadłościennej lub sześciennej, której jedna podstawa jest sztywno przymocowana do stałej podpory, a podstawa przeciwległa przyklejona jest do metalowej płytki, na którą działa siła w płaszczyźnie podstawy (rys. 4.2). Można wywołać ścinanie przy stałych naprężeniach, eliminując tym samym tzw. pełzanie wymuszone. Odkształcenie badanej próbki jest rejestrowane w czasie badania, aż do chwili zniszczenia. Badanie wykonuje się na próbkach wyciętych z nawierzchni lub przygotowanych w laboratorium.

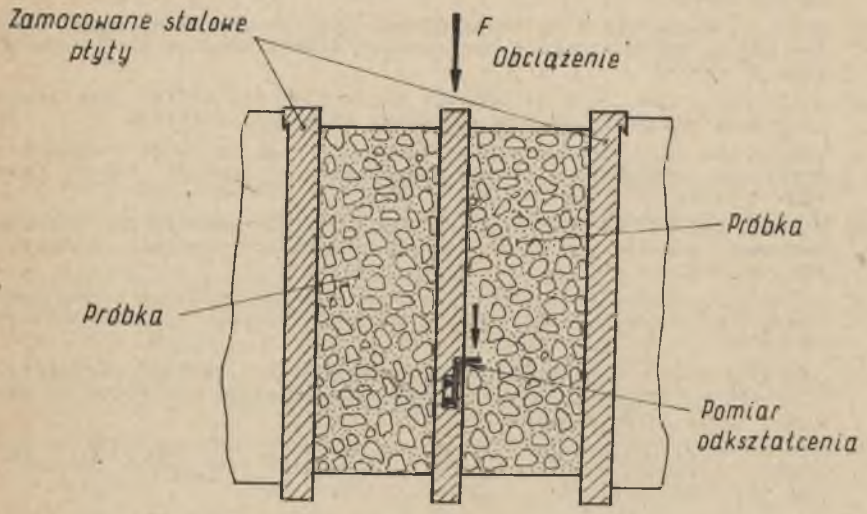



Rys. 4.2. Pełzanie przy ścinaniu

B. Ścinanie przy stałym obciążeniu oraz przy wyeliminowaniu tzw. pełzania niewymuszonego

Badanie opisane uprzednio nie umożliwia zwiększenia grubości badanej próbki i wykazuje pewne niedogodności. Na przykład trudne jest utrzymanie w poziomie przemieszczeń płyty metalowej górnej, zaś koniec płyty położony jest tuż przed punktem przyłożenia siły, co wywołuje dodatkowe naprężenie ściskające, podczas gdy jej przeciwny koniec podlega rozciąganiu.

W celu eliminacji tych zakłóceń zastosowano obciążenie działające na płytkę metalową przyklejoną między dwoma próbkami badanej masy bitumicznej (rys. 4.3).




Rys. 4.3. Ścinanie przy stałym obciążeniu

Badanie pełzania masy przy ścinaniu pozwala śledzić wpływ takich parametrów, jak: grubość badanej próbki, rodzaj i zawartość lepiszcza, stopień zagęszczenia, nieregularność ziarn, starzenie się bitumu na wytrzymałość badanej masy na ścinanie. Wykonuje się również badania wytrzymałości mas na ścinanie przy stałej szybkości deformacji, stosując takie same urządzenia, jak omówione uprzednio. W czasie badania rejestruje się odkształcenie jako funkcję czasu obciążenia.

## 4.4. Badanie pełzania masy przy rozciąganiu

Do badania zaadaptowano prasę d'Angers, która umożliwia wywołanie odkształcenia $\varepsilon(t) = at^n$ próbki poddanej rozciąganiu. Współczynnik $n \approx 2$ i jest zależny od szybkości wzrostu odkształcenia.

Poszukuje się podstaw ogólnej oceny materiału (współczynnik odkształcalności, nieliniowość odkształcenia, wytrzymałość na rozciągania).

Mierzone parametry określa się dla 3 szybkości odkształcenia: $1/\sqrt{60}$ mm/s, 1 mm/s, $\sqrt{60}$ mm/s.

Współczynnik odkształcalności określa się przy następujących wartościach temperatury i odkształcenia: $0^oC$ i $\varepsilon = 5 \cdot 10^{-5}$; $10^oC$ i $\varepsilon = 10^{-4}$ oraz $30^oC$ i $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$.

## LITERATURA do rozdziału 4

[1] Huet J.: Essai de rupture en compression diamétrale des enrobés hydrocarbonés fermés. La Technique Routiére Vol. XX/1, pp. 21-47, Bruxelles 1967.

[2] Huet J.: Recherche d'un essai global pour le contrôle de la qualité des bétons hydrocarbonés. Compression diamétrele.Das Stationare Mischwerk N° 4/1973.

[3] Hills J.H.: The Creep of Asphalt Mixes "Journal of the Institute of Petroleum" Vol. 59, Nr 570, November 1973, pp. 247-262.

[4] Van de Loo P.J.: Creep Testing. A Simple Tool to Judge Asphalt Mix Stability. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologist 1974.

[5] Uge P., Van de Loo P.J.: Les déformations permanentes des enrobés bitumineux. Congrés annuel du "Canadian Technical Asphalt Association" Regina 1974.

[6] Hills J.F., Brien D., Van de Loo P.J.: The Correlation of Rutting and Creep Test on Asphalt Mixes. J. Int. Petr. Paper. I.P. 74-001,January 1974.

[7] Journées d'information: Bitumes et enrobés bitumineux, Ministera de l'Equipement et du Logement, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris 1972, p. 313.

[8] Van der Poel C.: A General System Discribing the Viscoelastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data. Journal of Applied Chemistry, Vol. 4, 1954, p. 221.

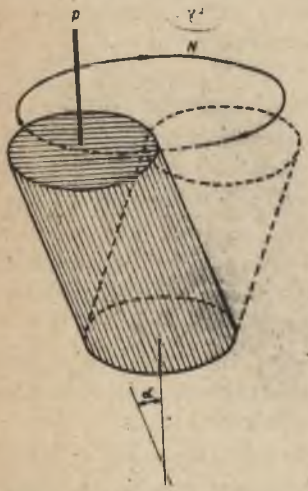
[9] Francken L., Verstraeten J.: Relation entre le module de rigidité d'un enrobé bitumineux et le module de cisaillement du bitume qu'il renferme. Rapport du 2éme Colloque International RILEM consacré aux "Essais sur bitumes et matériaux bitumineux", Budapest 1975, pp.375-388.

[10] Heukelom W.: An Improved Method of Characterizing Asphaltic Bitumens with the Aid of their Mechanical Properties. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists. Vol. 42, p. 67, Houston, Texas, 1973.

## 5. ZAGĘSZCZANIE MAS MINERALNO-BITUMICZNYCH W PRASIE OBROTOWEJ

### 5.1. Wprowadzenie

Rozpoczęcie badań, mających na celu opracowanie nowych sposobów zagęszczania próbek masy mineralno-butumicznej, spowodowane zostało koniecznością eliminowania różnic między materiałem badanym i materiałem wbudowanym w nawierzchnię. Klasyczne sposoby zagęszczania (statyczny - stosowany przy przygotowaniu próbek do badania Durieza lub udarowy - stosowany przy zagęszczaniu próbek do badania Marshalla) nie umożliwiają uzyskania takiego stanu struktury próbek, który odpowiadałby rzeczywistemu stanowi struktury masy po wzbudowaniu jej w nawierzchnię.




Rys. 5.1. Schemat zagęszczenia próbek masy bitumicznej pod wpływem działania ciśnienia i ścinania od ruchu obrotowego tłoka

Na podstawie badań wykonywanych w Departamencie Drogowym w Teksasie stwierdzono, że w warunkach laboratoryjnych można uzyskać stopień zagęszczenia próbek odpowiadający zagęszczeniu masy wbudowanej w nawierzchnię, przy równoczesnym nienaruszeniu uziarnienia jej szkieletu mineralnego. Jest to możliwe tylko wtedy, gdy próbkę masy podda się działaniu tłoka prasy w ruchu okrężnym i z małym naciskiem pionowym, który wywołuje również efekt ścinania, jak to przedstawiono na rys. 5.1. Prasa opracowana przez Teksaski Departament Drogowy była udoskonalona przez inne laboratoria. W ten sposób powstało wiele typów przyrządów do zagęszczania próbek masy bitumicznej pod wpływem działania ciśnienia i ścinania od ruchu okrężnego tłoka. Do najczęściej stosowanych obecnie przyrządów tego typu należą opisane w publikacjach [2], [3], [4], [5] i [6].

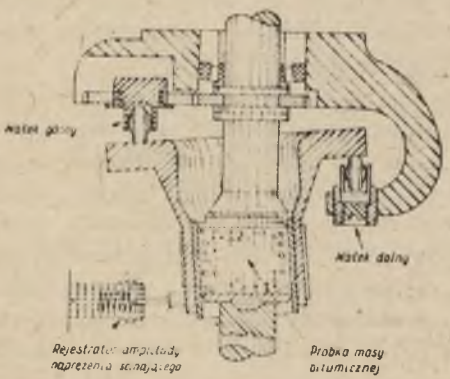
Masy bitumiczne zagęszczane za pomocą tych przyrządów poddano badaniom, które miały na celu:

- ustalenie zmian zachodzących w masie bitumicznej po wbudowaniu w nawierzchnię, tzn. określenie końcowego stopnia zagęszczenia oraz momentu przewałowania i pełzania masy,
- określenie podatności masy na zagęszczanie,

- określenie wpływu składników masy (rodzaju i zawartości mączki, rodzaju i zawartości lepiszcza, zawartości piasku) na jej wytrzymałość na ścinanie, jak również na jej urabialność oraz odporność na pełzanie,
- ustalenie składu masy [9],
- uwydatnienie niedoskonałości niektórych badań konwencjonalnych, których wyniki były niejednokrotnie przyczyną formułowania fałszywych wniosków dotyczących zachowania się masy bitumicznej po wbudowaniu jej w jezdnię [7].

## 5.2. Zasady działania urządzenia

Masa mineralno-asfaltowa poddana zagęszczeniu znajduje się w stalowej cylindrycznej formie (rys. 5.2). Zagęszczenie odbywa się przy stałej temperaturze masy lub przy zmiennej temperaturze uprzednio zaprogramowanej. Masa poddawana jest naciskowi za pomocą podnośnika umieszczonego w dolnej części przyrządu.




Rys. 5.2. Schemat prasy do zagęszczania mas bitumicznych wywołującej ciśnienie i ścinanie pod wpływem działania ruchu obrotowego tłoka

System sterowania pozwala poddać próbkę działaniu stałego nacisku uprzednio ustalonego. Masa w formie poddana jest również ścinaniu od ruchu rotacyjnego tłoka górnego. Ścinanie wywołane jest przez obrót dwóch wałków toczących się wokół wspólnej osi pionowej, z prędkością 10 obrotów na minutę (rys. 5.2).

Sinusoidalna amplituda naprężenia ścinającego jest proporcjonalna do kąta odkształcenia postaciowego $\alpha$. Kąt $\alpha$ zależy wyłącznie od odległości między dwoma płaszczyznami poziomymi wyznaczonymi przez toczące się po nich wałki. Stosuje się różne rodzaje wałków. Wałek stały jest zamontowany w dolnej części przyrządu. Jego nacisk pionowy jest każdorazowo regulowany za pomocą gwintu przed rozpoczęciem zagęszczania. W czasie trwania zagęszczania jego nacisk jest stały. W górnej części przyrządu mogą być stosowane różne typy wałków. Stosuje się również wałki o stałym, bądź zmiennym nacisku, sterowane hydraulicznie lub pneumatycznie. Wałki hydrauliczne pozwalają kontrolować zmianę wytrzymałości masy bitumicznej na ścinanie w czasie badania.

Wytrzymałość ta jest proporcjonalna do ciśnienia oleju zawartego w wałku i mierzonego za pomocą manometru.

Zasadniczy wpływ na stopień zagęszczenia mają takie wielkości, jak:
- ciśnienie pionowe przyłożone na próbkę,
- kąt odkształcenia postaciowego $\alpha$.

Zagęszczanie jest tym bardziej intensywne, im ciśnienie pionowe i kąt ścinania są większe. Ponadto zwiększenie objętości próbek znacznie zwiększa efekt zagęszczenia. Procentowa zawartość wolnych przestrzeni zmniejsza się przeciętnie o 1% na centymetr dodatkowej grubości.

Duży wpływ na zagęszczenie ma temperatura masy. Na przykład zmiana temperatury zagęszczenia z 130°C na 75°C zmniejsza stopień zagęszczenia badanej próbki o 2%, a wytrzymałość próbki maleje o 20%.

W trakcie badania są rejestrowane następujące wielkości:

- zmiana wysokości próbki,
- zmienność w czasie wytrzymałości masy na ścinanie jako wskaźnik jej podatności na zagęszczanie,
- zmiana kąta obrotu,
- liczba wykonanych obrotów,
- temperatura próbki.

LITERATURA do rozdziału 5

[1] Ortolami L., Sandberg H.A.Jr.: Un procédé type du State Texas Highway Department. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 1952. (Traduction L.C.P.C.).

[2] Norme ASTM D 1561.

[3] Mc Rae J.L., Mc Daniel A.R.: Progress Report on the Carps of Engineers Kneading Compactor for Bituminous Mixtures. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 1958.

[4] Mc Rae J.L., Forster Ch.R.: Theorie et application d'une machine d'essai giratoire. Bituminous Paving Materials. ASTM Specual Technical Publication n° 252, 1959 (Traduction L.C.P.C.).

[5] Moutier F.: La presse à cisaillement giratoire. Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées n° 68, p. 141, 1973.

[6] Moutier F.: La presse á cisaillement giratoire. Molèle de série. Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées n° 74, p. 137, 1974.

[7] Paulmann G.: Etudes en laboratoire pour apprécier le comportement en service dos couches de roulement en enrobés. Routes suoples. 10e Séminarie d'Ingénieurs Shell Austria AG, Vienne 1975.

[8] Paulmann G.: Verdichtingsanforderungen an bituminose Massen. Forachung-agesellachaft fur das Strassenwesen. Strassenbautagung, Berlin 1970, p. 133, 138.

[9] Ugé P., Lefrancois J.M.: Etude de la compaction des enrobés bitumineux. Shell Francaise. Centre de Recherche de Grand - Couronne, Octobre 1975.

## STRESZCZENIE

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie pracy J. VERSRAETENA, opublikowanej przez Centrum Badań Drogowych w Brukseli w Cahier 17 BM/nr 22/ 1977, na zlecenie Komisji Technicznej RILEM 17 BM "Asfalty i Materiały Bitumiczne".

Praca ta ma na celu usystematyzowanie i opisanie różnych metod badań właściwości mechanicznych mas mineralno-bitumicznych.

Wyodrębniono pięć zasadniczych grup metod badań. Podział ten wynika z historycznego rozwoju metod badań stosowanych w różnych krajach. Rozwój ten inspirowany był przez stale zwiększające się wymagania stawiane nawierzchniom drogowym.

Pierwsza grupa to b a d a n i a k o n w e n c j o n a l n e. Badania zaliczone do tej grupy wykazują wiele zalet, a mianowicie: prostotę wykonania, krótki czas ich trwania oraz niskie koszty. Niestety, są one już przestarzałe i w świetle nowych wymagań nie pozwalają dokładnie przewidzieć oraz korygować błędów we wnioskowaniu o przyszłych właściwościach mas po ich wbudowaniu w nawierzchnię drogi.

Druga grupa badań - to p o d s t a w o w e b a d a n i a d y n a m i c z n e pozwalające mierzyć parametry masy mineralno-bitumicznej,które mogą być podstawą do teoretycznego wymiarowania konstrukcji nawierzchni drogowej w oparciu o teorię sprężystości i plastyczności. Jednak - z praktycznego punktu widzenia - badania te nie są wykonywane powszechnie ze względu na ich bardzo duży koszt, pracochłonność oraz długotrwałość.

Trzecia grupa obejmuje b a d a n i a p r ó b e k m a s y p o d d a n y c h d z i a ł a n i u o b c i ą ż e n i a o d t o c z ą c e g o s i ę k o ł a. Metoda ta bardziej niż inne, odzwierciedla warunki rzeczywiste obciążenia jezdni. Badania te dostarczają wielu informacji, a równocześnie są znacznie tańsze niż podstawowe badania dynamiczne, niemniej jednak są stosunkowo długotrwałe.

W czwartej grupie badań omówiono n o w e b a d a n i a p r a k t y c z n e. Są to badania stosunkowo proste i szybkie, opracowane na podstawie informacji uzyskanych z badań podstawowych. Badania te są przykładem dobrze wyważonego kompromisu między rozwiązaniem naukowym - zbyt skomplikowanym, a wymaganiami praktyki, tj.: prostotę, szybkością pomiaru oraz niskimi kosztami. Przyjęte w nich warunki pomiaru nie wpływają w istotnym stopniu na wartości mierzonych parametrów.

Piątą, wyodrębnioną grupę badań stanowi m e t o d a z a g ę s z c z a n i a m a s y w p r a s i e o b r o t o w e j. Metoda ta jest przykładem poszukiwania takiego sposobu zagęszczania próbek masy, która symulowałaby proces rzeczywistego zagęszczenia mas wbudowywanych w nawierzchnię. Od dawna bowiem wiadomo, że zagęszczenie próbek laboratoryjnych za pomocą ubijaka nie spełnia tego warunku.

## РЕЗЮМЕ

Настоящая разработка осуществлена на основе труда Ж. Версраэтена, опубликованного Центром дорожных исследований в Брюсселе в выпуске 17 ВМ № 22 1977 г. по поручению Технической комиссии RILEM 17 ВМ - "Асфальты и битумические материалы". Цель этой разработки - систематизировать и описать различные методы исследований механических свойств минерально-битумических масс. Выделено пять основных групп методов исследований. Это деление вытекает из исторического развития методов исследований, применяемых в разных странах. Повышающиеся все время требования, предъявляемые дорожным покрытиям были инспирацией этого развития. Первая группа - это конвенциональные исследования, имеющие много достоинств, а именно: простоту и короткое время реализации, а также небольшую стоимость. К сожалению они уже устарелые и в связи с новыми требованиями не представляют возможности точно предусмотреть а также исправить ошибки в выводах относительно свойств асфальтовых материалов после применения их для дорожного покрытия в будущем. Вторая группа - это динамические исследования, позволяющие измерять параметры минерально-битумических масс, которые могут стать основой теоретических измерений дорожных одежд, исходя из теории упругости и пластичности. Однако, с практической точки зрения, эти исследования не распространились ввиду их большой стоимости, трудоемкой и продолжительной реализации. Третья группа охватывает исследования образцов масс, подвергнутых действию нагрузки от катившегося колеса. Этот метод в большей степени чем другие отражает действительные условия нагрузки дорожной одежды. Эти исследования предоставляют многие информации, будучи одновременно значительно дешевле, чем основные динамические, но они однако продолжительнее. В четвертой группе обсуждены новые практические исследования. Они довольно простые и непродолжительные, разработанные на основе информаций, полученных на базе основных исследований. Эти исследования являются результатом хорошо взвешенного компромисса между слишком сложным научным решением и требованиями практики, т.е. простотой, скоростью измерения и низкой стоимостью. Принятые в них условия измерения не влияют существенным образом на значения измеряемых параметров. Пятая группа исследований представляет собой метод уплотнения массы в ротационном прессе. Этот метод - пример поисков такого способа уплотнения образцов масс который симулировал бы процесс действительного уплотнения масс, встроенных в дорожную одежду. Уже давно известно, что уплотнение лабораторных образцов трамбовкой не выполняет этого условия.

## RÉSUMÉ

Cette publication était faite à la base de l'ouvrage de J. Versraeten, publié par le Centre de Recherches Routières à Bruxelles dans le Cahier 17 BM/nr 22/1977 à la demande de la Commission Technique RILEM 17 BM "Bitumes et Matériaux Bitumineux".

Le but de ce travail consiste à systématiser et décrire les différentes méthodes deś essais sur les propriétés mécaniques des masses bitumino-minérales.

On a distingué cinq principaux groupes des méthodes des essais. Cette distinction résulte du développement historique des méthodes des essais appliquées aux différents pays. Ce développement s'inspirait des exigences croissantes posées aux revêtements routiers. Le premier groupe comprend l e s e s s a i s c o n v e n t i o n n e l s. Les essais y classés présentent beaucoup d'avantages, surtout la facilité de l'exécution, le court temps de leur durée et les frais bas. Malheureusement ils sont déjà vieillis et vu les nouvelles exigences, ils ne permettent pas de prévoir et corriger précisement les erreurs de la déduction des futures propriétés des masses après leur incorporation dans le revêtement routier.

La deuxième catégorie, celle d e s e s s a i s d y n a m i q u e s f o n d a m e n t a u x permet de mesurer les paramètres de la masse bitumineuse-minérale, pouvant constituer la base du dimensionnement de la construction du revêtement vu la théorie d'élasticité et de plasticidité. Cependant, du point de vue pratique, ces essais ne sont pas effectués courramment à cause de leurs frais élevés, longue exécution et longue durée.

Le troisième groupe comprend l e s e s s a i s d e s é p r o u v e t t e s d e s m a s s e s s o u m i s e s à l ' a c t i o n d e s c h a r g e s d e l a r o u e r o u l a n t e. Cette méthode réflète mieux les véritables charges de la Chaussée. Ces essais fournissent plusieurs informations et en même temps sont moins chers que les essais dynamiques fondamentaux, néanmoins ils sont relativement durables.

Le quatrieme groupe décrit l e s n o u v e a u x e s s a i s p r a t i q u e s. Ce sont les essais relativement simples et rapides élaborés à la base des informations tirées des essais fondamentaux. Ils forment un exemple d'un compromis bien réfléchi entre une solution scientifique trop compliquée et les exigences de la pratique, c'est-a-dire simplicité, rapidité de mesure et bas frais. Les conditions de mesure y admises n'influencent pas sensiblement les valeurs des paramèters mesurés.

Le cinquième groupe distingué est créé par la méthode de compactage de la masse dans la presse rotative. Celle-ci constitue un exemple de la recherche de telle maniere du compactage des éprouvettes de la masse qui aurait simulée le véritable processus du compactage des masses incorporées dans le revêtement. Puisqu'on le sait déjà depuis longtemps que le compactage des éprouvettes de laboratoire à l'aide du pilon ne réalise pas cette condition.