

**Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide**  
**Podręcznik Mechanistyczno - Empirycznego**  
**Projektowania Nawierzchni Drogowych w warunkach**  
**polskich**

**Opracowano w IBDiM na zlecenie GDDKiA**

**Warszawa, czerwiec 2013**



**Opracował Zespół IBDiM pod kierunkiem prof. dr hab. inż. Dariusza Sybilskiego:**

dr inż. Wojciech Bańkowski  
dr inż. Andrzej Duszyński  
mgr inż. Beata Gajewska  
dr inż. Marcin Gajewski  
mgr inż. Przemysław Harasim  
mgr inż. Renata Horodecka  
dr inż. Wiktor Jasiński  
dr inż. Cezary Kraszewski  
dr Lech Krysiński  
mgr inż. Dominika Maliszewska  
mgr inż. Maciej Maliszewski  
mgr inż. Tomasz Mechowski  
Krzysztof Mirski  
mgr inż. Aneta Pryga  
mgr inż. Jacek Sudyka  
mgr inż. Andrzej Wróbel  
dr hab. inż. Adam Zofka, Prof. IBDiM



# Spis treści

1	Wprowadzenie .....	11
1.1	Cel podręcznika .....	11
1.2	Przegląd procedury MEPDG .....	11
2	Powołane Dokumenty i Normy .....	14
2.1	Protokoły badań i normy .....	14
2.1.1	Charakterystyka laboratoryjna .....	14
2.1.1.1	Materiały i grunty niezwiązane .....	14
2.1.1.2	Materiały i grunty związane hydraulicznie .....	15
2.1.1.3	Lepiszcząca asfaltowe .....	15
2.1.1.4	Mieszanki mineralno-asfaltowe na ciepło i mieszanki związane asfaltem .....	15
2.1.1.5	Beton cementowy i mieszanki stabilizowane cementem do podbudowy .....	15
2.1.1.6	Właściwości cieplne materiałów drogowych .....	15
2.1.1.7	Charakterystyka materiałów i warstw nawierzchni w terenie .....	16
2.2	Specyfikacje materiałowe .....	16
2.3	Rekomendowane praktyki i terminologia .....	16
2.4	Powołane dokumenty .....	16
3	Znaczenie i stosowanie MEPDG .....	18
3.1	Prognozowane wskaźniki stanu według MEPDG .....	19
3.2	Ogólne podejście do projektowania MEPDG .....	20
3.3	Warianty projektowania MEPDG - nowe nawierzchnie podatne i nakładki z mma .....	21
3.4	Warianty projektowania MEPDG – nowe nawierzchnie sztywne, nakładki z betonu cementowego i odnowy .....	25
3.5	Warunki i czynniki nieuwzględnione w procesie MEPDG .....	30
4	Terminologia i definicje .....	32
4.1	Ogólne określenia .....	32
4.2	Hierarchiczne poziomy danych .....	34
4.3	Określenia obciążenia ciężkim ruchem .....	35
4.4	Równość .....	36
4.5	Wskaźniki uszkodzenia lub stanu nawierzchni asfaltowej .....	36
4.6	Wskaźniki uszkodzenia lub stanu nawierzchni betonowej .....	37
5	Przegląd metodologii prognozy wskaźników stanu .....	38
5.1	Współczynniki kalibracyjne uwzględnione w MEPDG .....	39

5.2	Równania prognozy stanu nawierzchni podatnych i nakładek z mma.....	40
5.2.1	Przegląd metodyki obliczeniowej do przewidywania uszkodzeń.....	40
5.2.2	Głębokość koleiny.....	41
5.2.3	Pękanie od obciążenia .....	44
5.2.4	Pękanie niezwiązane z obciążeniem – pękanie poprzeczne.....	50
5.2.5	Pęknięcia odbite w nakładkach asfaltowych.....	51
5.2.6	Równość .....	55
5.3	Równania prognozujące uszkodzenia nawierzchni sztywnych i z nakładkami betonowymi	56
5.3.1	Spękania poprzeczne płyt (dół-góra i góra-dół) – JPCP .....	56
5.3.2	Średnie uszkodzenie połączenia poprzecznego – JPCP .....	60
5.3.3	Odspojenia nawierzchni betonowej o zbrojeniu ciągłym (CRCP).....	65
5.3.4	Równość – JPCP (Niezbrojona szczelinowa nawierzchnia betonowa) .....	69
5.3.5	Równość – CRCP .....	71
6	Hierarchiczne poziomy danych – Wybór poziomu danych .....	73
6.1	Wprowadzenie do hierarchicznych poziomów danych.....	73
6.2	Cel hierarchicznych poziomów danych .....	73
6.3	Wybór poziomu danych .....	74
7	Ogólna informacja projektowa.....	76
7.1	Projekt/Analiza trwałości .....	76
7.2	Dane konstrukcji i ruchu.....	76
8	Wybór kryteriów projektowania i poziomu niezawodności.....	77
8.1	Zalecane kryteria projektowania stanu.....	77
8.2	Niezawodność .....	78
9	Określanie lokalnych warunków i wskaźników .....	80
9.1	Ruch pojazdów ciężarowych .....	80
9.1.1	Dane wejściowe specyficzne dla danej drogi.....	82
9.1.2	Dane wejściowe wyodrębnione z danych WIM .....	84
9.1.3	Dane wejściowe ruchu pojazdów ciężarowych nie uwzględnione w danych WIM .....	87
9.2	Klimat.....	89
9.3	Podłoże gruntowe .....	91
9.3.1	Badania podłoża do projektowania nawierzchni .....	91
9.3.2	Badania laboratoryjne i polowe gruntów do projektowania nawierzchni.....	92
9.4	Istniejąca nawierzchnia .....	100

10	Ocena nawierzchni do projektowania przebudowy.....	102
10.1	Ogólne określenie stanu i kategorie problemów .....	102
10.2	Gromadzenie danych do określenia stanu .....	103
10.2.1	Wstępna ocena nawierzchni .....	108
10.2.2	Przygotowanie programu oceny polowej.....	109
10.2.3	Przeprowadzenie badań stanu lub oceny wizualnej .....	109
10.2.4	Badania georadarowe .....	111
10.2.5	Weryfikacja planu badań terenowych.....	111
10.2.6	Wykonanie pomiaru ugięć (czaszy ugięć).....	111
10.2.7	Pobieranie próbek nawierzchni (odwierty).....	112
10.2.8	Laboratoryjna ocena materiałów istniejących nawierzchni .....	115
10.2.9	Analiza danych oceny nawierzchni do przebudowy.....	117
10.2.10	Ocena wizualna do określenia stanu konstrukcyjnego .....	117
10.2.11	Obliczenia odwrotne modułów warstw .....	117
10.2.12	Wykrycie utraty podparcia .....	121
10.2.13	Efektywność przenoszenia obciążenia przez szczelinę.....	121
10.2.14	Zmienność wzdłuż projektu.....	121
11	Oznaczenie właściwości nowych materiałów nawierzchniowych.....	121
11.1	Dane materiałowe i koncepcja danych hierarchicznych .....	122
11.2	Mieszanki mma z uwzględnieniem SMA, mieszanek do podbudowy związanych asfaltem oraz porowatych.....	122
11.3	Mieszanki betonu cementowego, chudego betonu oraz związanych cementem do podbudowy.....	133
11.4	Materiały związane spoiwami chemicznymi z uwzględnieniem chudego betonu i związanych cementem do podbudowy .....	133
11.5	Materiały do podbudowy mineralnej i nasypów .....	140
12	Strategie projektowania nawierzchni.....	147
12.1	Strategie projektowania nowych nawierzchni podatnych .....	147
12.1.1	Czy grunt znajdujący się w podłożu powinien być wzmocniony / ulepszony?.....	147
12.1.2	Czy występuje warstwa sztywna lub poziom wody gruntowej? .....	149
12.1.3	Zagęszczony nasyp lub warstwa ulepszanego podłoża gruntowego .....	151
12.1.4	Czy warstwa odsączająca powinna być uwzględniona w strategii projektowej?.....	152
12.1.5	Czy zastosowano stabilizację podłoża w projektowaniu konstrukcji lub platformie konstrukcyjnej? .....	153

12.1.6	Czy należy wykonać kruszywową podbudowę/podłoże?.....	153
12.1.7	Warstwy asfaltowe – rodzaj i ilość .....	153
12.1.8	Jaką należy przyjąć wstępną wartość IRI? .....	155
12.2	Warianty projektowania nowych nawierzchni sztywnych .....	155
12.2.1	Konstrukcja – rodzaj warstwy, grubość i parametry projektowe.....	155
12.2.2	Projektowanie nawierzchni betonowych dyblowanych JPCP .....	157
12.2.3	Projektowanie nawierzchni CRCP.....	159
12.2.4	Wstępna równość nawierzchni .....	161
12.2.5	Wąskie lub poszerzone płyty .....	161
13	Warianty projektowania przebudowy.....	162
13.1	Ogólny przegląd projektowania przebudowy w MEPDG .....	162
13.2	Projektowanie przebudowy z nakładkami z mma).....	164
13.2.1	Informacje podstawowe.....	164
13.2.2	Analiza nakładek z mma i projektu przebudowy.....	165
13.2.3	Ocena stanu istniejącej nawierzchni .....	165
13.2.4	Decydowanie o konieczności przeprowadzenia prac wstępnych .....	167
13.2.5	Wyznaczanie modułu uszkodzonych warstw związanych i osłabienie połączenia międzywarstwowego.....	170
13.2.6	Warianty nakładem z mma na istniejącą nawierzchnię .....	170
13.2.7	Nakładka z mma na nawierzchnie z mma, włączając nawierzchnie półsztywne .....	172
13.2.8	Nakładki z mma na istniejące na nienaruszonej nawierzchni z PCC włączając nawierzchnie kompozytowe (jedna lub więcej nakładek z mma na nawierzchni JPCP lub JRCP)	173
13.2.9	Nakładki z mma na rozkruszonej nawierzchni z PCC.....	177
13.3	Projektowanie przebudowy z nakładkami z betonu cementowego .....	185
13.3.1	Przegląd .....	185
13.3.2	Analiza charakterystycznych parametrów przebudowy .....	187
13.3.3	Określenie stopnia wcześniejszego uszkodzenia nawierzchni (w przypadku JPCP poddanej naprawie CPR) .....	188
13.3.4	Projektowanie napraw z zastosowaniem JPCP .....	191
14	Interpretacja i analiza wyników projektu .....	193
14.1	Podsumowanie danych projektu.....	194
14.2	Niezawodność projektu.....	194
14.3	Dodatkowa informacja (moduł warstwy, ruch pojazdów ciężarowych, inne czynniki) .....	195



14.4	Przewidywane wskaźniki stanu .....	197
14.5	Ocena akceptowalności projektu .....	199
SKRÓTY I OKREŚLENIA .....		202
SKRÓTY .....		202
OKREŚLENIA.....		204



# 1 Wprowadzenie

Głównym celem *Podręcznika Mechanistyczno-Empirycznego Projektowania Nawierzchni Drogowych (MEPDG) w warunkach polskich* jest udostępnienie środowisku drogowemu uaktualnionego narzędzia do projektowania nowych i przebudowywanych nawierzchni drogowych, opartego na zasadach mechanistyczno-empirycznych (M-E). Oznacza to, że projektowanie i procedura analizy uwzględnia reakcje nawierzchni (naprężenia, odkształcenia i ugięcia) i używa tych reakcji do obliczeń przyrostu uszkodzeń w czasie. Procedura empirycznie wiąże przyrost uszkodzenia do obserwowanych uszkodzeń nawierzchni. Procedura M-E pokazana jest w postaci schematu działania na rys. 1-1. „MEPDG”, używane w tym podręczniku, odnosi się do dokumentacji oraz pakietu programu komputerowego (NCHRP 2007.a).

MEPDG stanowi istotną zmianę w sposobie projektowania nawierzchni. Dwie podstawowe różnice między *Poradnikiem Projektowania Nawierzchni* (AASHTO, 1993) i MEPDG polegają na tym, że MEPDG prognozuje wiele wskaźników stanu nawierzchni (patrz Rys. 1-1) oraz zapewnia bezpośredni związek między materiałami, projektem konstrukcji, budową, klimatem, ruchem i zarządzaniem nawierzchnią. Rys. 1-2 i 1-3 ilustrują przykłady wzajemnego związku między tymi działaniami w projektowaniu nawierzchni z mieszanek mineralno-asfaltowych oraz betonów cementowych.

*Komentarz: „Podręcznik MEPDG w warunkach polskich” przedstawia oryginalny Poradnik MEPDG z uwzględnieniem różnic w metodyce badawczej w USA i Polsce (Europie) oraz przystosowaniem do polskich warunków materiałowych i klimatycznych (przedstawionych w Komentarzach do poszczególnych rozdziałów).*

---

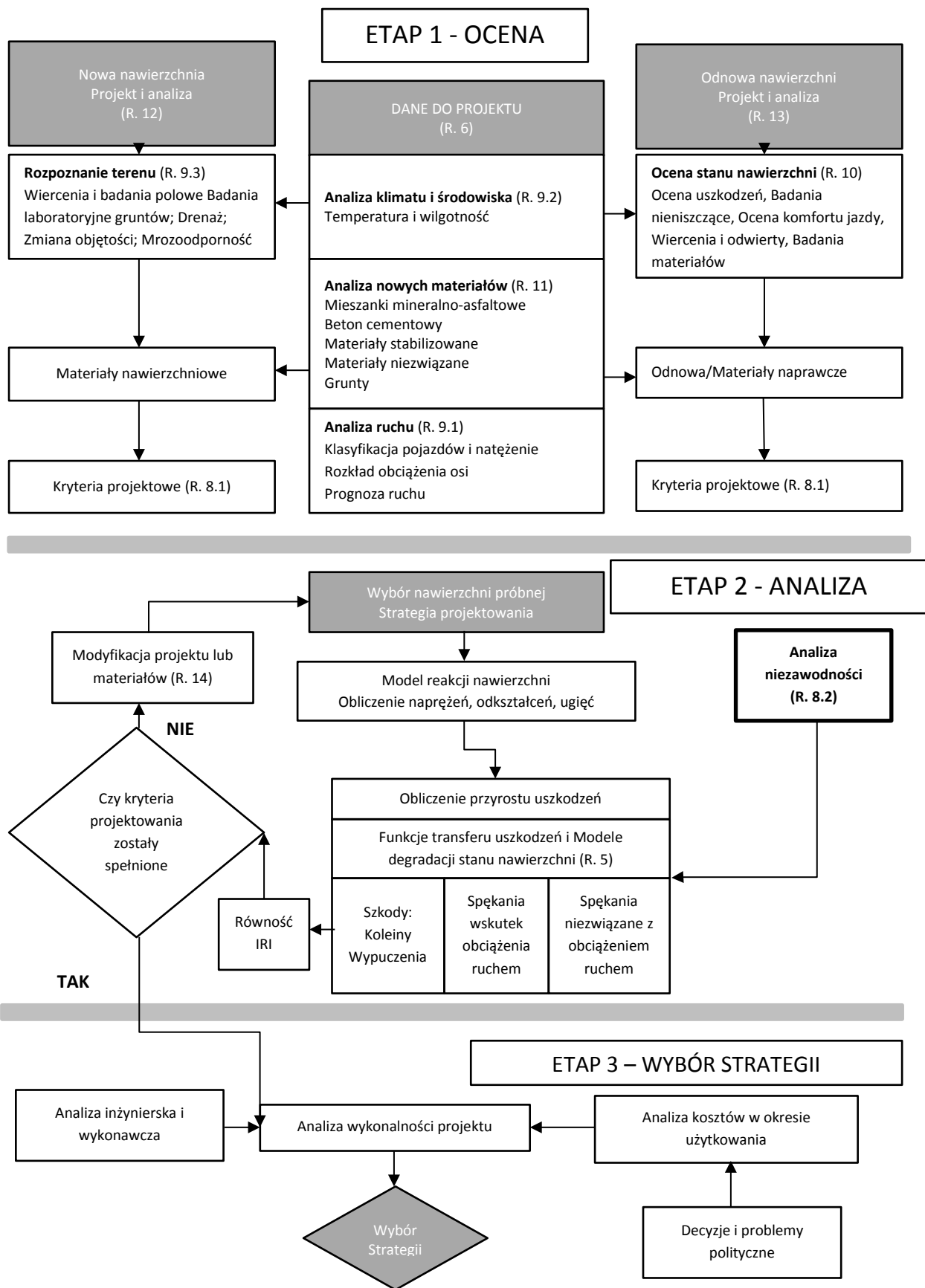
## 1.1 Cel podręcznika

Podręcznik przedstawia praktyczne informacje projektowania konstrukcji nawierzchni inżynierom do podejmowania decyzji i użycia MEPDG w projektowaniu nowych i przebudowy istniejących nawierzchni. Podręcznik nie zapewnia wskazówek w określeniu regionalnych i lokalnych współczynników kalibracyjnych do prognozy uszkodzeń i równości nawierzchni.

Odrębnie należy określać współczynniki kalibracyjne dla nawierzchni asfaltowych i betonowych (NCHRP, 2007.b).

## 1.2 Przegląd procedury MEPDG

Projektowanie nawierzchni z użyciem MEPDG jest procesem iteracyjnym – wynikami tej procedury są uszkodzenia i równość nawierzchni, a nie grubość warstw nawierzchni. Projektant w pierwszym kroku uwzględnia warunki lokalne (tj. ruch, klimat, podłoże, stan istniejącej nawierzchni do przebudowy) w propozycji projektu nowej lub przebudowywanej nawierzchni. Projekt jest oceniany, uwzględniając dane użytkownika, kryteria stanu i wartość niezawodności, poprzez prognozę uszkodzeń i równości. Jeśli projekt nie spełnia oczekiwanych kryteriów stanu i określonej niezawodności, to jest on korygowany i proces oceny jest powtarzany według potrzeb. Projektant jest zatem w pełni zaangażowany w proces projektowania i ma swobodę uwzględnienia różnych wymagań projektowych i materiałowych, aby spełnić wymagania kryteriów stanu lokalnych warunków projektu.



Rys. 1-1. Koncepcja schematu działania trójfazowego procesu projektowania i analizy w MEPDG

Podejście M-E umożliwia optymalizację projektu i zapewnienie, że poszczególne rodzaje uszkodzeń będą ograniczone do wartości mniejszych niż kryteria uszkodzeń w projektowym okresie trwałości konstrukcji nawierzchni.

1. **Wybór wariantu projektu.** Projektant nawierzchni może użyć *Poradnika Projektowania Nawierzchni* (AASHTO, 1993) lub procedury własnej zarządcy drogi w celu określenia założeń projektu.

2. **Wybór odpowiednich wskaźników kryteriów stanu (wartości progowych) i poziom niezawodności projektu.** Wskaźniki kryteriów stanu projektu powinny zawierać zakres głównych rodzajów uszkodzeń i równości, które stanowią powód odnowy lub przebudowy nawierzchni. Kryteria te mogą być elementem polityki zarządu podejmowania decyzji o odnowie lub przebudowie nawierzchni.

3. **Uzyskanie danych projektu nawierzchni.** Ten krok może być bardzo czasochłonny, lecz wyróżnia on MEPDG od innych metod projektowania. MEPDG pozwala projektantowi na określenie danych, używając hierarchicznej struktury, w której ilościowe określenie danych uwzględnia wagę projektu, wagę danych i źródła danych, którymi dysponuje użytkownik. Dane wymagane do użycia programu komputerowego mogą być uzyskane, stosując jeden z trzech poziomów, i nie muszą być tożsame we wszystkich wariantach danych projektu. Hierarchiczne poziomy danych są określone w rozdziałach 4 i 6. Wymagane dane są ujęte w sześciu obszernych grupach: ogólna informacja projektowa, kryteria projektowania, ruch, klimat, warstwy konstrukcyjne, właściwości materiałowe (włącznie z cechami szczególnymi projektu)<sup>1</sup>.

4. **Uruchomienie programu MEPDG i sprawdzenie poprawności inżynierskiej danych i wyników.** Program oblicza zmiany właściwości warstw, zniszczenie, główne uszkodzenia i wskaźnik równości IRI w projektowym okresie eksploatacji nawierzchni. Kolejne działania w ramach kroku 4 obejmują:

a) Podsumowanie sprawdzenia danych wejściowych, aby upewnić się o zgodności danych z zamiarem projektanta. Może to być sprawdzone po każdym obliczeniu do opanowania przez projektanta umiejętności posługiwania się programem i niezbędnymi danymi.

b) Sprawdzenie wyników obliczeń obejmujące szczególne parametry procesu pośredniego, takie jak dane klimatyczne, miesięczne wartości efektywności przeniesienia obciążenia w analizie nawierzchni sztywnych, miesięczny moduł warstw w analizie nawierzchni podatnych i sztywnych w celu określenia ich zasadności oraz wyznaczonych wskaźników stanu (uszkodzeń nawierzchni i IRI). Ten krok może być wykonany po każdym obliczeniu do opanowania przez projektanta umiejętności posługiwania się programem. Przegląd ważnego procesu przejściowego podany jest w rozdziale 14.

c) Ocena zgodności wyników projektu ze wskaźnikami kryteriów stanu na projektowym poziomie niezawodności. Jak wcześniej podano, wskaźnik IRI jest parametrem wynikowym prognozowanym w

---

<sup>1</sup> Uwaga: Niektóre parametry danych mogą być wzajemnie powiązane. Zmiana jednego z parametrów, może wpływać na inne parametry danych. Projektant powinien to uwzględnić.

czasie i miarą równości nawierzchni. IRI jest obliczane na podstawie prognozy innych uszkodzeń (rys. 1-1), wskaźników lokalnych i początkowej wartości IRI.

d) Jeśli któreś z kryteriów nie zostało spełnione, to należy określić, jak ta wada może być poprawiona poprzez zmianę materiałów, rozkładu warstw, grubości warstw lub innych warunków projektowania.

5. **Rewizja projektu, jeśli potrzebna.** Jeśli projekt zawiera błędne dane, anomalia wyników materiałowych lub przekroczone kryteria uszkodzeń na projektowym poziomie niezawodności, należy zrewidować dane i projekt, powtarzając obliczenia programowe. Iteracje należy powtarzać, aż spełnione będą kryteria stanu nawierzchni. Gdy będą one spełnione, projekt należy uznać poprawny i wykonalny.

## 2 Powołane Dokumenty i Normy

Rozdział ten zawiera wykaz protokołów metod badań laboratoryjnych i terenowych różnych materiałów stosowanych w nawierzchniach, zalecanych praktyk, specyfikacje materiałowe oraz dokumenty potrzebne do stosowania MEPDG.

### 2.1 Protokoły badań i normy

Z wyszczególnionych w tym rozdziale protokołów projektant powinien wybrać tylko te, które zostały wybrane do wybranego poziomu hierarchicznego danych. Określenie poziomów hierarchicznych danych podano w rozdziale Wykaz protokołów metod badań jest podany w dwóch częściach: Laboratoryjna charakterystyka materiałów i Charakterystyka materiałów i warstw nawierzchni w terenie.

*Komentarz: W warunkach polskich należy posługiwać się normami PN-EN (europejskimi), uwzględniając różnice między metodami badań w USA i Europie, o ile to możliwe.*

---

#### 2.1.1 Charakterystyka laboratoryjna

##### 2.1.1.1 Materiały i grunty niezwiązane

AASHTO T88	Particle Size Analysis of Soils
AASHTO T 89	Determining the Liquid Limits of Soils
AASHTO T 90	Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils
AASHTO T 99	Moisture Density Relations of Soils Using a 2.5 kg (5.5 lb) Rammer and a 305 mm (12 in) Drop
AASHTO T 100	Specific Gravity of Soils
AASHTO T 180	Moisture Density Relations of Soils Using a 4.54-kg (10 lb) Rammer and an 457-mm (18 in) Drop
AASHTO T 190	Resistance R-Value and Expansion Pressure of Compacted Soils
AASHTO T 193	The California Bearing Ratio
AASHTO T 206	Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils
AASHTO T 207	Thin-Walled Tube Sampling of Soils
AASHTO T 215	Permeability of Granular Soils (Constant Head)
AASHTO T 258	Determining Expansive Soils
AASHTO T 265	Laboratory Determination of Moisture Content of Soils

AASHTO T 307 Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials  
ASTM D 2487 Classification of Soils for Engineering Purposes

### **2.1.1.2 Materiały i grunty związane hydraulicznie**

AASHTO T 220 Determination of the Strength of Soil-Lime Mixtures  
ASTM C 593 Fly Ash and Other Pozzolans for Use with Lime for Soil Stabilization  
ASTM D 1633 Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders

### **2.1.1.3 Lepiszczka asfaltowe**

AASHTO T49 Penetration of Bituminous Materials  
AASHTO T53 Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)  
AASHTO T 170 Recovery of Asphalt from Solution by Abson Method  
AASHTO T 201 Kinematic Viscosity of Asphalts (Bitumens)  
AASHTO T 202 Viscosity of Asphalts by Vacuum Capillary Viscometer  
AASHTO T 228 Specific Gravity of Semi-Solid Bituminous Materials  
AASHTO T 315 Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)  
AASHTO T 316 Viscosity Determination of Asphalt Binder Using Rotational Viscometer  
AASHTO T 319 Quantitative Extraction and Recovery of Asphalt Binder from Asphalt Mixtures

### **2.1.1.4 Mieszanki mineralno-asfaltowe na ciepło i mieszanki związane asfaltem**

AASHTO T 27 Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates  
AASHTO T 84 Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate  
AASHTO T 85 Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate  
AASHTO T 164 Qualitative Extraction of Asphalt Binder from Hot-Mix Asphalt (HMA)  
AASHTO T 166 Bulk Specific Gravity of Compacted Hot-Mix Asphalt (HMA) Using Saturated Surface-Dry Specimens  
AASHTO T 209 Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Hot-Mix Asphalt Paving Mixtures  
AASHTO T 269 Percent Air Voids in Compacted Dense and Open Asphalt Mixtures  
AASHTO T 308 Determining the Asphalt Binder Content of Hot-Mix Asphalt (HMA) by the Ignition Method  
AASHTO T 312 Preparing and Determining the Density of Hot-Mix (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyrotory Compactor  
AASHTO T 322 Determining the Creep Compliance and Strength of Hot-Mix Asphalt (HMA) Using the Indirect Tensile Test Device  
AASHTO T P62 Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt (HMA)

### **2.1.1.5 Beton cementowy i mieszanki stabilizowane cementem do podbudowy**

AASHTO T 22 Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens  
AASHTO T 97 Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)  
AASHTO T 121 M/T 121 Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete  
AASHTO T 152 Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method  
AASHTOT 196 M/T 196 Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method  
AASHTO T 198 Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens  
AASHTO TP 60 Coefficient of Thermal Expansion of Hydraulic Cement Concrete  
ASTM C 469 Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

### **2.1.1.6 Właściwości cieplne materiałów drogowych**

ASTM D 2766 Specific Heat of Liquids and Solids

ASTM E 1952 Thermal Conductivity and Thermal Diffusivity by Modulated Temperature Differential Scanning Calorimetry

### **2.1.1.7 Charakterystyka materiałów i warstw nawierzchni w terenie**

AASHTO T 256 Pavement Deflection Measurements

ASTM D 5858 Calculating In Situ Equivalent Elastic Moduli of Pavement Materials Using Layered Elastic Theory

ASTM D 6951 Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications

## **2.2 Specyfikacje materiałowe**

AASHTO M 320 Performance-Graded Asphalt Binder

AASHTO M 323 Superpave Volumetric Mix Design

## **2.3 Rekomendowane praktyki i terminologia**

AASHTO M 145 Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes

AASHTO PP 37 Determination of International Roughness Index (IRI) to Quantify Roughness of Pavements

AASHTO PP 46 Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base Course of Flexible Pavement Structures

AASHTO R 13 Conducting Geotechnical Subsurface Investigations

AASHTO R 37 Application of Ground Penetrating Radar (GPR) to Highways

ASTM E 1778 Standard Terminology Relating to Pavement Distress

NCHRP 1-40B Standard Practice for Conducting Local or Regional Calibration Parameters for the MEPDG (Draft to be submitted in 2007)

## **2.4 Powołane dokumenty**

AASHTO, *Guide for Design Of Pavement Structures*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1993

Applied Pavement Technology, Inc., *HMA Pavement Evaluation and Rehabilitation – Participant’s Workbook*, NHI Course No. 131063, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC, 2001.a.

Applied Pavement Technology, Inc., *PCC Pavement Evaluation and Rehabilitation – Participant’s Workbook*. NHI Course 0.131062. National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC, 2001.b.

Barker, W. R. and W. N. Brabston. *Development of a Structural Design Procedure for Flexible Airport Pavements*. FAA Report Number FAA-RD-74-199. United States Army Waterways Experiment Station, Federal Aviation Administration, Washington, DC, September 1975.

Cambridge Systematics, Inc., et al., *Traffic Data Collection, Analysis, need Forecasting for Mechanistic Pavement Design*. NCHRP Report 538. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board-National Research Council, National Academy Press, Washington, DC, 2005.



FHWA. *LTPP Manual for Falling Weight Deflectometer Measurements: Operational Field Guidelines, Version 4*. Publication Number FHWA-HRT-06-132. Federal Highway Administration, Washington, DC, Dec. 2006.

FHWA. *Review of the Long-Term Pavement Performance (LTPP) Backcalculation Results*. Publication No. FHWA-HRT-05-150. Federal Highway Administration, Washington, DC, 2006.

FHWA. *Distress Identification Manual for Long Term Pavement Performance Program (Fourth Revised Edition)*. Publication No. FHWA-RD-03-031. Federal Highway Administration, Washington, DC, 2003.

FHWA. *Guide to LTPP Traffic Data Collection and Processing*. Publication No. FHWA-PL-01-021. Federal Highway Administration, Washington, DC, 2001.

Gillespie, T. D., et al., *Methodology for Road Roughness Profiling and Rut Depth Measurement*. Report No. FHWA-RD-87-042. Federal Highway Administration, Washington, DC, 1987.

Holtz, R. D., B. R. Christopher, and R. R. Berg. *Geosynthetic Design and Construction Guidelines, Participant Notebook*, NHI Course No. 13214, FHWA Publication No. FHWA-HI-95-038. Federal Highway Administration, Washington, DC, 1998.

Khazanovich, L., S. D. Tayabji, and M. I. Darter. *Backcalculation of Layer Parameter for LTPP Test Sections, Volume 1: Slab on Elastic Solid and Slab on Dense Liquid Foundation Analysis of Rigid Pavements*. Report No. FHWA-RD-00-086. Federal Highway Administration, Washington, DC, 1999.

Koerner, R. M. *Designing with Geosynthetics*. 4<sup>th</sup> ed. Prentice Hall, Upper Saddle Rive, J,1998.

Larson, G. and B.J. Dempsey. *Enhanced Integrated Climatic Model (Version 2.0)*. Report Number DTFA MN/DOT 72114. University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 1997.

Little, D. N. Evaluation of Structural Properties of Lillie Stabilized Soils and Aggregates, Volume 3: *Mixture Design and Testing Protocol for Lime Stabilized Soils*. National Lime Association, Arlington, VA, 2000.

Lytton, R. L. et al. *Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for Asphalt Builders and Paving Mixes*. Report No. SHRP-A-357. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC, 1993.

NCHRP. *Version 1.0-Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Software*. National Cooperative Highway Research Program, National Academy of Sciences, Washington, DC, (co be released in 2007), 2007.a.

NCHRP. *Standard Practice for Conducting Local or Regional Calibration Parameters for the MEPDC*. National Cooperative Highway Research Program, National Academies of Sciences, Washington, DC, 2007.b.

NCHRP. *Changes to the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Software Through Version 0.900*. NCHRP Research Results Digest 308. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, September 2006.

NHI. *Introduction to Mechanistic-Empirical Pavement Design*. NHI Course No. 131064. National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC, 2002.

NHI. *Pavement Preservation: Design and Construction of Quality Preventive Maintenance Treatments*. National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC, 2001.

NHI. *Pavement Subsurface Drainage Design*. NHI Course No. 131026. National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1999.

NHI. *Techniques for Pavement Rehabilitation: A Training Course, Participant's Manual*. National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1998.

PCA. *Soil-Cement Construction Handbook*. Portland Cement Association, Skokie, IL, 1995.

Sayers, M. W. and S. M. Karamihas, *The Little Book of Profiling-Basic Information About Measuring and Interpreting Road Profiles*. The University of Michigan, Ann Arbor, MI, October 1996.

Von Quintus, et al. *Asphalt-Aggregate Mixture Analysis System-AAMAS*. NCHRP Report Number 338. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, March 1991.

Von Quintus, H. L. and Amber Yau. *Evaluation of Resilient Modulus Test Data in the LTPP Database*. Publication Number FHWA/RD-01-158. Federal Highway Administration, Office of Infrastructure Research and Development, Washington, DC, 2001.

Von Quintus, H. L. and B. M. Killingsworth. *Design Pamphlet for the Backcalculation of Pavement Layer Moduli in Support of the Guide for the Design of Pavement Structures (AASHTO, 1993)*, Publication Number FHWA-RD-97-076. Federal Highway Administration, McLean, VA, 1997.a.

Von Quintus, H. L. and B. M. Killingsworth. *Design Pamphlet for the Determination of Design Subgrade Modulus in Support of the Guide for the Design of Pavement Structures (AASHTO, 1993)*. Publication Number FHWA-RD-97-083. Federal Highway Administration, McLean, VA, 1997.b.

Westergaard, H. M. *Theory of Concrete Pavement Design*. Proceedings, Highway Research Board, Washington, DC, 1927.

Witczak, Matthew, et al. *Harmonized Test Protocol for Resilient Modulus of Pavement Materials*. NCHRP Project 1-28A. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, DC, 2003.

### **3 Znaczenie i stosowanie MEPDG**

MEPDG reprezentuje znaczną zmianę w sposobie projektowania nawierzchni drogowych.

„Mechanistyczny” odnosi się do zastosowania zasad mechaniki inżynierskiej, które prowadzą do racjonalnego procesu projektowania opartego na trzech podstawowych elementach: (1) teoria użyta

do przewidywania krytycznych reakcji nawierzchni (odkształcenia, naprężenia, ugięcia itd.), jako funkcji obciążenia ruchem i warunków klimatycznych (część mechanistyczna); (2) procedury charakterystyki materiałów, które wspierają wybraną teorię; (3) zdefiniowane zależności między krytycznymi parametrami reakcji nawierzchni i obserwowanymi w terenie uszkodzeniami nawierzchni (część empiryczna).

MEPDG zapewnia jednolity i wszechstronny zestaw procedur analizy i projektowania nowych i przebudowywanych nawierzchni podatnych i sztywnych. MEPDG używa wspólnych parametrów projektowych ruchu, materiałów, podłoża, klimatu i niezawodności w projektowaniu nawierzchni wszystkich typów i może być użyte do opracowania alternatywnych projektów zużyciem różnych materiałów i metod budowy. Podano zalecenia (warstwy, materiały i grubość konstrukcji) dotyczące konstrukcji nawierzchni nowych i przebudowywanych, uwzględniając procedury wyboru grubości nawierzchni, metody przebudowy, odwodnienia podłoża, wzmocnienia podłoża i innych składników projektowania.

Wynikami MEPDG są prognoza uszkodzeń i równość (IRI) nawierzchni na wybranym poziomie niezawodności. MEPDG nie jest narzędziem bezpośredniego projektowania grubości nawierzchni, lecz raczej jest to narzędzie analityczne projektanta do użycia w sposób iteracyjny. W szczególności MEPDG jest używane do oceny projektu (kombinacja typów warstw, grubość warstw i inne składniki projektowania) do określonego zestawu warunków lokalnych i kryteriów uszkodzeń na wybranym poziomie niezawodności.

### **3.1 Prognozowane wskaźniki stanu według MEPDG**

MEPDG zawiera funkcje przeniesienia i równania regresji, które są stosowane do przewidywania różnych wskaźników stanu uznanych za ważne w wielu programach zarządzania nawierzchniami. Podano poniżej zestawienie wskaźników stanu obliczanych w MEPDG, które zostały skalibrowane na podstawie danych z bazy danych programu badawczego Długotrwały Obserwacji Nawierzchni (Long-Term Pavement Performance - LTPP). Szczegółowe modele prognozy stanu wszystkich typów nawierzchni podano w rozdziale 5.

- Nawierzchnie z asfaltowe i z nakładką asfaltową
  - Całkowita grubość deformacji trwałej (koleiny) nawierzchni oraz w warstwie asfaltowej, podbudowy niezwiązanej i podłożu gruntowym
  - Spękania poprzeczne niegenerowane obciążeniem ruchem
  - Spękania siatkowe generowane obciążeniem ruchem, spękania inicjowane w spodzie
  - Spękania podłużne generowane obciążeniem ruchem, spękania inicjowane na powierzchni
  - Spękania odbite w nakładkach asfaltowych na spękanych istniejących nawierzchniach podatnych oraz nawierzchniach półsztywnych, kompozytowych i sztywnych
  - Równość (IRI)
- Nawierzchnie z betonowe i z nakładką betonową
  - Nawierzchnia betonowa dyblowana (JPCP) – Średnie uszkodzenie szczeliny
  - Nawierzchnia betonowa dyblowana (JPCP) - Efektywność przeniesienia obciążenia (LTE)
  - Nawierzchnia betonowa dyblowana (JPCP) – Spękania poprzeczne płyt generowane ruchem (spękania inicjowane w spodzie lub na powierzchni)

- Nawierzchnia betonowa dyblowana (JPCP) – Wykruszenia krawędzi (włączone do modelu prognozy IRI model)
- Nawierzchnia betonowa o ciągłym zbrojeniu (CRCP) – Rozstęp i rozwarcie pęknięcia
- Nawierzchnia betonowa o ciągłym zbrojeniu (CRCP) - Efektywność przeniesienia obciążenia (LTE)
- Nawierzchnia betonowa o ciągłym zbrojeniu (CRCP) – Odspojenia
- Nawierzchnia betonowa dyblowana (JPCP) i o ciągłym zbrojeniu (CRCP) - Równość (IRI)

## 3.2 Ogólne podejście do projektowania MEPDG

Projektowanie nawierzchni według MEPDG składa się z trzech głównych faz i wielu kroków, jak pokazano na rys. 1-1. Faza 1 obejmuje określenie wartości danych wejściowych projektu. W tej fazie identyfikowane są strategie do uwzględnienia w fazie projektowej.

Kluczowym krokiem tego procesu jest analiza podłoża. W wielu projektach nowych nawierzchni analiza podłoża lub badania lokalne obejmują określenie modułu sztywności sprężystej (resilient modulus) i ocenę właściwości skurczu - pęcznienia gruntów o dużej plastyczności, podatności na wysadzinowość mrozową gruntów wrażliwych na mróz (frost heave-thaw weakening potential of frost susceptible soils) i warunki odwodnienia (patrz: podrozdział 9.3).

Analiza podłoża lub ocena nawierzchni do projektu przebudowy zawiera zalecenia do oceny warunków konstrukcji nawierzchni w celu identyfikacji stwierdzonych rodzajów uszkodzeń oraz ich przyczyn (patrz: rozdział 10). Procedura koncentruje się na ocenie wytrzymałości warstw i podłoża istniejącej nawierzchni, stosując nieniszczące badania czaszy ugięć i obliczeń odwrotnych). Badania czaszy ugięć są wykorzystane do oszacowania modułu sztywności istniejących warstw. Procedura zawiera także zalecenia przeglądu nawierzchni i odwodnienia penetroradarem (GPR) i wykorzystania uzyskanych danych w szacowaniu warunków lokalnych warstw nawierzchni (moduł sztywności warstw).

Procedury określania charakterystyki materiałów, ruchu i warunków klimatycznych są także zawarte w fazie 1 projektowania. Charakterystyka materiałów jest ważną częścią tej fazy projektu, a moduł jest kluczową właściwością warstwy w ocenie wszystkich warstw konstrukcji nawierzchni. Moduł sztywności sprężystej jest wymagany dla wszystkich warstw niezwiązanych i podłoża, a moduł dynamiczny (zespolony) jest wymagany dla wszystkich warstw asfaltowych z mma oraz moduł sprężystości dla wszystkich warstw betonowych lub hydraulicznie związanych. Szczegółowy zestaw wymaganych właściwości materiałowych dla wszystkich typów nawierzchni podano w rozdziałach 10 i 11.

Charakterystyk ruchu zawiera oszacowanie rozkładu obciążenia osi oddziaływującej na konstrukcję nawierzchni (patrz: podrozdział 9.1). MEPDG nie używa równoważnego obciążenia osi obliczeniowej (ESAL) i nie wymaga określenia współczynników przeliczeniowych obciążenia osi. MEPDG dopuszcza indywidualną, szczególną analizę nietypowej konfiguracji osi, jako dodatku do standardowego obciążenia osi pojedynczej, podwójnej, potrójnej i poczwórnej.

Innym, ważnym udoskonaleniem projektowania nawierzchni włączonym do MEPDG jest uwzględnienie wpływu warunków klimatycznych na nawierzchnię, tj. materiały, reakcję i uszkodzenia (patrz: podrozdział 9.2). Warunki te są szacowane z użyciem zintegrowanego modelu klimatycznego

(Integrated Climatic Model - ICM), który jest potężnym narzędziem warunków klimatycznych wykorzystywanym w modelowaniu temperatury i wilgotności każdej warstwy nawierzchni i podłoża. Model klimatyczny uwzględnia codzienne zewnętrzne dane klimatyczne w formie temperatury, opadów atmosferycznych, prędkości wiatru, pokrywy chmur i wilgotności ze stacji pogodowych na terenie USA do oszacowania temperatury warstw nawierzchni i warunków wilgotnościowych. Prognoza temperatury i wilgotności warstw nawierzchni według ICM jest obliczana codziennie i wykorzystana w różnorodny sposób do oceny właściwości materiałów w podłożu i warstwach nawierzchni w całym projektowanym okresie eksploatacji nawierzchni.

Faza 2 procesu projektowania (patrz: rys. 1-1) jest analizą konstrukcyjną i przewidywaniem wybranych wskaźników stanu i równości. Analiza jest iteracyjna, rozpoczynająca się wyborem projektu wstępnego. Projekt wstępny może być przybliżeniem projektanta, uzyskanym z istniejących metod projektowania lub z katalogu typowych nawierzchni. Próbną sekcją jest analizowana wzrastająco w czasie, używając modeli reakcji i uszkodzeń nawierzchni. Wyniki analizy zawierają właściwości materiałowe, zakumulowane zniszczenie (określone w rozdziale 4), wielkość uszkodzeń i równość w czasie wraz z innymi ważnymi prognozami. Jeśli projekt nie spełnia lub przekracza kryteria projektowe na określonym poziomie niezawodności, to wprowadzane są modyfikacje i analiza jest powtórnie uruchamiana aż do uzyskania satysfakcjonującego wyniku.

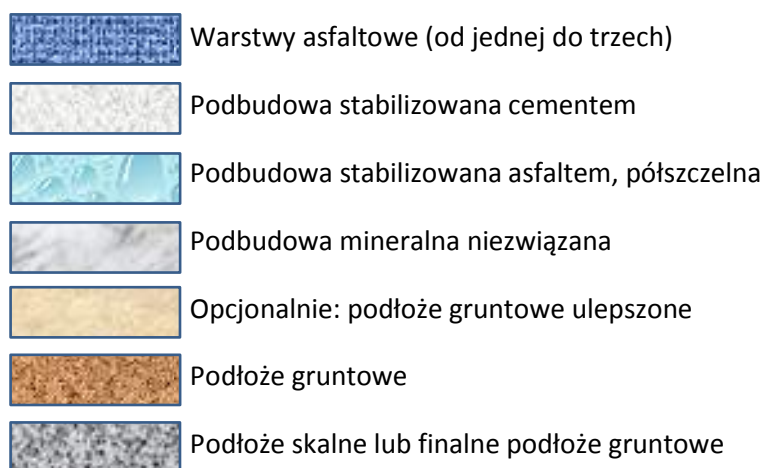
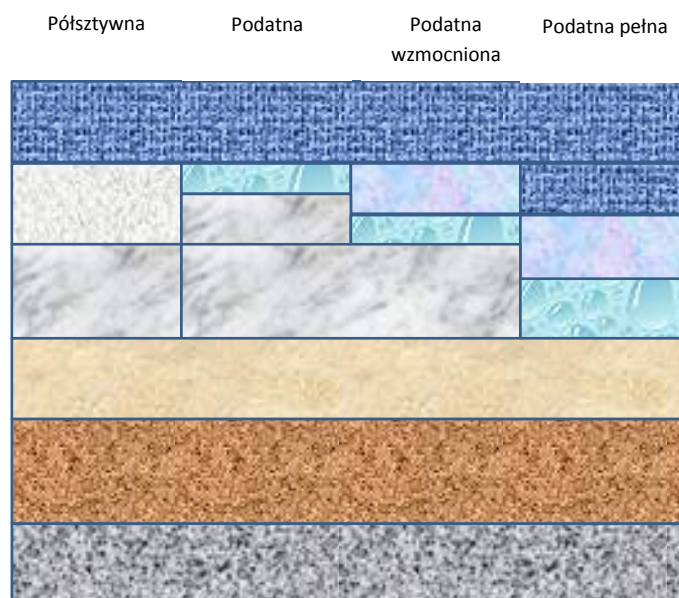
Faza 3 procesu zawiera czynności wymagane do oceny dostępnych, alternatywnych wariantów konstrukcyjnych. Te czynności obejmują inżynierską analizę i analizę kosztów w całym okresie eksploatacji (Life Cycle Cost Analysis) wariantów alternatywnych. Faza 3 nie jest uwzględniona w niniejszym podręczniku.

### 3.3 Warianty projektowania MEPDG - nowe nawierzchnie podatne i nakładki z mma

MEPDG może być użyte do analizy oczekiwanego stanu nowej i przebudowywanej nawierzchni asfaltowej, jak również nakładki asfaltowej. Przykłady typów nawierzchni asfaltowych przedstawiono na rys. 3-1 i 3-2.

- **Konwencjonalne nawierzchnie podatne** – Nawierzchnie podatne składające się z relatywnie cienkiej warstwy asfaltowej (o łącznej grubości mniejszej niż 6 cali (15 cm)) i podbudowy z niezwiązanego kruszywa mineralnego (kruszona skała lub żwir, lub mieszanki kruszywa i gruntu). Wiele nawierzchni użytych w globalnej kalibracji zawiera wiele wariantów podbudowy kruszywowej. Konwencjonalne nawierzchnie podatne mogą także zawierać warstwę ulepszanego, związanego podłoża gruntowego.
- **Nawierzchnie podatne o dużej grubości i wytrzymałości** – Nawierzchnie podatne składające się z relatywnie grubej warstwy asfaltowej i podbudowy asfaltowej o strukturze zamkniętej lub o podbudowy asfaltowej o strukturze otwartej położonej na warstwie podbudowy z kruszywa niezwiązanego. Nawierzchnie podatne o dużej grubości i wytrzymałości mogą także zawierać warstwę ulepszanego, związanego podłoża gruntowego. Wiele nawierzchni użytych w globalnej kalibracji zawiera podbudowy związane asfaltem i mogą być definiowane jako nawierzchnie podatne o dużej grubości i wytrzymałości.

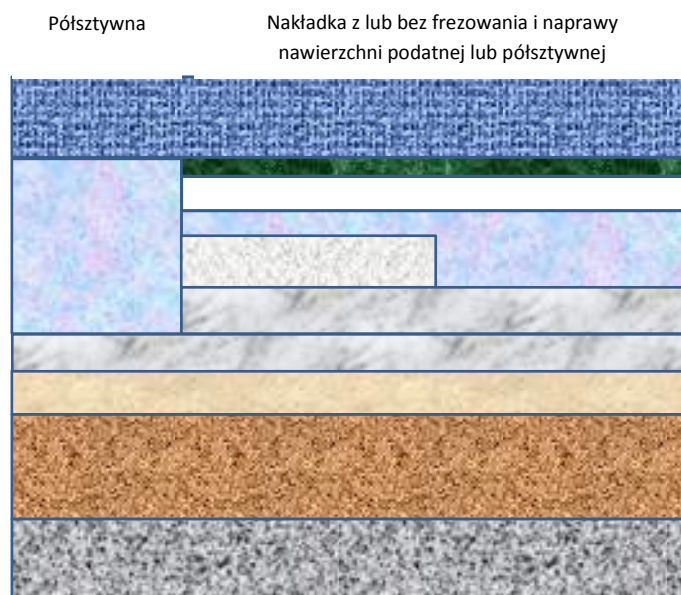
- **Nawierzchnie asfaltowe pełnej grubości** – Warstwy asfaltowe ułożone na warstwie związanego podłoża gruntowego lub bezpośrednio na przygotowanym nasypie lub podłożu gruntowym. Nawierzchnie asfaltowe pełnej grubości były także użyte w globalnej kalibracji, lecz ich odcinki testowe były mniej liczne niż nawierzchni konwencjonalnych lub o dużej grubości i wytrzymałości.


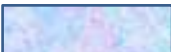




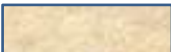




**Rys. 3-1. Nowe nawierzchnie asfaltowe – strategie projektowania symulowane w MEPDG (patrz: podrozdział 12.1) (grubość warstw nie w skali rzeczywistej)**

- **Nawierzchnie półsztywne** – Warstwa asfaltowa położona jest na warstwie z materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi, którymi mogą być wapno, mieszanka wapna i popiołów lotnych lub cement. Ten typ nawierzchni jest w MEPDG także powołany jako nawierzchnia kompozytowa. Półsztywne nawierzchnie nie były użyte w globalnej kalibracji i nie są zalecane do analizy MEPDG, jeśli ten typ nawierzchni nie zostanie skalibrowany.

- **Głęboki recykling nawierzchni na miejscu konwencjonalnej nawierzchni asfaltowej –**  
Recykling na miejscu na zimno warstw asfaltowych i podbudowy kruszywowej niezwiązanej lub recykling na miejscu na gorąco warstw asfaltowych. Recykling na miejscu na zimno jako Wariant przebudowy uważany jest za przebudowę w analizie i projektowaniu w MEPDG i jest definiowany jako nowa nawierzchnia podatna. Recykling na miejscu na gorąco jako wariantu przebudowy uważany jest za nakładkę asfaltową na istniejącej nawierzchni podatnej. Grubość warstwy recyklingu na miejscu na gorąco jest uważany za część nakładki asfaltowej, tak jak i grubość frezowanej warstwy. Głęboki recykling nie był użyty w globalnej kalibracji.
- **Nakładki asfaltowe** wszystkich typów nawierzchni podatnych i nawierzchni sztywnych z (lub bez) powierzchniowymi naprawami lub frezowaniem. Naprawy nawierzchni i frezowanie warstwy ścieralnej zostały uwzględnione w MEPDG. Zakładana grubość frezowanej warstwy jest jedną z danych, a naprawy nawierzchni są uwzględnione w określeniu stanu nawierzchni przed wykonaniem nakładki. MEPDG może być także użyte w projektowaniu nakładki asfaltowej na połamanych płytach betonowych. Dostępne metody rozdrobnienia nawierzchni betonowych: rozbicie i wałowanie (break and seat) stosowane do nawierzchni betonowych płytowych (JPCP), łamanie i wałowanie (crack and seat) stosowane do nawierzchni betonowych płytowych zbrojonych (JRCP), rozkruszanie (rubblization) stosowane do wszystkich nawierzchni betonowych. Nakładki asfaltowe nie były użyte w globalnej kalibracji.



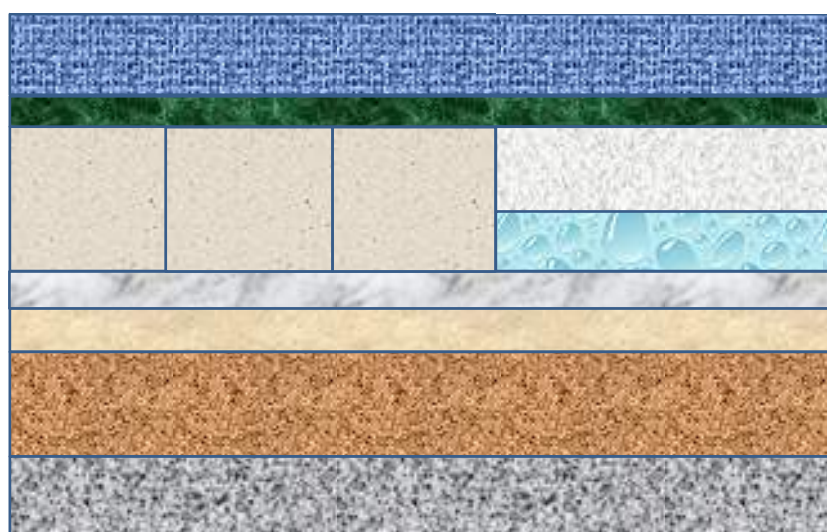
-  Warstwy asfaltowe (od jednej do trzech)
-  Warstwy nawierzchni podatnej przetworzone na miejscu stabilizowane cementem
-  Opcjonalnie: warstwa przeciwspekaniowa (włóknina, siatka i inne)
-  Opcjonalnie: frezowana lub naprawiona istniejąca nawierzchnia
-  Istniejąca podbudowa stabilizowana cementem
-  Istniejąca podbudowa mineralna niezwiązana
-  Istniejące podłoże gruntowe ulepszone
-  Podłoże gruntowe
-  Podłoże skalne lub finalne podłoże gruntowe






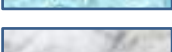



**Rys. 3-2a. Nakładki asfaltowe na nawierzchniach podatnych, półsztywnych lub betonowych – strategię projektowania symulowane w MEPDG (patrz: podrozdział 12.1) (grubość warstw nie w skali rzeczywistej)**



Nakładka na rozdrobnionej nawierzchni sztywnej

Nakładka na nienaruszonej  
nawierzchni sztywnej



-  Warstwy asfaltowe (od jednej do trzech)
-  Opcjonalnie: warstwa przeciwspekaniowa (włóknina, siatka i inne)
-  Rozdrobniony na miejscu (różne metody) beton cementowy JPCP, JRCP, PCC, CRCP
-  Nienaruszona nawierzchnia betonowa
-  Podbudowa stabilizowana asfaltem, półuszczelna
-  Istniejąca podbudowa mineralna niezwiązana
-  Istniejące podłoże gruntowe ulepszone
-  Podłoże gruntowe
-  Podłoże skalne lub finalne podłoże gruntowe

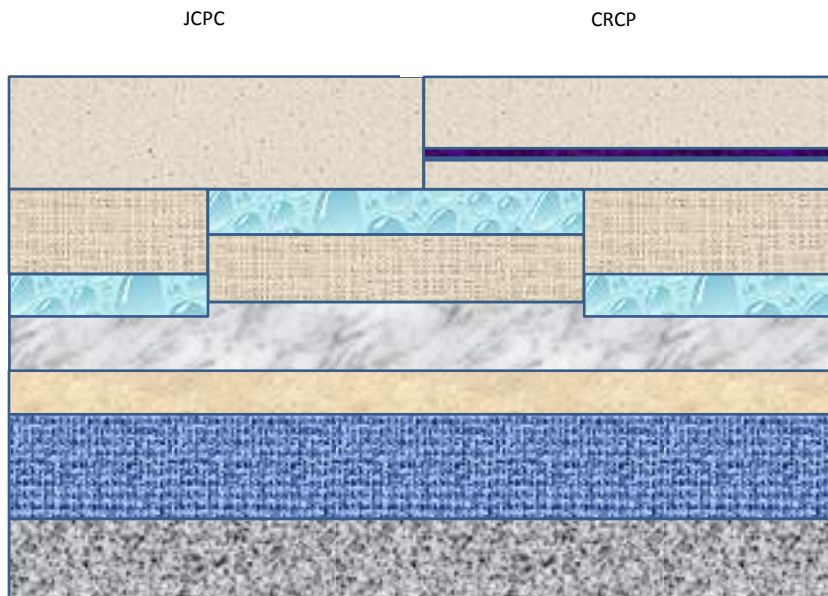
Rys. 3-2b. Nakładki asfaltowe na nawierzchniach podatnych, półsztywnych lub betonowych – strategię projektowania symulowane w MEPDG (patrz: podrozdział 12.1) (grubość warstw nie w skali rzeczywistej)









### 3.4 Warianty projektowania MEPDG – nowe nawierzchnie sztywne, nakładki z betonu cementowego i odnowy

MEPDG może być użyte do analizy oczekiwanego stanu nowej i przebudowywanej nawierzchni betonowej jak również nakładki betonowej. Przykłady typów nawierzchni betonowych przedstawiono na rys. 3-3 i 3-4 i były globalnie skalibrowane w projektach NCHRP 1-37A i 1-40D.

- **JPCP** – Ten typ nawierzchni betonowej charakteryzuje się poprzecznymi szczelinami o stosunkowo małym rozstępie, tj. od 10 do 20-stóp) w celu minimalizacji poprzecznych spękań generowanych gradientem temperatury i gradientem naprężeń skurczowych. Nawierzchnia

taka nie zawiera zbrojenia przeciwdziałającego przypadkowym spękanom i w większości nie zawiera połączeń w szczelinach poprzecznych płyt (np. dyble). Nawierzchnie JPCP mogą zawierać podłużne szczeliny łączone lub niełączone. Większość odcinków testowych użytych w globalnej kalibracji zawierały łączone podłużne szczeliny. Efekt łączenia lub niełączenia szczelin powinien być określony w lokalnej kalibracji. Podbudowa zasadnicza (warstwa bezpośrednio pod płytą betonową) i podbudowa pomocnicza mogą być wykonane z kruszywa niezwiązanego, kruszywa związanego asfaltem lub wapnem, lub cementem, chudego betonu, kruszonego betonu, granulatu asfaltowego i innych materiałów. Podbudowa może mieć strukturę zamkniętą lub otwartą (wodoprzepuszczalną).

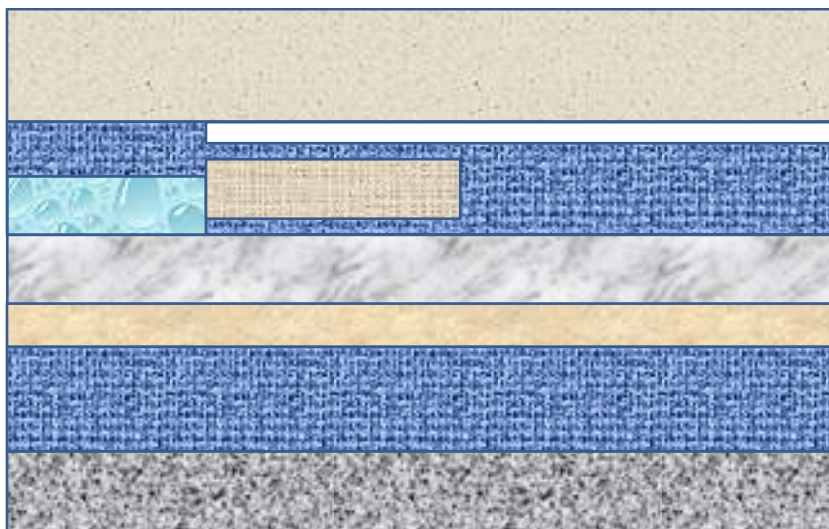








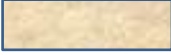


-  Nawierzchnia betonowa JPCP, JRCP, PCC, CRCP
-  Podłużne zbrojenie stalowe, opcjonalnie: poprzeczne
-  Podbudowa stabilizowana cementem lub chudy beton
-  Podbudowa stabilizowana asfaltem lub cementem, półuszczelna
-  Opcjonalnie: podbudowa mineralna niezwiązana
-  Opcjonalnie: podłoże gruntowe ulepszone
-  Podłoże gruntowe
-  Podłoże skalne lub finalne podłoże gruntowe

**Rys. 3-3. Nowe nawierzchnie sztywne – strategie projektowania symulowane w MEPDG (patrz: podrozdział 12.2) (grubość warstw nie w skali rzeczywistej)**

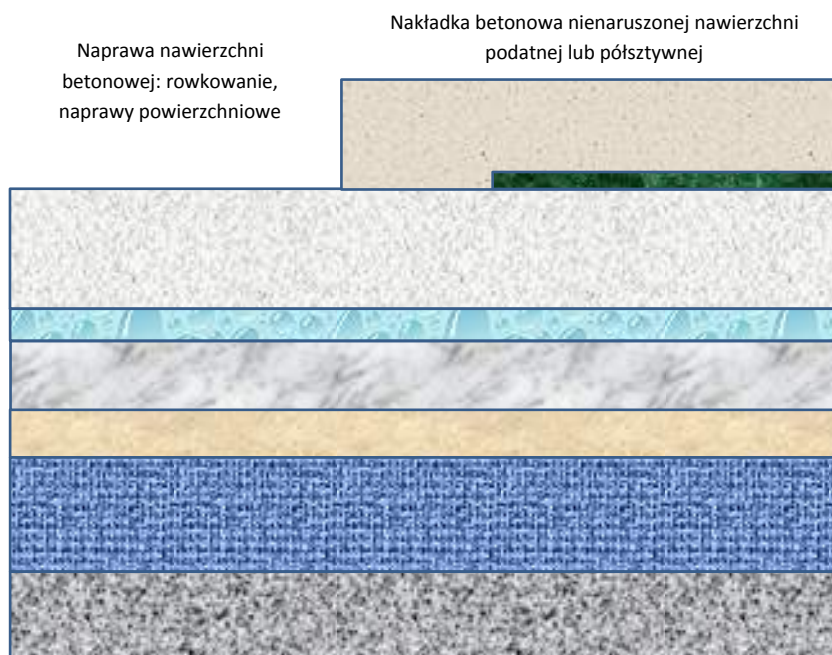
- **CRCP** – Ten typ nawierzchni betonowej charakteryzuje się podłużnym zbrojeniem ponad lub w środku grubości warstwy w celu minimalizacji rozwarcia spękań skurczowych. Poprzeczne szczeliny występują jedynie ze względów wykonawczych oraz zmian pochylenia sekcji konstrukcji. Poprzeczne zbrojenie może nie występować. Podłużne szczeliny występują podobnie jak w innych typach nawierzchni betonowych. Podbudowa zasadnicza (warstwa bezpośrednio pod płytą betonową) i podbudowa pomocnicza mogą być wykonane z kruszywa niezwiązanego, kruszywa związanego asfaltem lub wapnem, lub cementem, chudego betonu, kruszonego betonu, granulatu asfaltowego i innych materiałów. Podbudowa może mieć strukturę zamkniętą lub otwartą (wodoprzepuszczalną).

Nakładka betonowa z lub bez frezowania i napraw nawierzchni podatnej lub półsztywnej



-  Nakładka - nawierzchnia betonowa JCPC, CRCP
-  Istniejące warstwy asfaltowe
-  Opcjonalnie: frezowana lub naprawiona istniejąca nawierzchnia
-  Istniejąca podbudowa stabilizowana cementem
-  Istniejąca podbudowa stabilizowana asfaltem, półsztywna
-  Istniejąca podbudowa mineralna niezwiązana
-  Istniejące podłoże gruntowe ulepszone
-  Podłoże gruntowe
-  Podłoże skalne lub finalne podłoże gruntowe

**Rys. 3-4a. Nakładki betonowe na nawierzchniach podatnych, półsztywnych lub betonowych – strategię projektowania symulowane w MEPDG (patrz: podrozdział 13.3) (grubość warstw nie w skali rzeczywistej)**



**Rys. 3-4b. Nakładki betonowe na nawierzchniach podatnych, półsztywnych lub betonowych – strategię projektowania symulowane w MEPDG (patrz: podrozdział 13.3) (grubość warstw nie w skali rzeczywistej)**

- **Nakładki JPCP** – Warstwa betonowa JPCP położona jest na istniejącej nawierzchni sztywnej, kompozytowej lub asfaltowej. Nawierzchnie kompozytowe składają się z warstw asfaltowych na warstwach betonowych lub z chudego betonu, lub podbudowie związanej cementem (włącznie z betonem wałowanym). Nawierzchnie kompozytowe są tym samym, co nawierzchnie półsztywne (zdefiniowane w rozdziale 3.3), w stosowaniu MEPDG.

- **Nakładki CRCP** – Warstwa betonowa CRCP położona jest na istniejącej nawierzchni sztywnej lub nawierzchni kompozytowej, lub nawierzchni podatnej.
- **Odnowa nawierzchni betonowej JPCP** – Roboty wykonane na istniejącej nawierzchni JPCP, które obejmują rowkowanie diamentowe (diamond grinding) powierzchni (w celu poprawy szorstkości). Inne roboty mogą obejmować naprawę dębli, wymianę uszczelnienia szczelin, wykonanie drenów krawędziowych, wymianę płyt, naprawę na pełną głębokość, naprawę wykruszeń, wymianę pobocza.

### 3.5 Warunki i czynniki nieuwzględnione w procesie MEPDG

Celem tego podrozdziału jest identyfikacja właściwości i modeli prognozy stanu, które nie zostały skalibrowane z rozmaitych powodów (np. brak adekwatnych danych lub teoretycznych podstaw do modelowania, etc.). Użytkownik powinien wziąć to pod uwagę, używając tych modeli prognozy. Jeśli takie modele uznane są za ważne dla zarządcy (inwestora), to odpowiednie działania mogą być poszerzone w ramach lokalnej kalibracji, aby upewnić się, że są one poprawne w warunkach, w których mają być użyte. Standardowa praktyka jest dostępna i może być użyta przez zarządcę w wykonaniu kalibracji lokalnej (NCHRP, 2007.b)<sup>2</sup>. Niektóre elementy nieuwzględnione w pełni w tym poradniku są podane poniżej.

- **Właściwości przeciwpoślizgowe i hałas** - MEPDG nie prognozuje utraty właściwości przeciwpoślizgowych i tłumienia hałasu. Projektant powinien wziąć pod uwagę dane historyczne i doświadczenie w ocenie zdolności warstwy ścieralnej do osiągnięcia minimum właściwości przeciwpoślizgowych i tłumienia hałasu według specyfikacji nie objętych zakresem MEPDG.
- **Koła pojedyncze i pojedyncze Super (Super-Single)** - MEPDG zakłada, że wszystkie osie w pojazdach ciężarowych wyposażone są w koła podwójne. Koła pojedyncze mogą być symulowane w programie, stosując specjalne sposoby wprowadzenia danych. Użytkownik, chcąc ocenić efekt koła Super-Single na stan nawierzchni może uruchomić program odrębnie dla kół Super-Single.
- **Trwałość i dezintegracja mieszanki** - MEPDG nie ma zdolności prognozy trwałości mieszanki i uszkodzeń dezintegracji powierzchni, takie jak wykruszenia ziaren i wymywanie lepiszcza z mieszanki mma lub wykruszenia, reakcja alkaliczno-krzemionkowa (ACR) lub spękania powierzchniowe (D-cracking) w nawierzchniach betonowych. Trwałość mieszanki może być uwzględniona w procesie projektowania mieszanki lub w specyfikacji materiałów do projektu nie będącymi elementami MEPDG. Wykruszenia krawędzi płyt betonowych są modelowane empirycznie jako funkcja współczynnika woda/cement, zawartości powietrza, wytrzymałości i innych parametrów.

---

<sup>2</sup> The standard practice for determining the local calibration factor is being prepared under NCHRP Project 1-40B and should be available for use in July 2007

- **Pęcznienie problematycznych gruntów** - MEPDG nie ma zdolności prognozy zmian objętości (pęcznienia) w gruntach podatnych na pęcznienie mrozowe (wysadzinowość) lub ekspansywnych, wysokoplastycznych gruntach gliniastych (AASHTO T 258). Jeśli problem gruntu jest rozważany w projekcie, to mogą być zastosowane odpowiednie techniki ulepszenia i wzmocnienia gruntu, aby zmniejszyć negatywny wpływ na stan nawierzchni. Rozdział 12 zawiera pewne wskazówki wyboru sposobu ulepszenia, aby zmniejszyć wpływ zmiany objętości gruntu na stan nawierzchni.
- **Wodoprzepuszczalna podbudowa asfaltowa (Asphalt Treated Permeable Base ATPB)** – Odcinki nawierzchni podatnych z wodoprzepuszczalną podbudową asfaltową zostały pominięte w globalnej kalibracji nawierzchni podatnych, lecz zostały uwzględnione w wielu odcinkach nawierzchni sztywnych użytych w globalnej kalibracji. Warstwy ATPB pod warstwami betonowymi są traktowane jako warstwy asfaltowe o dużej zawartości wolnych przestrzeni.

Jeśli te warstwy są uwzględnione w projekcie poniżej najniższej warstwy asfaltowej o strukturze zamkniętej w nawierzchni asfaltowej, to MEPOG oblicza odkształcenia rozciągające w spodzie warstwy ATPB do prognozy spękań siatkowych. Wysoka zawartość wolnych przestrzeni tej wodoprzepuszczalnej warstwy znacznie zmniejsza trwałość zmęczeniową nawierzchni podatnej. Zostało to stwierdzone i ocenione jako niewłaściwe w badaniach niektórych odcinków badawczych LTPP SPS-1 analizowanych w ramach projektu NCHRP Project 1-40B (NCHRP, 2007.b).

Możliwe jest stosowanie warstwy ATPB w analizie projektu w MEPDG traktowanej jako wysokojakościowa warstwa podbudowy z kruszywa mineralnego. Moduł sztywności warstwy ATPB uznany za właściwy do tej symulacji wynosi 65 ksi, lecz może być zweryfikowany w poszerzonej kalibracji lokalnej uwzględniającej nawierzchnie podatne z warstwą ATPB.

- **Siatki i inne materiały zbrojące** – Materiały te nie mogą być obecnie symulowane w MEPDG. Ponadto, żadne odcinki testowe włączone do globalnej kalibracji nie zawierały siatek lub innych materiałów zbrojących konstrukcję nawierzchni.
- **Nawierzchnie półsztywne** – Nawierzchnie półsztywne składają się z mieszanek mineralno-asfaltowych położonych na podbudowie związanej cementem (CTB) lub z chudego betonu (LCB), lub mieszanki kruszywowo-cementowej (CAM) z warstwami niezwiązanymi (lub bez) z kruszywa mineralnego. MEPDG może analizować taki typ konstrukcji, lecz przyrost szkody zmęczeniowej i funkcja przeniesienia dla nawierzchni półsztywnej nie zostały skalibrowane. Dlatego globalny wskaźnik kalibracji został ustalony jako 1,0 w programie i nie jest podany błąd standardowy dla tego wariantu projektowania nawierzchni. Wariant ten nie powinna być stosowana bez wykonania odpowiedniej kalibracji.
- **Programy utrzymania nawierzchni** – Programy, strategie i polityka decyzyjna utrzymania nawierzchni nie zostały uwzględnione bezpośrednio w prognozie stanu nawierzchni. Zabiegi utrzymaniowe stosowane do asfaltowej warstwy ścieralnej we wczesnym okresie eksploatacji mogą wpływać na stan nawierzchni podatnej i nakładkę. Projektant nawierzchni powinien uwzględnić wpływ tych programów, ustalając współczynniki lokalnej kalibracji lub

opracowując szczególne wartości danych, przede wszystkim dotyczących spękań generowanych obciążeniem ruchem lub warunkami klimatycznymi. Utrzymanie nawierzchni jest dyskutowane w szczegółach w Poradniku Kalibracji (*Calibration Guide* NCHRP, 2007.b) do określenia regionalnych i specyficznych dla zarządcy wskaźników kalibracyjnych. Utrzymanie jest uwzględnione jedynie w projektowaniu nawierzchni betonowych w możliwości projektowania odnowy.

- **Etapowe wykonawstwo robót** - MEPDG nie ma zdolności określenia etapów wykonania robót budowlanych nawierzchni drogowej w przedłużonym okresie. Jeśli wykonawstwo etapowe jest planowane w projekcie, to projektant może ustalić miesiąc i rok oddania drogi do ruchu, gdy ostaną warstwa nawierzchni będzie ukończona. Podrozdział 7.2 zawiera więcej szczegółów dotyczących etapowania wykonania robót.
- **Ultra cienkie nakładki betonowe** – Ultra cienkie nakładki betonowe nie mogą być projektowane w MEPDG. Najmniejsza grubość warstwy nakładki betonowej (JCPC) wynosi 6 cali, a warstwy betonowej ciągłym zbrojeniu 7 cali. Rozstęp szczelin jest także ograniczony do co najmniej 10 stóp.
- **Nawierzchnie betonowe o ciągłym zbrojeniu JRCP** – Te nawierzchnie nie są bezpośrednio uwzględnione w MEPDG i nie mogą być projektowane tą metodą.
- **Wczesne oddanie do ruchu nawierzchni betonowych** – 28 dni jest minimalnym okresem pod wykonaniu nawierzchni betonowej do oddania nawierzchni do ruchu w MEPDG. Kolejne wersje będą uwzględniały możliwość krótszego okresu do oddania nawierzchni do ruchu.
- **Połączenie (tarcie) międzywarstwowe nakładki asfaltowej na istniejącej nawierzchni betonowej** – W MEPDG wyłączono możliwość wariantowania połączenia międzywarstwowego między warstwą asfaltową a betonową. Połączenie międzywarstwowe jest uwzględnione między wszystkimi warstwami asfaltowymi w nawierzchniach podatnych, w nakładkach asfaltowych na nawierzchni asfaltowej oraz między nawierzchnią betonową JPCP i podbudową. Podrozdział 10.2.7 zawiera więcej informacji o stosowaniu połączenia międzywarstwowego między warstwami związanymi. Pełne połączenie zostało założone we wszystkich wariantach nawierzchni, z wyjątkiem podbudowy związanej cementem CTB, na podstawie wyników globalnej kalibracji w ramach projektów NCHRP Projects 1-37A i 1-400 (NCHRP, 2006 and 2007.a).

## 4 Terminologia i definicje

### 4.1 Ogólne określenia

**Współczynniki kalibracyjne (*Calibration Factors*)** – W metodzie MEPDG stosowane są dwa rodzaje współczynników kalibracyjnych – globalne i lokalne. Współczynniki kalibracyjne stanowią korektę współczynników i/lub wykładników funkcji transferu w celu wyeliminowania odchylenia między przewidywanym a pomierzonym uszkodzeniem nawierzchni. Kombinacja współczynników kalibracyjnych (współczynniki i wykładniki dla różnych równań prognozy uszkodzeń) mogą również być użyte w celu zminimalizowania błędu standardowego równania prognozy. Standardowy błąd



oszacowania ( $S_e$ ) jest miarą wielkości rozproszenia punktów danych wokół linii równości między wartościami zaobserwowanymi a prognozowanymi. W celu dalszej dyskusji tego problemu patrz rozdział 5.

**Miesiąc budowy i miesiąc oddania do ruchu (*Construction Month and Traffic Open Month*)** – Daty (miesiąc i rok) zakończenia budowy i oddania do ruchu są cechami kontraktu. W metodzie MEPDG miesiące budowy to miesiąc i rok, w którym warstwy niezwiązane zagęszczono i ukończono (miesiąc wykonania podbudowy/podłoża) oraz miesiąc i rok, w którym zostały ułożone HMA lub PCC w celu przykrycia warstw niezwiązanych (miesiąc wykonania nawierzchni). Miesiąc oddania do ruchu to miesiąc i rok, w którym droga została oddana do użytkowania. Te daty są sprzężone z miesięcznymi natężeniami ruchu, miesięcznymi danymi klimatycznymi, które mają wpływ na wszystkie miesięczne wartości modułu warstw i podłoża, i z modelami starzenia materiału. Metoda MEPDG nie uwzględnia uszkodzeń powodowanych ruchem budowlanym. W celu dalszej dyskusji tych parametrów wejściowych patrz rozdział 7.2.

**Kryteria projektowe lub wartości graniczne (*Design Criteria or Threshold Values*)** – wartości te są stosowane w celu określenia okresu użytkowania (trwałości) konstrukcji nawierzchni oraz wariantu napraw i są danymi wejściowymi do programu metody MEPDG. Wartości te są reprezentowane przez wielkość uszkodzeń lub nierówność, które mogą stanowić początek remontu i stanowią podstawę decyzji zarządzania drogą. W celu dalszej dyskusji tych parametrów wejściowych patrz rozdział 8.1.

**Projektowy okres użytkowania (trwałości) (*Design Life*)** – Projektowy okres użytkowania nowej lub przebudowanej (wyremontowanej) nawierzchni jest to okres od rozpoczęcia budowy do czasu, gdy ze względu na strukturalne uszkodzenia nawierzchni konieczna jest jej przebudowa. Okres użytkowania szczególnej doświadczalnej nawierzchni jest zdefiniowany jako okres od rozpoczęcia budowy nawierzchni do momentu, aż wystąpi stan krytyczny określonego uszkodzenia nawierzchni. W programie możliwe jest ustawienie czasu użytkowania od jednego roku (np. objazd) do 99 lat. Odnosi się do dyskusji w rozdziale 7.1 dotyczącej okresów użytkowania powyżej 30 lat.

**Granica wytrzymałości (*Endurance Limit*)** – Granica wytrzymałości nawierzchni jest zdefiniowana jako wartość odkształcenia lub naprężenia rozciągającego, poniżej którego nie występuje uszkodzenie zmęczeniowe generowane obciążeniem. W MEPDG granica wytrzymałości jest właściwością materiału warstw HMA i jest określana przez projektanta. Zakłada się, że granica wytrzymałości jest niezależna od temperatury i modułu mieszanki – jedna wartość jest stosowana do wszystkich mieszanek HMA w trakcie jednego cyklu obliczeń. Jednakże trwałość graniczna została wyłączona z globalnej kalibracji kończącej projekt NCHRP 1-37A i 1-40D (NCHRP, 2007.a).

**Przyrost uszkodzenia (*Incremental Damage*)** – Przyrost uszkodzenia ( $\Delta DI$ ) jest to stosunek aktualnej liczby cykli obciążenia ( $n$ ) o określonym nacisku i rodzaju osi w przedziale czasu podzielonej przez dopuszczalną liczbę obciążonych kół ( $N$ ) określoną dla tego samego obciążenia i rodzaju osi w warunkach, jakie mają miejsce w tym samym przedziale czasu. Wskaźniki przyrostu uszkodzenia sumuje się w celu określenia całkowitego wskaźnika uszkodzenia w czasie.

**Nawierzchnie długowieczne (*Long-Life Pavements*)** – Podatne lub sztywne nawierzchnie zaprojektowane na okres użytkowania 50+ (ponad 50-letni okres użytkowania). Innymi słowy okres

użytkowania nawierzchni wynosi 50 lat lub więcej. Odnosi się do dyskusji w rozdziale 7.1 dotyczącej nawierzchni długowiecznych.

**Niezawodność projektu (*Reliability of Trial Design*)** – Prawdopodobieństwo, że wskaźnik prognozowanego funkcjonowania projektu nie przekroczy kryterium projektowego w okresie analizy projektowej. Niezawodność projektu (R) jest konceptem zbliżonym do aktualnych wytycznych projektowania konstrukcji nawierzchni AASHTO – prawdopodobieństwo, że określone kryterium uszkodzenia nie zostanie przekroczone przy projektowanym obciążeniu ruchem. Przykładowo, projektowa niezawodność 90% oznacza prawdopodobieństwo (w 9 spośród 10 projektów), że średnie uszkodzenie konstrukcji nie przekroczy kryterium uszkodzenia. Niezawodność poszczególnych konstrukcji analizowanych w metodzie MEPDG jest uzależniona od błędów standardowych funkcji transferu. W celu dalszej dyskusji tych parametrów wejściowych patrz rozdział 8.2.

**Błąd standardowy oszacowania ( $s_e$ ) (*Standard Error of the Estimate ( $s_e$ )*)** – standardowe odchylenie pozostałych błędów (wartości przewidywane minus pomierzone) dla odcinków nawierzchni uwzględnionych w bazie globalnej kalibracji.

**Model reakcji konstrukcji (*Structural Response Model*)** – Model reakcji konstrukcji jest to model mechanistyczny oparty na podstawowych zasadach techniki i jest stosowany w celu oszacowania krytycznych reakcji nawierzchni (ugięć, naprężeń i odkształceń). Modelem reakcji konstrukcji stosowanym do nawierzchni podatnych jest program Jacoba Uzana Analizy Warstw Sprężystych (JULEA), a do nawierzchni sztywnych stosowany jest program ISLAB2000. Możliwa jest także analiza nawierzchni podatnych metodą elementów skończonych zależną od naprężeń przy użyciu danych wejściowych Poziomu 1 dla materiałów niezwiązanych, jednakże program nie był uwzględniony w globalnej kalibracji. Stosowanie programu metody elementów skończonych do nawierzchni podatnych jest zalecane jedynie w celach prowadzenia badań naukowych.

**Funkcja przeniesienia (*Transfer Function*)** – Funkcja przeniesienia jest to empiryczna część modelu prognozy uszkodzenia uzależniająca krytyczny parametr reakcji nawierzchni od uszkodzenia, zarówno bezpośrednio, jak i przez model zniszczenia.

## 4.2 Hierarchiczne poziomy danych

Hierarchiczny poziom wprowadzania danych wejściowych zastosowany w MEPDG jest to schemat wprowadzania danych używany w celu skategoryzowania wiedzy projektantów o parametrach danych wejściowych. Dostępne są trzy poziomy wprowadzania danych określających większość parametrów materiałowych i natężenia ruchu. W rozdziale 6 przeprowadzono bardziej szczegółową dyskusję celowości, stosowania i wyboru hierarchicznego poziomu danych wejściowych w projektowaniu nawierzchni. Poniższa lista definiuje wszystkie hierarchiczne poziomy danych wejściowych, które mogą być użyte przez projektanta:

- **Poziom 1 danych wejściowych (*Input Level 1*)** – Parametry wejściowe są mierzone bezpośrednio – są to dane szczególne budowy lub projektu. W przypadku tego poziomu wiedza odnośnie do parametrów wejściowych określonego projektu jest największa, największe są również koszty badań i zbierania danych w celu określenia wartości parametrów wejściowych. Poziom ten powinien być stosowany do konstrukcji nawierzchni w nietypowych warunkach terenowych,

nawierzchni z nietypowych materiałów lub nawierzchni, których warunki natężenia ruchu znajdują się poza obszarem powiązań, których użyto do określenia korelacji i wartości domyślnych do danych wejściowych Poziomów 2 i 3.

- **Poziom 2 danych wejściowych (*Input Level 2*)** – Parametr wejściowy jest szacowany na podstawie korelacji i równań regresji. Innymi słowy wartość danej wejściowej jest wyliczana na podstawie innych określonych danych z budowy lub na podstawie parametrów, których wyznaczenie z badań jest mniej kosztowne. Poziom 2 danych wejściowych może również reprezentować pomierzone wartości regionalne, które nie są specyficzne dla projektu.
- **Poziom 3 danych wejściowych (*Input Level 3*)** – Parametry danych wejściowych są oparte na „najlepszym oszacowaniu” lub wartościach domyślnych. Dane wejściowe Poziomu 3 są oparte na globalnych lub regionalnych wartościach domyślnych – mediana grupy danych o podobnych charakterystykach. W przypadku tego poziomu wiedza odnośnie do parametrów wejściowych określonej konstrukcji jest najmniejsza, najniższe są także koszty badań i zbierania danych.

*Komentarz: Wniosek wynikający z dokonanego przeglądu porównawczego metod stosowanych w Polsce i USA wskazuje, że możliwe jest (choć trudne) stosowanie metody MEPDG na podstawie danych uzyskiwanych metodami stosowanymi w Polsce z uzupełnieniem o pewne metody badawcze stosowane w USA. Dotyczy to przede wszystkim projektowania konstrukcji nawierzchni na najwyższym poziomie hierarchicznym - 1. Problem ten jest niemal nieistotny w przypadku poziomu najniższego - 3.*

---

### 4.3 Określenia obciążenia ciężkim ruchem

**Rozkład obciążenia osi (*Axle-Load Spectra*)** – Rozkład obciążeń dla danej konfiguracji osi (oś pojedyncza, podwójna, potrójna lub poczwórna).

**Współczynniki rozkładu godzinnego (*Hourly Distribution Factors*)** – Procentowy udział pojazdów ciężarowych w każdej godzinie doby. Suma współczynników rozkładu godzinowego wynosi 100 procent.

**Współczynniki rozkładu miesięcznego (*Monthly Distribution Factors*)** – Rozkład natężenia ruchu pojazdów ciężarowych w ciągu miesiąca w reprezentatywnym roku. Suma wszystkich wskaźników rozkładu miesięcznego dla poszczególnych kategorii pojazdów ciężarowych wynosi 12.

**Znormalizowany rozkład obciążenia osi (*Normalized Axle-Load Spectra*)** – Znormalizowany rozkład obciążenia osi dla danej konfiguracji osi. Określa zależność pomiędzy wartościami pomierzonymi w danym zakresie obciążeń a wszystkimi zarejestrowanymi wartościami. Skumulowana suma przyrostów wartości rozkładu dla danej konfiguracji osi wynosi 100 procent.

**Znormalizowany rozkład kategorii pojazdów ciężarowych (*Normalized Truck Classification Distribution*)** – Znormalizowany rozkład kategorii pojazdów ciężarowych dla całej struktury ruchu pojazdów. Określa zależność pomiędzy liczbą pojazdów zliczonych w danej kategorii w odniesieniu do wszystkich zarejestrowanych pojazdów ciężarowych. Skumulowana suma przyrostów wartości natężeń wszystkich pojazdów ciężarowych wynosi 100 procent.

**Rozkład kategorii pojazdów ciężarowych (*Truck Classification Distribution*)** – Rozkład liczby zarejestrowanych pojazdów ciężarowych w poszczególnych kategoriach. Występują 4 kategorie pojazdów ciężarowych spośród 13 wszystkich pojazdów, zgodnie z klasyfikacją FHWA.

**Klasyfikacja grup pojazdów ciężarowych (*Truck Traffic Classification (TTC) Group*)** – Każdej grupie pojazdów ciężarowych o zbliżonych znormalizowanych rozkładach obciążenia osi oraz znormalizowanych rozkładach natężeń ruchu przypisany jest numer będący wyróżnikiem grupy. Służy określeniu spektrum obciążenia osi oraz rozkładu natężeń ruchu pojazdów ciężarowych z danych pomiarowych.

## 4.4 Równość

Funkcjonalny wskaźnik równości definiowany jest dla wszystkich rodzajów nawierzchni. Nierówne nawierzchnie wpływają nie tylko na komfort jazdy, ale również na koszty użytkowania pojazdów.

W metodzie MEPDG stosowany jest wskaźnik IRI<sup>3</sup>, który prognozowany jest empirycznie jako funkcja uszkodzeń nawierzchni (opisanych w 4.5 i 4.6), współczynników określających stan podbudowy oraz równości nawierzchni wyrażonej początkowym wskaźnikiem IRI (na podstawie pomiaru tuż po oddaniu nawierzchni do użytkowania). Uwzględnia się różne rodzaje uszkodzeń, będących składowymi szacowanego wskaźnika IRI (w Rozdziale 5 podano szczegółowe zależności). W MEPDG równość wyrażona jest w calach/miłę.

## 4.5 Wskaźniki uszkodzenia lub stanu nawierzchni asfaltowej

**Spękania siatkowe (*Alligator Cracking*)** – Uszkodzenie zmęczeniowe lub związane z pęknięciami nawierzchni na skutek obciążeń generowanych przez koła pojazdów, definiowane jako charakterystyczna siatka przecinających się pęknięć inicjowanych w spodzie warstw asfaltowych. W metodzie MEPDG spękania siatkowe szacowane są jako procent powierzchni pasa ruchu.

**Spękania podłużne (*Longitudinal Cracking*)** – Uszkodzenie zmęczeniowe lub związane z pęknięciami nawierzchni w śladach kół na skutek obciążeń generowanych przez koła pojazdów, definiowane jako pęknięcia liniowe, przeważnie zlokalizowane równoległe do osi jezdni. Spękania podłużne tworzą się na powierzchni nawierzchni asfaltowych jako krótkie, podłużne pęknięcia, w dalszych etapach łączące się z sąsiednimi pęknięciami. W obrębie tego rodzaju spękań mogą pojawiać się inne uszkodzenia nawierzchni (najczęściej ubytki kruszywa, wyboje). Spękania podłużne nie przechodzą (nie tworzą) w spękania siatkowe. W metodzie MEPDG spękania siatkowe szacowane są jako procent powierzchni pasa ruchu.

**Spękania poprzeczne (*Transverse Cracking*)** – Uszkodzenie niezwiązane z obciążeniami generowanymi przez pojazdy ciężarowe, definiowane jako pęknięcie usytuowane poprzecznie do osi jezdni,

---

<sup>3</sup> International Roughness Index IRI – Międzynarodowy Wskaźnik Równości (wyrażany również w mm/m lub m/km) jest miarą równości podłużnej nawierzchni, a jego wartość jest równa sumie wzajemnych przemieszczeń dwóch mas: pojazdu i koła w obliczeniowym modelu pojazdu samochodowego, wywołanych przez nierówności rzeczywistego profilu drogi, na jednostkowym odcinku drogi

wywołane przez niskie temperatury lub cykliczne zmiany termiczne (thermal cycling). W MEPDG spękania poprzeczne obliczane są w stopach na milę (lub w metrach na kilometr).

**Deformacje trwałe lub Koleiny (*Rutting or Rut Depth*)** – podłużne obniżenie powierzchni w śladzie koła wynikające z plastycznych lub trwałych odkształceń w każdej warstwie konstrukcji nawierzchni. Głębokość koleiny to maksymalna pionowa różnica pomiędzy rzeczywistym profilem poprzecznym nawierzchni a wirtualną linią odniesienia. W MEPDG głębokość koleiny wyrażana jest w calach (milimetrach) i reprezentuje średnią maksymalną głębokość koleiny z obu śladów kół pasa ruchu. Oprócz głębokości kolein warstw asfaltowych w metodzie MEPDG obliczana jest głębokość koleiny w warstwach podbudowy niezwiązanej i podłoża.

## 4.6 Wskaźniki uszkodzenia lub stanu nawierzchni betonowej

**Średnie osiadanie poprzecznych krawędzi płyt betonowych (JPCP)** – osiadanie płyt jest różnicą poziomów sąsiadujących poprzecznych krawędzi płyt. Mierzone jest w odległości ok. 30 cm od skraju płyty (podłużna szczelina na pasie o typowej szerokości) lub ok. 30 cm od skrajnej prawej linii pasa ruchu, jeżeli szerokość pasa jest większa od typowej. W metodzie MEPDG parametrem prognozowanym jest średni uskok obliczony z pomiarów wykonanych na wszystkich szczelinach poprzecznych w sekcji nawierzchni. Miarą obliczonej oceny stanu uskoków w MEPDG są cale.

Występowanie uskoków jest ważnym elementem procesu uszkodzenia nawierzchni betonowej, jak również obniża istotnie komfort jazdy. Powstawanie uskoków jest wynikiem złożonych oddziaływań od powtarzalnych obciążeń kołami (osiami) pojazdów ciężarowych, słabego przenoszenia obciążenia przez szczeliny poprzeczne, występowanie wody pod płytami betonowymi, erozji podbudowy i podłoża gruntowego, jak również materiału podbudowy poboczy oraz wyginanie krawędzi płyt do góry

**Poprzeczne pęknięcia dół-góra (JPCP)** — Kiedy w czasie ruchu pojazdu koła znajdują się blisko podłużnej krawędzi płyty, w środku płyty pomiędzy szczelinami poprzecznymi występują krytyczne naprężenia rozciągające w spodzie płyty pod obciążającym ją kołem. Naprężenia te wzrastają znacznie, kiedy występuje równocześnie wysoki dodatni gradient temperatury przechodzący przez całą miąższość płyty (powierzchnia płyty jest dużo cieplejsza od jej spodu). Występują wtedy duże dodatkowe naprężenia. Powtarzalne obciążenia od poruszających się pojazdów ciężarowych przy występujących jednocześnie niekorzystnych warunkach termicznych prowadzą do uszkodzenia zmęczeniowego betonu wzdłuż spodu krawędzi płyty, które w konsekwencji mogą również powodować pęknięcia poprzeczne na powierzchni płyt. Pęknięcia poprzeczne powstające od spodu do powierzchni płyty są w MEPDG obliczane w procentach w stosunku do całkowitej liczby płyt. Wyjściowy parametr (procent płyt z poprzecznymi pęknięciami) uwzględnia procentowy udział płyt z pęknięciami poprzecznymi inicjowanymi zarówno od dołu do góry, jak i od góry do dołu płyty betonowej.

**Poprzeczne pęknięcia góra-dół (JPCP)** — Wynikiem powtarzalnych obciążeń od kół ciężarowych pojazdów, z określoną małą odległością między osiami, przy jednoczesnym występowaniu wysokich ujemnych wartości gradientów temperatury w nawierzchni, jest powstawanie uszkodzeń zmęczeniowych na górnej powierzchni płyty, które mogą objawiać się w postaci pęknięć poprzecznych, czy prostopadłych, a następnie propagować w głąb nawierzchni. Krytyczne warunki

obciążenia kołem w przypadku pęknięć inicjowanych od góry do dołu dotyczą kombinacji jednoczesnego obciążenia osiami kół przeciwległych końców płyty. W przypadkach występowania wysokich ujemnych wartości gradientów temperatury takie kombinacje obciążeń powodują powstanie wysokich naprężeń rozciągających na górnej powierzchni płyty w pobliżu krytycznej krawędzi nawierzchni. Ten typ obciążania generowany jest przez osie kierowane i napędzane, jak również przez inne typy pojazdów. Kolejną przyczyną krytycznego obciążenia i powstawania pęknięć z góry na dół są pojazdy ciężkie, z relatywnie małymi odległościami między osiami, często przejeżdżające w długich kolumnach, w niewielkich odległościach od siebie. Wyjściowy parametr (procent płyt z poprzecznymi pęknięciami) uwzględnia procentowy udział płyt z pęknięciami poprzecznymi propagującymi od góry do dołu i procentowy udział płyt z pęknięciami poprzecznymi propagującymi od dołu do góry płyty betonowej.

**Odspojenia (*punchouts*) (CRCP)** – kiedy osie pojazdów ciężarowych przejeżdżają przy krawędzi podłużnej płyty, między dwoma bliskimi pęknięciami poprzecznymi, wówczas występują wysokie naprężenia rozciągające na powierzchni górnej płyty, w odległości około 120 cm od krawędzi, poprzecznie przez całą nawierzchnię. Naprężenie to wzrasta istotnie wówczas, gdy obciążenie nie jest przenoszone dalej przez pęknięcia poprzeczne lub gdy osłabione jest podparcie krawędzi płyty. W wyniku powtarzalnych obciążeń ciężkimi osiami następują osłabienia zmęczeniowe betonu na powierzchni górnej płyty. Pierwszymi symptomami zmęczenia materiału są mikropęknięcia, które inicjowane są na pęknięciach poprzecznych i propagują wzdłuż płyty, aż do następnego poprzecznego pęknięcia. Następstwem tego procesu jest powstawanie odspojeń. Odspojenia w nawierzchniach betonowych o zbrojeniu ciągłym są prognozowane przy znacznym zmniejszeniu efektywności przenoszenia obciążenia (LTE) przez szczeliny i pęknięcia, przy erozji wgłębnej wzdłuż krawędzi płyty, w przypadku czasu eksploatacji dłuższego niż projektowany, jak również gdy występują stałe lub chwilowe zmiany wilgotności i gradientu temperatury. Szerokość poprzecznego pęknięcia jest najbardziej krytycznym wskaźnikiem wpływającym na LTE i dlatego powodują powstawanie odspojeń.

W kalibracji ogólnego modelu MEPDG uwzględniane są jedynie odspojenia, których intensywność (zgodnie z definicją LTPP (FHWA, 2003)) szacowana jest jako średnia i duża. Jednostką odspojeń uwzględnianą w MEPDG jest liczba odspojeń o średniej i dużej intensywności na 1 milę pasa jezdni (liczba na kilometr pasa jezdni).

## 5 Przegląd metodologii prognozy wskaźników stanu

Projektowanie i analizy próbnego projektu oparte są na kumulacji uszkodzeń w funkcji czasu i ruchu samochodów ciężarowych. Metodologia MEPDG opiera się na założeniu przyrostu uszkodzenia. Zagrożenie uszkodzeniem lub uszkodzenie jest szacowane i sumowane dla każdego przedziału analizy. Przedział jednego miesiąca jest podstawowym zakresem do określania przyrostu uszkodzenia. Przedział analizy sprowadza się połowy miesiąca podczas okresów zamarzania i odmarzania z uwagi na możliwość gwałtownych zmian modułu sprężystości warstw niezwiązanych w tych warunkach.

Ta część instrukcji wprowadza zależności matematyczne do przewidywania każdego ze wskaźników funkcjonalnych (uszkodzenie i równość), innymi słowy opisuje, w jaki sposób działa MEPDG.

Sekcja jest podzielona na trzy części: (1) krótki przegląd współczynników kalibracji, (2) przegląd równań prognozujących uszkodzenia nawierzchni podatnych i nakładek asfaltowych oraz (3) przegląd równań prognozujących uszkodzenia nawierzchni sztywnych i nakładek betonowych. Odchylenie standardowe każdego równania oraz funkcja przeniesienia są również przedstawione. W przypadku nawierzchni sztywnych ogranicza się to dnia i nocy z uwagi na odwrotne gradienty temperatury.

## 5.1 Współczynniki kalibracyjne uwzględnione w MEPDG

Modele prognozujące uszkodzenia w MEPDG zostały skalibrowane z wykorzystaniem danych z dużej ilości rzeczywistych odcinków dróg rozmieszczonych w Stanach Zjednoczonych. Podstawowym źródłem danych były bazy danych LTPP uzupełnione danymi uzyskanymi z drogi testowej Mn/Road oraz z innych stanowych i federalnych projektów badawczych. Dane zawarte w zbiorze danych reprezentują różnorodne warunki (rodzaj gruntu, obciążenie ruchem, i klimat), rodzaje nawierzchni, rozwiązania projektowe w zakresie nawierzchni oraz czas eksploatacji nawierzchni.

Zbiór danych do kalibracji jest wielokrotnie większy i bardziej zróżnicowany niż w przypadku opracowywania przewodnika „Projektowanie konstrukcji nawierzchni” (AASHTO, 1993) oraz innych metod mechaniczno-empirycznych. Zestaw danych użytych do kalibracji modeli prognostycznych (tzw. kalibracji globalnej) jest więc uważany za kompleksowy i bezprecedensowy. Zestawienie liczby obserwacji wykorzystanych do kalibracji każdego modelu degradacji przedstawione jest w podrozdziałach, które następują po każdym współczynniku funkcjonalnym (stanu).

Pomimo szeroko zakrojonych działań polegających na zbieraniu danych do globalnych kalibracji, nie wszystkie rodzaje nawierzchni lub szczegóły projektu danego rodzaju nawierzchni mogły być uwzględnione z powodu ograniczeń związanych z bazami danych wykorzystanymi do konstruowania zbioru danych kalibracyjnych.

MEPDG posiada wyjątkowe funkcje, ale pozwala również projektantowi do "poprawienia" współczynników globalnych kalibracji lub stosowania szczególnych współczynników regresji do poszczególnych funkcji rozwoju uszkodzeń według lokalnych i regionalnych zbiorów danych.

Przewodnik MPEDG po lokalnej lub regionalnej kalibracji, który ma powstać w ramach projektu NCHRP 1-40B, przedstawia szczegółowe wskazówki dotyczące określenia lokalnych lub urzędowych określonych współczynników kalibracyjnych wg MEPDG (NCHRP, 2007.b). Postępowanie w celu określenia lokalnych lub urzędowych współczynników kalibracyjnych nie jest zamieszczone w tej instrukcji postępowania.

Po określeniu współczynników kalibracji, użytkownik może wprowadzić je, wybierając rodzaj nawierzchni i model degradacji (distress model) z menu „Narzędzia ustawienia kalibracji” (Tools/Calibration settings) w oprogramowaniu MEPDG (patrz Aneks). Innymi słowy, należy kliknąć na „Narzędzia – Tools” na ekranie wprowadzania oprogramowania MEPDG. Pojawi się rozwijane menu. Projektant następnie wybiera zakładkę kalibracji (calibration), gdzie może oglądać i wprowadzać wartości urzędowych lub lokalnych kalibracji modelu degradacji (distress damage) lub funkcji przeniesienia. Na tym ekranie można również zmieniać, przy zachowaniu odpowiedniej ostrożności, równanie błędu standardowego. Zależność lub powiązanie pomiędzy pojęciem błędu standardowego dla każdego rodzaju uszkodzenia przewidywanego przez MEPDG, lokalnymi lub

urzędowymi współczynnikami kalibracji oraz poziom danych (input level) jest omawiana w rozdziale 6.

## **5.2 Równania prognozy stanu nawierzchni podatnych i nakładek z mma**

Funkcje przeniesienia uszkodzenia i degradacji każdego uszkodzenia (patrz p. 3.1) zostały ponownie kalibrowane w ramach NCHRP 1-40D. Szczegółowe informacje i wyniki z tej ponownej kalibracji podane są w NCHRP Research Digest 308 (NCHRP, 2006). Poniżej znajduje się podsumowanie metod i modeli matematycznych do przewidywania każdego współczynnika funkcjonalnego.

### **5.2.1 Przegląd metodyki obliczeniowej do przewidywania uszkodzeń**

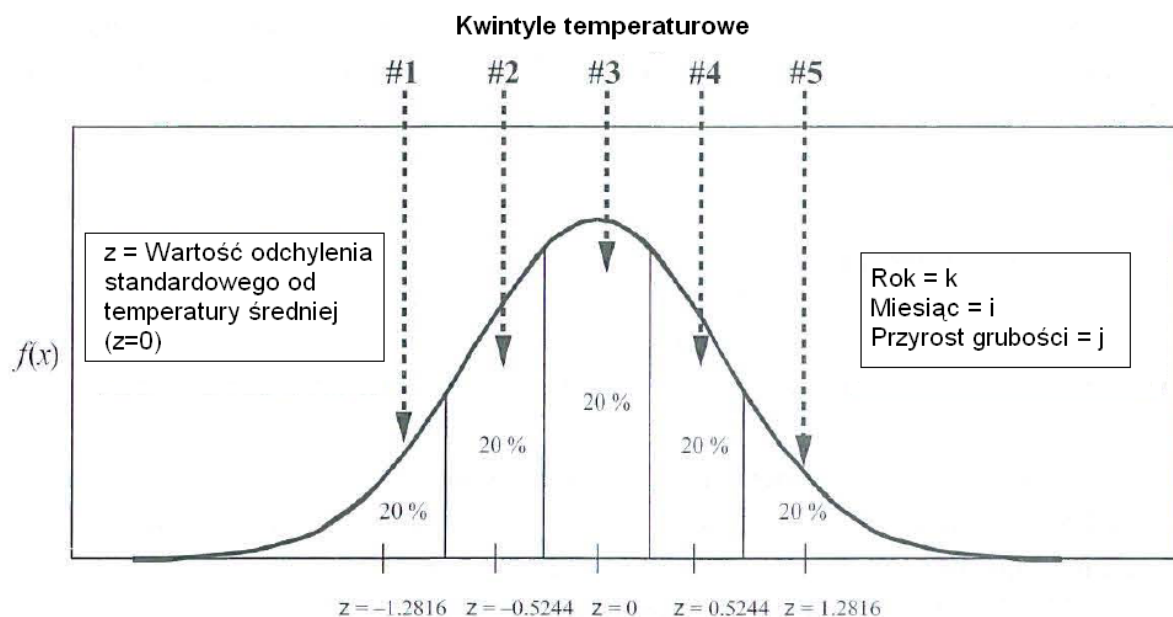
Oprogramowanie MEPDG dzieli warstwy konstrukcyjne i podłoża analizowanego projektu konstrukcji na podwarstwy. Grubość podwarstwy jest zależna od rodzaju materiału, rzeczywistej grubości warstwy i grubości konstrukcji nawierzchni. Dopuszczalna liczba warstw w odniesieniu do różnych wariantu projektowania jest podana i szczegółowo omówiona w rozdziałach 12 i 13.

Wartości krytyczne reakcji nawierzchni są obliczane w każdej podwarstwie korzystając z programu JULEA opartym na teorii warstw sprężystych, który jest wbudowany w oprogramowanie MEPDG. Oprogramowanie MEPDG szeroko wykorzystuje ICM, który jest wbudowany w oprogramowanie do ustalania wartości modułu warstwy nawierzchni wraz z upływem czasu. ICM oblicza co godzinę temperaturę i wilgotności całej konstrukcji nawierzchni (Larson i Dempsey, 1997).

Temperatury każdej podwarstwy asfaltowej są połączone przez pięć kwintyli (pięć kolejnych grup, każda po 20% obliczonej wartości) dla każdego miesiąca w okresie analizy uszkodzeń od obciążenia. Rozkład temperatury mieszanek mineralno-asfaltowych wg ICM jest rozkładem normalnym.

Rysunek 5-1 zawiera graficzną ilustrację kwintyli temperatury, które są wykorzystywane w analizie mma. Średnia temperatura w każdym kwintylu podwarstwy za każdy miesiąc jest używana do określenia dynamicznego modułu tej warstwy. Przyjmuje się, że ruch pojazdów ciężarowych jest jednakowy dla każdego z pięciu kwintyli temperatury. Tak więc, procedura nawierzchni podatnej nie wiąże bezpośrednio godzinowego natężenia pojazdów ciężarowych z temperaturami godzinnymi.





Temperatura nawierzchni dla każdego skoku grubości warstw mma jest obliczana dla każdego miesiąca z zastosowaniem ICM. Jak pokazano powyżej temperatury nawierzchni są podzielone na pięć równych grup przy założeniu rozkładu normalnego. Średnia temperatura w każdej grupie i każdym miesiącu dla każdego skoku grubości mma określana jest w celu obliczenia modułu dynamicznego w funkcji czasu i głębokości w nawierzchni.

**Fig 5-1 Graficzna ilustracja pięciu kwintyli temperaturowych zastosowanych w MEPDG do określania właściwości mma potrzebnych do przewidywania uszkodzeń od obciążenia**

Moduł dynamiczny jest używany do obliczania poziomych i pionowych odkształceń na krytycznej głębokości do określenia maksymalnej trwałej deformacji w każdej warstwie i lokalizacji maksymalnej szkody zmęczeniowej w warstwach mma. W przypadku pęknięć poprzecznych (pęknięcia niezależne od obciążenia) ICM oblicza codzienną temperaturę, a MEPDG używa tej temperatury do oszacowania właściwości mma (podatność na pełzanie, wytrzymałość na rozciąganie pośrednie) potrzebnych do obliczenia naprężeń rozciągających w warstwie ścierniczej z mma.

ICM oblicza również temperaturę każdej warstwy niezwiązanej i określa miesiące, kiedy ta warstwa będzie zamarznięta. Moduły sprężystości warstw zamarzniętych są wówczas zwiększone w tych okresach i obniżane w czasie odwilży. ICM oblicza również średnią wilgotność warstw niezwiązanych dla każdego miesiąca objętego analizą. Średnia miesięczna wilgotność jest odnoszona do wilgotności optymalnej i używana do ustalenia modułu sprężystości każdej podwarstwy w każdym miesiącu w analizowanym okresie.

Wartości krytyczne reakcji nawierzchni są używane do obliczania uszkodzeń zmęczeniowych, termicznych i deformacji trwałych. W tym rozdziale przedstawione są równania matematyczne do prognozowania każdego z wskaźników funkcjonalnych.

## 5.2.2 Głębokość koleiny

Zniekształcenie powierzchni w formie kolein jest spowodowane plastyczną lub trwałą, pionową deformacją w mma, warstwach niezwiązanych i podłożu. Metoda zastosowana w MEPDG opiera się na obliczaniu przyrostów zniekształcenia lub koleinowania w każdej z podwarstw (sublayer). Innymi

słowy koleinowanie jest oszacowywane dla każdego pod-sezonu (sub-season) pośrodku każdej z podwarstw w konstrukcji nawierzchni. Deformacja plastyczna w danym sezonie (okresie) jest sumą pionowych deformacji plastycznych każdej warstwy.

Model obliczający całkowitą trwałą deformację stosuje plastyczne pionowe odkształcenia w określonych warunkach dla wszystkich obciążeń od pojazdów ciężarowych w tych warunkach. Warunki zmieniają się z miesiąca na miesiąc, więc niezbędne jest uwzględnienie wzmocnienia odkształceniowego (*strain hardening*) w celu uwzględnienia pionowych odkształceń plastycznych z każdego miesiąca w skumulowanej deformacji.

Przyrost lub akumulacja deformacji plastycznych określana jest w laboratorium w badaniu deformacji trwałych pod obciążeniem powtarzalnym metodą trójosiową stosowaną do mma i materiałów niezwiązanych. Ustalana jest zależność między wynikami laboratoryjnymi a głębokością koleiny stwierdzoną w nawierzchni drogowej. Zależność taką przedstawia równanie 5-1 przedstawione poniżej:

$$\Delta_{p(HMA)} = \epsilon_{p(HMA)} h_{HMA} = \beta_{1r} k_z \epsilon_{r(HMA)} 10^{k_{1r}} n^{k_{2r}\beta_{2r}} T^{k_{3r}\beta_{3r}} \quad (5-1a)$$

w którym:

$\Delta_{p(HMA)}$  = skumulowana trwała lub plastyczna deformacja w warstwie/podwarstwie mma, cal/cal

$\epsilon_{p(HMA)}$  = skumulowane trwałe lub plastyczne odkształcenie w warstwie/podwarstwie mma, cal/cal

$\epsilon_{r(HMA)}$  = odkształcenie sprężyste obliczone za pomocą modelu reakcji konstrukcji w środku głębokości każdej z podwarstwy mma, cal/cal

$h_{(HMA)}$  = grubość warstwy/podwarstwy mma, cal

$n$  = liczba osi obciążających,

$T$  = temperatura mieszanki lub nawierzchni, °F

$k_z$  = współczynnik ograniczenia głębokości (depth confinement factor)

$k_{1r}, k_{2r}, k_{3r}$  = parametry globalnej kalibracji (wg powtórnej kalibracji NCHRP 1-40D;  $k_{1r} = -3,35412$ ;  $k_{2r} = -0,4791$ ,  $k_{3r} = -1,5606$ ) oraz

$\beta_{1r}, \beta_{2r}, \beta_{3r}$  = stałe lokalne lub kalibracji terenowej mieszanki; w przypadku kalibracji globalnej stałe te są przyjmowane równe 1.

$$k_z = (C_1 + C_2 D) 0.328196^D \quad (5-1b)$$

$$C_1 = -0.1039(H_{HMA})^2 + 2.4868H_{HMA} - 17.342 \quad (5-1c)$$

$$C_2 = 0.0172(H_{HMA})^2 - 1.7331H_{HMA} + 27.428 \quad (5-1d)$$

w którym:

D = głębokość poniżej powierzchni, cal

H<sub>HMA</sub> = całkowita grubość mma, cal.

Wzór 5-2a przedstawia skalibrowane w warunkach rzeczywistych matematyczne równanie do obliczania plastycznych trwałych deformacji wszystkich warstw niezwiązanych, podłoża i nasypu.

$$\Delta_{p(soil)} = \beta_{s1} k_{s1} \epsilon_v h_{soil} \left( \frac{\epsilon_o}{\epsilon_r} \right) e^{-\left( \frac{\rho}{n} \right)^\beta} \quad (5-2a)$$

w którym:

$\Delta_{p(soil)}$  = trwała lub plastyczna deformacja warstwy/podwarstwy, cal

n = liczba osi obciążających,

$\epsilon_o$  = wartość funkcji e przy n=0 (punkt przecięcia z osią y) uzyskana w laboratoryjnym badaniu deformacji trwałych pod obciążeniem powtarzalnym, cal/cal

$\epsilon_r$  = odkształcenie sprężyste przyjęte w badaniu laboratoryjnym do obliczenia właściwości materiałowych  $\epsilon_o$ ,  $\epsilon$  i  $\rho$ , cal/cal

$\epsilon_v$  = średnie pionowe sprężyste odkształcenie w warstwie/podwarstwie i obliczone według modelu reakcji konstrukcji, cal/cal

$h_{soil}$  = grubość warstwy/podwarstwy niezwiązanej, cal

$k_{s1}$  = współczynniki kalibracji globalnej,  $k_{s1}=1,673$  dla materiałów ziarnistych i 1,35 w przypadku drobnoziarnistych

$\epsilon_{s1}$  = lokalna stała kalibracji koleinowania w warstwach niezwiązanych, lokalna stała kalibracji została przyjęta jako równa 1 w przypadku kalibracji globalnej.

$$\text{Log}\beta = -0.61119 - 0.017638(W_c) \quad (5-2b)$$

$$\rho = 10^9 \left( \frac{C_o}{(1 - (10^9)^\beta)} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (5-2c)$$

$$C_o = \text{Ln} \left( \frac{a_1 M_r^{b_1}}{a_0 M_r^{b_0}} \right) = 0.0075 \quad (5-2d)$$

Rysunek 5-2 pokazuje porównanie pomiędzy zmierzoną i przewidywaną całkowitą głębokością koleiny, łącznie ze statystyką procesu globalnej kalibracji. Błąd standardowy jest ( $s_e$ ) całkowitej głębokości koleiny jest sumą błędu standardowego dla głębokości koleiny w warstwie mma i warstwy niezwiązanej i jest funkcją średniej przewidywanej głębokości koleiny. Równania od 5-3a do 5-3c

pokazują błąd standardowy (odchylenie standardowe błędów reszkowych - *residual errors*) dla poszczególnych warstw – mma i warstw niezwiązanych dla materiałów i gruntów grubo- i drobnoziarnistych.

$$S_{e(HMA)} = 0.1587(\Delta_{HMA})^{0.4579} + 0.001 \quad (5-3a)$$

$$S_{e(Gran)} = 0.1169(\Delta_{Gran})^{0.5303} + 0.001 \quad (5-3b)$$

$$S_{e(Fine)} = 0.1724(\Delta_{Fine})^{0.5516} + 0.001 \quad (5-3c)$$

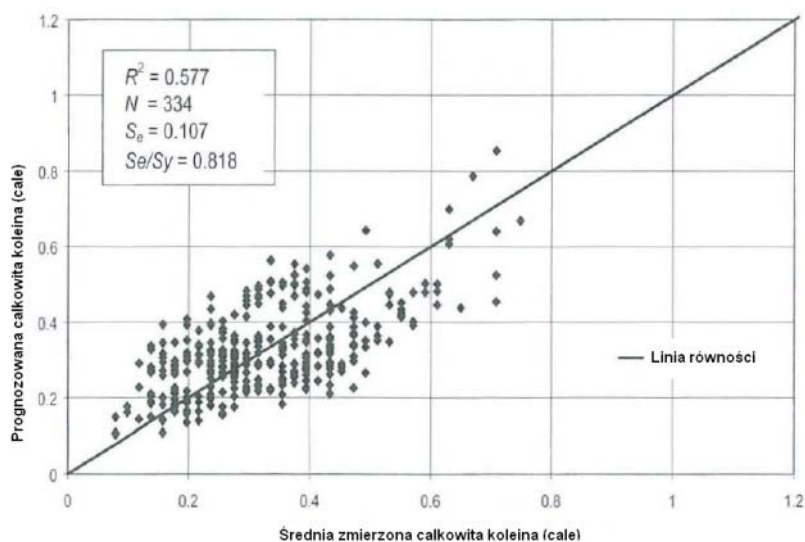
w którym:

$\Delta_{HMA}$  – deformacja plastyczna w warstwach mma, cale,

$\Delta_{Gran}$  – deformacja plastyczna w warstwach kruszywowych i gruboziarnistych, cale,

$\Delta_{Fine}$  – deformacja plastyczna w warstwach drobnoziarnistych i podłożu, cale.

Powyższe równania błędów standardowych przewidywanej głębokości koleiny w każdej warstwie nie opierają się na rzeczywistych pomiarach koleinowania każdej warstwy, ponieważ poprzeczne przekopy nawierzchni nie mogły być wykonane na wszystkich odcinkach LTPP w procesie globalnej kalibracji. Tzw. „zmierzone” głębokości kolein każdej warstwy były jedynie oszacowane, odnosząc proporcjonalnie całkowitą zmierzoną głębokość koleiny do różnych warstw, stosując systematyczną procedurę.



Rysunek 5-2 Porównanie zmierzonej i prognozowanej całkowitej głębokości koleiny na podstawie procesu globalnej kalibracji

### 5.2.3 Pękanie od obciążenia

MPEDG umożliwia przewidywanie spękań siatkowych (tzw. skóra krokodyla) i podłużnych. Zakłada się, że spękania siatkowe lub powierzchniowe rozpoczynają się w spodzie warstw asfaltowych i propagują pod ciężkim ruchem aż do warstwy ścieralnej. Natomiast pęknięcia podłużne inicjowane są

na powierzchni. Dopuszczalna liczba zadanych obciążeń osi potrzebnych do określenia przyrostu wskaźnika uszkodzenia do przewidywania obydwu rodzajów pęknięć podana jest równanie 5-4a:

$$N_{f-HMA} = k_{f1}(C)(C_H)\beta_{f1}(\epsilon_t)^{k_{f2}\beta_{f2}}(E_{HMA})^{k_{f3}\beta_{f3}} \quad (5-4a)$$

w którym:

$N_{f-HMA}$  – dopuszczalna liczba zadanych obciążeń osi dla nawierzchni podatnych i nakładek z mma,

$\epsilon_t$  – odkształcenie rozciągające w krytycznych lokalizacjach obliczone wg modelu reakcji konstrukcji, cal/cal,

$E_{HMA}$  – moduł dynamiczny mma mierzony w ściskaniu, psi

$k_{f1}$ ,  $k_{f2}$ ,  $k_{f3}$  – parametry globalnej kalibracji terenowej (wg powtórnej kalibracji NCHRP 1-40D;  $k_{f1} = 0,007566$ ;  $k_{f2} = -3,9492$ ,  $k_{f3} = -1,281$ ) oraz

$\beta_{1r}$ ,  $\beta_{2r}$ ,  $\beta_{3r}$  = stałe lokalne lub kalibracji terenowej mieszanki; w przypadku kalibracji globalnej stałe te są przyjmowane równe 1,

$$C = 10^M \quad (5-4b)$$

$$M = 4,84 \left( \frac{V_{be}}{V_a + V_{be}} - 0,69 \right) \quad (5-4c)$$

$V_{be}$  – efektywna zawartość asfaltu objętościowo, %,

$V_a$  – procentowa zawartość wolnych przestrzeni w mma

$C_H$  – współczynnik korygujący grubość w zależności od rodzaju pęknięcia.

W przypadku pęknięcia od dołu do góry:

$$C_H = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49H_{HMA})}}} \quad (5-4d)$$

W przypadku pęknięcia z góry do dołu lub podłużnego:

$$C_H = \frac{1}{0,01 + \frac{12,00}{1 + e^{(15,676 - 2,8186H_{HMA})}}} \quad (5-4e)$$

w którym:

$H_{HMA}$  – całkowita grubość warstw z mma, cale

MEPDG oblicza przyrost wskaźników uszkodzeń na siatce we wszystkich warstwach mma na krytycznych głębokościach. Indeks przyrostu uszkodzenia ( $\Delta DI$ ) obliczany jest poprzez podzielenie

rzeczywistej liczby osi obciążających przez dopuszczalną liczbę osi obciążających (wg 5-4a i korzystającej z hipotezy Minera) z określonym przyrostem czasu i interwałem obciążenia osi dla każdego typu osi. Skumulowany indeks uszkodzenia ( $DI$ ) w każdej krytycznej lokalizacji jest obliczany poprzez sumowanie przyrostu indeksów uszkodzeń w czasie (równanie 5-5).

$$DI = \sum (\Delta DI)_{j,m,l,p,T} = \sum \left( \frac{n}{N_{f-HMA}} \right)_{j,m,l,p,T} \quad (5-5)$$

w którym:

$n$  = rzeczywista liczba osi obciążających w określonym przedziale czasu,

$j$  = interwał obciążenia osi (*axle-load interwał*),

$m$  = rodzaj osi (pojedyncza, tandemowa, potrójna, poczwórna, specjalna konfiguracja)

$l$  = rodzaj pojazdu ciężarowego wg klasyfikacji grupowej podanej w MEPDG,

$p$  = miesiąc

$T$  = mediana temperatury dla każdego z pięciu interwałów lub kwintyli użyta do podziału każdego miesiąca, °F.

Jak podano w rozdziale 4.1, granica wytrzymałości (*endurance limit*) mma może zostać wprowadzona do MEPDG, natomiast to pojęcie zostało wyłączone z procesu globalnej kalibracji. Jeżeli istnieje potrzeba wprowadzenia trwałości granicznej do MEPDG, to wszystkie odkształcenia rozciągające mniejsze niż trwałość graniczna są wyłączone z obliczeń przyrostu indeksu uszkodzeń (*incremental damage index*) dla pęknięcia od dołu do góry lub pęknięcia siatkowego. Pojęcie granicy wytrzymałości nie stosuje się do obliczeń przyrostu uszkodzeń w przypadku pęknięcia z góry do dołu lub pęknięć podłużnych.

Powierzchnie pęknięć siatkowych i długość pęknięć podłużnych obliczane są na podstawie całkowitej szkody w czasie (równanie 5.5) przy zastosowaniu różnych funkcji przeniesienia. Równanie 5-6a jest używane to przewidywania ilości pęknięć siatkowych na podstawie powierzchni,  $FC_{Bottom}$ .

$$FC_{Bottom} = \left( \frac{1}{60} \right) \left( \frac{C_4}{1 + e^{(C_1 C_1' + C_2 C_2' \text{Log}(DI_{Bottom} * 100))}} \right) \quad (5-6a)$$

w którym:

$FC_{Bottom}$  = Obszar spękań siatkowych, które rozpoczęły się na spodzie warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej, % całkowitej powierzchni pasa

$DI_{Bottom}$  = Skumulowany indeks uszkodzenia w spodzie warstw mma

$C_{1,2,4}$  = Stałe przeniesienia funkcji regresji;  $C_4 = 6,000$ ;  $C_1 = 1.00$ ; i  $C_2 = 1.00$ .

$$C_1^* = -2C_2^* \quad (5-6b)$$

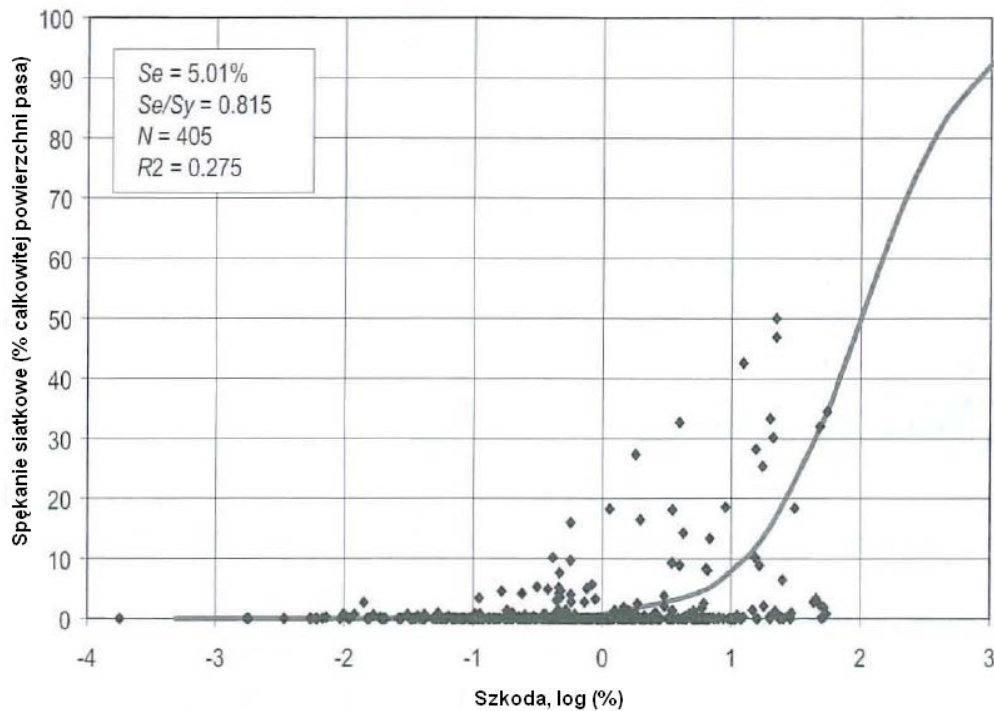
$$C_2^* = -2.40874 - 39.748(1 + H_{HMA})^{-2,856} \quad (5-6c)$$

w którym:

$H_{HMA}$  = całkowita grubość warstw mma, cale

Rysunek 5-3 przedstawia porównanie skumulowanego uszkodzenia zmęczeniowego i mieszane go spękania siatkowego łącznie ze statystyką globalnego procesu kalibracji. Błąd standardowy,  $s_e$ , (odchylenie standardowe błędów resztkowych) dla równania przewidującego spękanie siatkowe jest zdefiniowany w równaniu 5-7 i jest funkcją średniej przewidywanej powierzchni spękań siatkowych.

$$s_{e(Alligator)} = 32.7 + \frac{995.1}{1 + e^{2-2Log(FC_{Bottom} + 0.0001)}} \quad (5-7)$$



**Rys. 5.3** Porównanie skumulowanego uszkodzenia zmęczeniowego i mieszane go spękania siatkowego na podstawie globalnego procesu kalibracji

Równanie 5-8 jest używane do przewidywania długości pęknięć podłużnych,  $FC_{Top}$

$$FC_{Top} = 10.56 \left( \frac{C_4}{1 + e^{(C_1 - C_2 Log(DJ_{Top}))}} \right) \quad (5-8)$$

w którym:

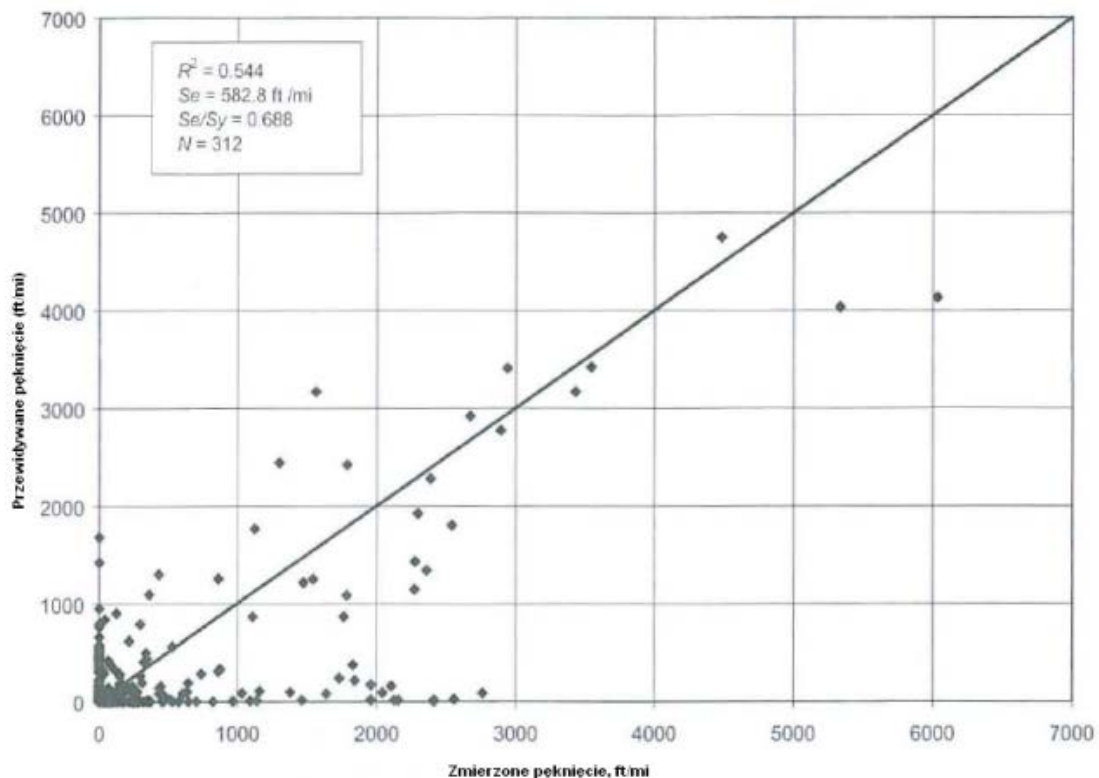
$FC_{Top}$  = Długość spękania podłużnego, które rozpoczęły się od góry warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej, stopy/mile

$DI_{Top}$  = Skumulowany indeks uszkodzenia w pobliżu powierzchni warstwy ścieralnej HMA,

$C_{1,2,4}$  = stałe przeniesienia funkcji regresji,  $C_1 = 7.00$ ;  $C_2 = 3.5$  i  $C_4 = 1,000$ .

Rysunek 4-5 przedstawia porównanie pomiędzy zmierzonymi a przewidywanymi długościami pęknięć podłużnych (pęknięcie z góry do dołu) i statystyki wynikające z procesu globalnej kalibracji. Błąd standardowy,  $s_e$ , (odchylenie standardowe błędów resztkowych) równania do przewidywania pęknięć podłużnych jest funkcją średniej przewidywanej długości pęknięć podłużnych (równanie 5-9).

$$s_{e(Long)} = 200 + \frac{2300}{1 + e^{1.072 - 2.1654 \text{Log}(FC_{Top} + 0.0001)}} \quad (5-9)$$



**Rysunek 5-4 Porównanie mierzonych i przewidywanych długości pęknięć podłużnych (pęknięcia z góry do dołu) wynikające z procesu globalnej kalibracji.**

Jedną z przyczyn względnie dużych błędów dla obydwu równań prognozujących pęknięcia zmęczeniowe (5-7 i 5-9) wynika z faktu, że na żadnym z odcinków LTPP uwzględnionych w procesie kalibracji nie dokonano odwiertów, ani cięć w celu stwierdzenia, czy pęknięcie rozpoczyna się w spodzie czy od góry warstw asfaltowych.

W przypadku pęknięć w warstwach CTB, dopuszczalna liczba obciążeń,  $N_{f-CTB}$  jest określana według równania 5-10a, natomiast ilość lub powierzchnia pęknięć zmęczeniowych jest obliczana zgodnie z równaniem, 5-10b. Funkcje przeniesienia zniszczenia i uszkodzenia nie były nigdy kalibrowane w żadnym z projektów NCHRP. Równania te włączono do tego podręcznika jako potrzebne uzupełnienie, ale nie są zalecane do stosowania, aż do momentu skalibrowania funkcji przeniesienia (5-10b).



$$N_{f-CTB} = 10^{\left[ \frac{k_{c1} \beta_{c1} \left( \frac{\sigma_t}{M_R} \right)}{k_{c2} \beta_{c2}} \right]} \quad (5-10a)$$

$$FC_{CTB} = C_1 + \frac{C_2}{1 + e^{(C_3 - C_4 \text{Log}(DI_{CTB}))}} \quad (5-10b)$$

w którym:

$N_{f-CTB}$  = Dopuszczalna liczba obciążeń dla nawierzchni pólstywniej,

$\sigma_t$  = Naprężenie rozciągające w spodzie warstwy CTB, psi

$M_R$  = 28-dniowy moduł pęknięcia dla warstwy CTB, psi. (Uwaga: Pomimo tego, iż MEPDG wymaga wprowadzenia 28-dniowego modułu pęknięcia dla wszystkich warstw stabilizowanych cementem w nawierzchni pólstywniej, to wartość stosowana w obliczeniach wynosi 650 psi, niezależnie od wartości wprowadzonej do oprogramowania MEPDG),

$DI_{CTB}$  = skumulowany indeks zniszczenia CTB lub warstw cementowych określony według równania 5-5

$k_{c1, c2}$  = współczynniki globalnej kalibracji – niezdefiniowane, ponieważ równania prognozujące nie były nigdy kalibrowane; wartości te ustawione są na 1.0 w oprogramowaniu. W innych studiach podano  $k_{c1} = 0.972$  i  $k_{c2} = 0.0825$ ,

$\beta_{c1, c2}$  = Stałe lokalnej kalibracji, w programie ustawione na równe 1.0

$FC_{CTB}$  = powierzchnia pęknięć zmęczeniowych, stopy kwadratowe

$C_{1,2,3,4}$  = stałe przeniesienia funkcji regresji,  $C_1 = 1.00$ ;  $C_2 = 1.0$ ,  $C_3 = 0$  i  $C_4 = 1,000$ , funkcja przeniesienia nie była nigdy kalibrowana, więc wartości te mogą łatwo się zmienić po skalibrowaniu funkcji przeniesienia.

Analiza obliczeniowa przyrostu pęknięcia zmęczeniowego dla nawierzchni pólstywnych wykorzystuje metodę modułu zniszczenia. Podsumowując, moduł sprężystości CTB maleje, podczas gdy indeks uszkodzenia  $DI_{CTB}$ , wzrasta. Równanie 5-10c jest stosowane do obliczania modułu sprężystości uszkodzenia (*damaged elastic modulus*) w każdym z sezonów lub przedziałów czasowych do obliczania krytycznej reakcji nawierzchni w warstwach CTB i innych warstwach nawierzchni.

$$E_{CTB}^{D(t)} = E_{CTB}^{Min} + \left( \frac{E_{CTB}^{Max} - E_{CTB}^{Min}}{1 + e^{(-4+14(DI_{CTB}))}} \right) \quad (5-10C)$$

w którym:

$E_{CTB}^{D(t)}$  = równoważny moduł sprężysty uszkodzenia w czasie  $\tau$  w warstwie CTB, psi

$E_{CTB}^{Min}$  = równoważny moduł sprężysty całkowitego zniszczenia warstwy CTB, psi

$E_{CTB}^{Max}$  = 28-dniowy moduł sprężysty nienaruszonej warstwy CTB, brak uszkodzeń, psi

#### 5.2.4 Pękanie niezwiązane z obciążeniem – pękanie poprzeczne

Model pękania termicznego jest zaawansowaną wersją metody opracowanej w ramach kontraktu badawczego SHRP A-005 (Lytton i inni, 1993). Wielkość propagacji pęknięcia spowodowanego przez określony cykl chłodzenia jest prognozowana przy zastosowaniu prawa Parisa propagacji pęknięcia.

$$\Delta C = A(\Delta K)^n \quad (5-11a)$$

w którym:

$\Delta C$  = zmiana w głębokości pęknięcia na skutek cyklu chłodzenia,

$\Delta K$  = zmiana współczynnika intensywności naprężeń na skutek cyklu chłodzenia,

$A, n$  = parametry pęknięcia mma.

Wyniki doświadczalne wskazują, że właściwe wartości  $A$  i  $n$  mogą być uzyskane z badania podatności pełzania w rozciąganiu pośrednim i wytrzymałości mma zgodnie z równaniami 5-11b i 5-11c.

$$A = 10^{k_t \beta_t (4.389 - 2.52 \text{Log}(E_{HMA} \sigma_m^n))} \quad (5-11b)$$

w którym:

$$\eta = 0.8 \left[ 1 + \frac{1}{m} \right] \quad (5-11c)$$

$k_t$  = współczynnik otrzymany z procesu globalnej kalibracji dla każdego poziomu (Level 1 = 5, Level 2 = 1.5, Level 3 = 3)

$E_{HMA}$  = moduł rozciągania pośredniego mma, psi

$\sigma_m$  = wytrzymałość mieszanki na rozciąganie, psi

$m$  = wartość  $m$  uzyskana z krzywej podatności pełzania w rozciąganiu pośrednim (*indirect tensile creep-compliance curve*) w laboratorium,

$\beta_t$  = współczynnik lokalny lub współczynnik kalibracji mieszanki

Współczynnik intensywności naprężeń,  $K$ , został wprowadzony do stosowania w MEPDG poprzez zastosowanie uproszczonego równania opracowanego w analizach metodą elementów skończonych.

$$K = \sigma_{tip} [0.45 + 1.99(C_0)^{0.56}] \quad (5-11d)$$

w którym:

$\sigma_{tip}$  = naprężenie na głębokości końca pęknięcia uzyskane w modelu powierzchni, psi

$C_0$  = bieżąca długość pęknięcia, ft.

Stopień spękania jest prognozowany przez MEPDG przy zastosowaniu założonej zależności pomiędzy rozkładem prawdopodobieństwa logarytmu głębokości pęknięcia do grubości warstw asfaltowych i procentem spękań. Równanie 5-11e przedstawia zależność używaną do określania intensywności spękań termicznych.

$$TC = \beta_{t1} N \left[ \frac{1}{\sigma_d} \text{Log} \left( \frac{C_d}{H_{HMA}} \right) \right] \quad (5-11e)$$

w którym:

TC = zaobserwowana ilość spękań termicznych, ft/mi,

$\sigma_{t1}$  = współczynnik regresji obliczony w globalnej kalibracji (400),

N(z) = standardowy rozkład normalny określony na głębokości z,

$\sigma_d$  = odchylenie standardowe logarytmu głębokości pęknięcia w nawierzchni (0,769), cale,

$C_d$  = głębokość pęknięcia, cale

$H_{HMA}$  = grubość warstw asfaltowych, cale.

Rysunek 5-5 przedstawia porównanie pomiędzy zmierzonymi a prognozowanym pęknięciem oraz statystyki z globalnego procesu kalibracji dla każdego z poziomów wejściowych. Błąd standardowy równań prognozujących pęknięcia poprzeczne dla każdego z trzech poziomów wejściowych przedstawiają równania 5-12a, 5-12b i 5-12c.

$$s_e(\text{Level 1}) = -0.0899(TC + 636.97)$$

$$s_e(\text{Level 2}) = -0.0169(TC + 654.86)$$

$$s_e(\text{Level 3}) = 0.0869(TC + 453.98) \quad (5-12a), (5-12b), (5-12c)$$

### 5.2.5 Pęknięcia odbite w nakładkach asfaltowych

MEPDG prognozuje pęknięcia odbite w nakładkach warstw asfaltowych lub warstwach ściernych z mma w nawierzchniach półsztywnych przy zastosowaniu równania empirycznego. Równanie empiryczne jest stosowane do oszacowania ilości zmęczeniowych i termicznych pęknięć pochodzących od warstw niżej położonych, które odwzorowały się w warstwie ściernych po pewnym czasie. Równanie empiryczne prognozujące procentową powierzchnię pęknięć, które propagują przez mma w funkcji czasu według funkcji esowej jest przedstawione w równaniu 5-13a. Równanie to jednak nie zostało powtórnie skalibrowane w ramach projektu NCHRP 1-40D.

$$RC = \frac{100}{1 + e^{a(c)+bt(d)}} \quad (5-13a)$$

w którym:

RC = procent pęknięć odbitych (uwaga: procentowy obszar spękań odbitych jest wynikiem uwzględniającym spękania na szerokości 1 stopy),

t = czas, w latach

a, b = parametry regresji zdefiniowane w procesie kalibracji,

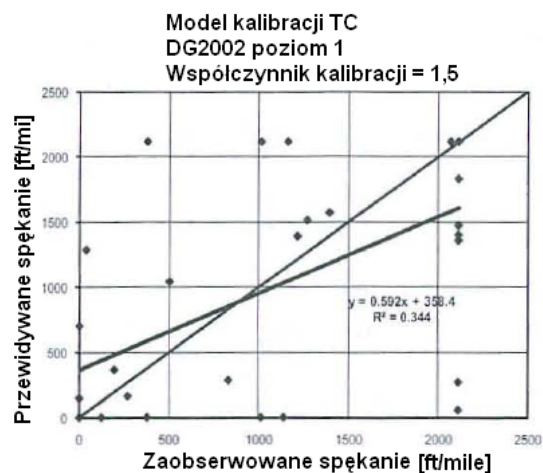
c, d = parametry propagacji pęknięcia zdefiniowane przez użytkownika.

Równanie empiryczne jest również używane do oszacowania zmęczeniowych i termicznych pęknięć odbitych od warstwy stabilizacji lub istniejącej nawierzchni podatnej, oraz od połączeń i pęknięć w warstwach sztywnych. Parametry regresji w równaniu 5-13a (a i b) są funkcją efektywnej grubości nakładki asfaltowej ( $H_{eff}$ ), rodzaju istniejącej nawierzchni, a w przypadku nawierzchni betonowych współczynnikiem współpracy w połączeniach i pęknięciach, jak pokazano na rysunku 5-13b i 5-13c. Efektywna grubość nakładki  $H_{eff}$  jest podana w tabelicy 5-1. Użytkownik, w celu przyspieszenia lub spowolnienia spękań odbitych może stosować własne parametry progresji pęknięcia, które również przedstawiono w tabelicy 5-1. Bezwymiarowe parametry progresji pęknięcia (c i d) powinny być ostrożnie stosowane po uprzednim lokalnym skalibrowaniu.

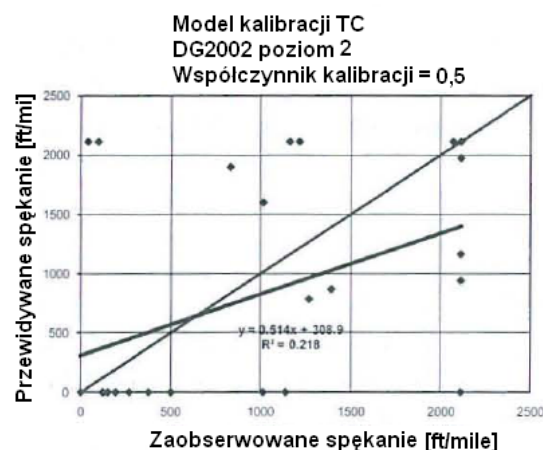
$$a = 3.5 + 0.75(H_{eff}) \quad (5-13b)$$

$$b = -0.688684 - 3.37302(H_{eff})^{-0.915469} \quad (5-13c)$$

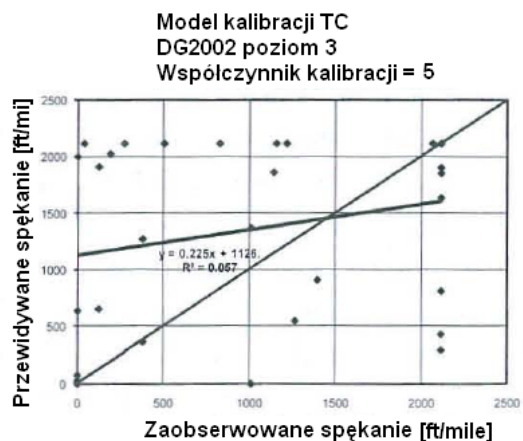
5-5a Poziom wejściowy 1 przy globalnym współczynniku kalibracji 1,5



5-5b Poziom wejściowy 2 przy globalnym współczynniku kalibracji 0,5



5-5c Poziom wejściowy 3 przy globalnym współczynniku kalibracji 5



Rysunek 5-5 Porównanie zmierzonych i przewidywanych pęknięć poprzecznych z procesu globalnej kalibracji

Po ułożeniu nakładki z mma, niżej położone warstwy związane (mma, mieszanki stabilizowane chemicznie i betony cementowe) poddawane są uszkodzeniom od obciążeń pod ciągłym ruchem pojazdów ciężarowych. Ciągła akumulacja szkód zmęczeniowych w tych warstwach jest uwzględniana w procedurze MEPDG HMA. W danym miesiącu,  $m$ , całkowita szkoda zmęczeniowa jest szacowana wg równania 5-14a:

$$DI_m = \sum_{i=1}^m \Delta DI_i \quad (5-14a)$$

w którym:

$DI_m$  = indeks uszkodzenia w miesiącu  $m$ ,

$\Delta DI_i$  = przyrost indeksu uszkodzenia w miesiącu  $i$ .

**Tablica 5-1. Parametry regresji modelu pęknięć odbitych**

Rodzaj nawierzchni	Parametry dopasowujące i definiowane przez użytkownika; równanie 5-13a			
	a i b	c	d	
	$H_{eff}$ z równania 13.b i 13c		Opóźnione pęknięcie przez dwa lata	Przyspieszone pęknięcie przez dwa lata
Podatna	$H_{eff} = H_{HMA}$	-	-	-
Sztywna o dobrym transferze obciążeń	$H_{eff} = H_{HMA}^{-1}$	-	-	-
Sztywna o słabym transferze obciążeń	$H_{eff} = H_{HMA}^{-3}$	-	-	-
Efektywna grubość nakładki, $H_{eff, cale}$	-	-	-	-
<4	-	1,0	0,6	3,0
4 do 6	-	1,0	0,7	1,7
>6	-	1,0	0,8	1,4

Uwaga: Zalecana minimalna grubość HMA wynosi 2 cale w przypadku istniejącej nawierzchni podatnej, 3 cale w przypadku istniejącej nawierzchni sztywnej z dobrym transferem obciążeń oraz 4 cale w przypadku istniejącej nawierzchni sztywnej ze słabym transferem obciążeń

Powierzchnia uszkodzenia zmęczeniowego w niżej położonej warstwie w miesiącu  $m$  ( $CA_m$ ) jest podana w równaniu 5-14b.

$$CA_m = \frac{100}{1 + e^{-6(DI_m)}} \quad (5-14b)$$

W każdym miesiącu  $i$  występuje przyrost uszkodzenia  $\Delta DI_i$ , które powoduje zwiększenie powierzchni spękanej  $CA_i$  w warstwie stabilizowanej. W celu oszacowania ilości spękań odbitych od warstwy stabilizowanej do warstwy ścieralnej nawierzchni w miesiącu  $m$ , stosowane jest przyrostowe równanie prognozujące spękania odbite wg 5-14c.

$$TRA_m = \sum_{i=1}^m RC_i (\Delta CA_i) \quad (5-14c)$$

w którym:

$TRA_m$  = całkowita powierzchnia pęknięć odbitych w miesiącu  $m$ ,

$RC_t$  = Procentowa powierzchnia pęknięć odbitych po  $t$  latach wg równania 5-13a,

$\Delta CA_i$  = Przyrost pęknięć zmęczeniowych w miesiącu  $i$ .

## 5.2.6 Równość

Prognozowanie degradacji równości w projektowaniu MEPDG dotyczy uszkodzeń, których pojawienie się na powierzchni będzie powodowało wzrost nierówności (zwiększenie wartości IRI), lub innymi słowy zmniejszy równość. Równania od 5-15a do 5-15c zostały opracowane na podstawie danych zebranych w programie LTPP i są umieszczone w MEPDG do prognozowania zmian IRI w czasie dla nawierzchni z warstwą ścieralną z  $mma$ . Równanie dla nowych nawierzchni z  $mma$  lub nakładek z  $mma$  na nawierzchniach podatnych jest następujące:

$$IRI = IRI_o + 0.0150(SF) + 0.400(FC_{Total}) + 0.0080(TC) + 40.0(RD) \quad (5-15a)$$

w którym:

$IRI_o$  = IRI początkowe, po wybudowaniu, cal/cal,

$SF$  = współczynnik lokalny (site factor), wg równania 5-15b,

$FC_{Total}$  = Powierzchnia pęknięć zmęczeniowych (połączenie spękań siatkowych, podłużnych i odbitych w śladzie koła), procent powierzchni całkowitej pasa. Wszystkie spękania od obciążenia są podawane w stosunku do pola powierzchni – długość spękań mnożona jest przez 1 ft w celu przeliczenia długości na powierzchnię,

$TC$  = długość pęknięć poprzecznych (łącznie z poprzecznymi pęknięciami odbitymi od istniejących warstw asfaltowych), ft/mi

$RD$  = średnia głębokość koleiny, cale.

Współczynnik lokalny jest obliczany według następującego równania:

$$SF = Age [0.02003(PI + 1) + 0.007947(Precip + 1) + 0.000636(FI + 1)] \quad (5-15b)$$

w którym:

$Age$  = wiek nawierzchni, lata

$PI$  = procentowy indeks plastyczności podłoża,

$FI$  = średnioroczny indeks zamarzania, °F dni

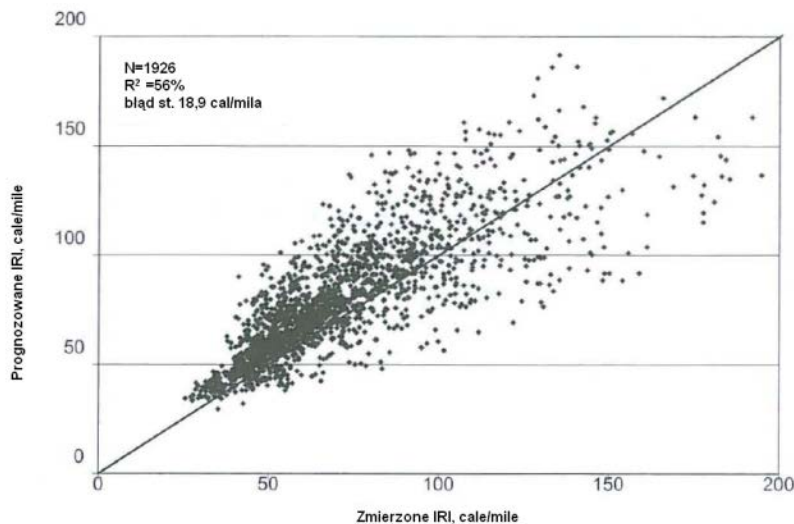
$Precip$  = średnioroczne opady atmosferyczne lub opady deszczu, cale.

Równanie w przypadku nakładek  $mma$  na nawierzchniach sztywnych:

$$IRI = IRI_o + 0.00825(SF) + 0.575(FC_{Total}) + 0.0014(TC) + 40.8(RD) \quad (5-15c)$$

Rysunki 5-6 i 5-7 przedstawiają porównanie zmierzonych i prognozowanych wartości IRI i zawierają statystyki wynikające z procesu globalnej kalibracji dla nawierzchni podatnych, nakładek  $mma$  na nawierzchniach podatnych oraz nakładek  $mma$  na nawierzchniach z betonu cementowego. Błąd

standardowy oszacowania dla nowej nawierzchni podatnej oraz nakładek mma na podatnych i półsztywnych wynosi 18,9 cala/mile, natomiast w przypadku nakładek mma na nieuszkodzonych nawierzchniach betonowych wynosi 9,6 cal/mile. W MEPDG przyjęto założenie, że błąd standardowy w przypadku nakładek mma na spękanymi nawierzchniach betonowych jest taki sam jak na nawierzchniach nieuszkodzonych.



Rysunek 5-6 Porównanie zmierzonych i prognozowanych wartości IRI wynikających z procesu globalnej kalibracji dla nawierzchni podatnych i nakładek na nawierzchniach podatnych

### 5.3 Równania prognozujące uszkodzenia nawierzchni sztywnych i z nakładkami betonowymi

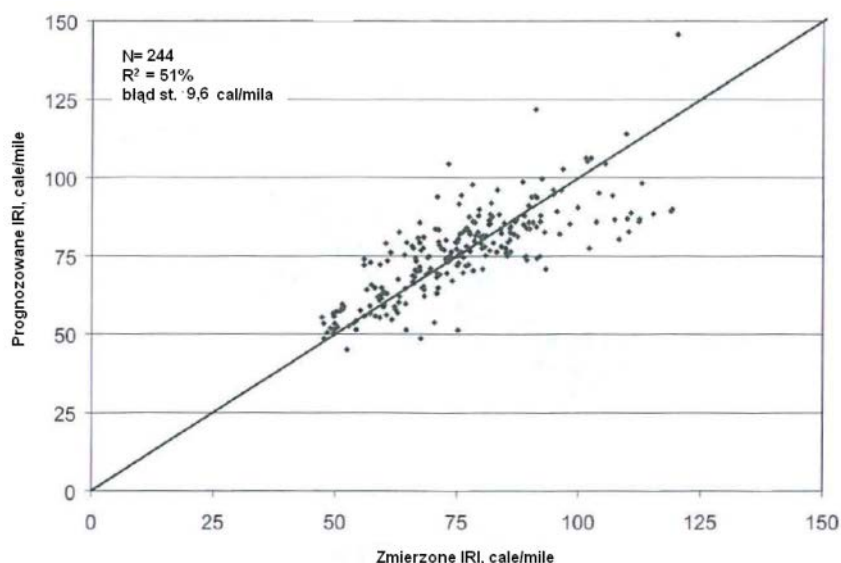
Funkcje przeniesienia zniszczenia i uszkodzeń nawierzchni sztywnych i nakładek z betonu cementowego były powtórnie kalibrowane w ramach NCHRP 1-10D (NCHRP, 2006). Poniżej podsumowane metodykę i matematyczne modele stosowane do prognozowania każdego z wskaźników funkcjonalnych.

#### 5.3.1 Spękania poprzeczne płyt (dół-góra i góra-dół) – JPCP

Jak podano wcześniej w przypadku pęknięć poprzecznych nawierzchni JPCP uwzględniono zarówno spękania dół-góra jak i góra-dół. W typowych warunkach eksploatacji, w każdej z płyt istnieje możliwość pęknięcia na obydwa sposoby. Płyta natomiast nie może ulec jednocześnie obydwu typom pęknięcia. Z tego powodu prognozowane spękania dół-góra i góra-dół nie są sensowne i raport prognozy spękań powinien wyłączyć możliwość wystąpienia tych dwóch typów spękań w tej samej płycie.

Procentowy udział płyt z pęknięciami poprzecznymi (łącznie ze wszystkimi skutkami) na danym pasie ruchu jest używany jako miara pęknięć poprzecznych i jest prognozowany za pomocą następujących równań globalnych dla pęknięć typu dół-góra i góra-dół:





Rys. 5-7. Porównanie zmierzonych i prognozowanych wartości IRI wynikających z procesu globalnej kalibracji dla nakładek mma na nawierzchniach betonowych

$$CRK = \frac{1}{1 + (DI_F)^{-1.98}} \quad (5-16)$$

CRK = prognozowana liczba spękań dół-góra i góra-dół (części)

$DI_F$  = szkoda zmęczeniowa obliczana z zastosowaniem procedury opisanej w tym rozdziale.

Poniżej przedstawiono ogólne równanie kumulacji szkody zmęczeniowej uwzględniające wszystkie krytyczne czynniki dla pęknięć poprzecznych w nawierzchniach JPCP korzystające z hipotezy Minera:

$$DI_F = \sum \frac{n_{i,j,k,l,m,n,o}}{N_{i,j,k,l,m,n,o}} \quad (5-17a)$$

$DI_F$  = Całkowita szkoda zmęczeniowa (górną-dół lub dół-góra),

$n_{i,j,k,\dots}$  = Zadana liczba obciążeń w warunkach i,j,k,l,m,n,

$N_{i,j,k,\dots}$  = Dopuszczalna liczba obciążeń w warunkach i,j,k,l,m,n,

i = Wiek (znaczący dla zmiany modułu sprężystości i łamania (modulus of rupture and elasticity), tarcia między płytą a podbudową, uszkodzenia opaski),

j = Miesiąc (znaczący dla zmiany modułu sprężystości podbudowy i efektywnego dynamicznego modułu reakcji podłoża)

k = Typ osi (pojedyncza, podwójna, potrójna w przypadku pęknięć dół-góra; krótki, średni i długi rozstaw osi w przypadku pęknięcia góra-dół),

l = Poziom obciążenia (przyrost obciążenia dla każdego typu osi),

m = Równoważna różnica temperatury pomiędzy spodnią a wierzchnią powierzchnią płyty betonowej,

n = Przesunięcie pasa ruchu (Traffic offset path),

o = Godzinny udział pojazdów ciężarowych

Zadana liczba obciążeń ( $n_{i,j,k,l,m,n}$ ) jest aktualną liczbą osi typu  $k$  przy poziomie ruchu  $l$ , który przechodzi przez pas ruchu  $n$  w każdym z warunków (wiek, pora roku i różnica temperatury). Dopuszczalna liczba zadanych obciążeń jest liczbą cykli obciążenia, przy której oczekiwane jest zmęczenie (odpowiadające 50% pękaniu płyt) i funkcją zadanych naprężeń i wytrzymałością betonu cementowego. Dopuszczalna liczba zadanych obciążeń jest określana przy zastosowaniu następujących równań zmęczeniowych dla PCC:

$$\log(N_{i,j,k,l,m,n}) = C_1 \cdot \left( \frac{MR_i}{\sigma_{i,j,k,l,m,n}} \right)^{C_2} \quad (5-17b)$$

w którym:

$N_{i,j,k,\dots}$  = Dopuszczalna liczba obciążeń w warunkach  $i, j, k, l, m, n$

$MR_i$  = Moduł pęknięcia betonu cementowego w wieku  $i$ , psi,

$\sigma_{i,j,k,\dots}$  = Zadane naprężenie w warunkach  $i, j, k, l, m, n$ ,

$C_1$  = Stała kalibracji równa 2,0

$C_2$  = Stała kalibracji równa 1,2

Obliczanie zniszczenia (damage) zmęczeniowego jest procesem polegającym na sumowaniu uszkodzeń na każdym przyroście zniszczenia. Zaraz po oszacowaniu uszkodzeń typu góra-dół i dół-góra, obliczane jest odpowiadające temu pęknięcie z zastosowaniem równania 5-16 i całkowite połączone spękanie określone równaniem 5-18.

$$TCRACK = (CRK_{Bottom-up} + CRK_{Top-down} - CRK_{Bottom-up} \cdot CRK_{Top-down}) \cdot 100\% \quad (5-18)$$

w którym:

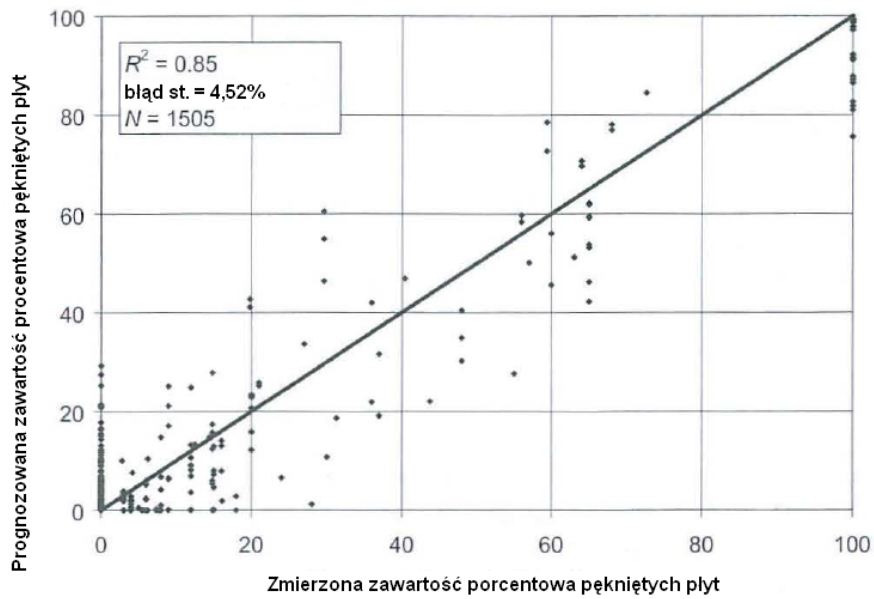
TCRACK = Całkowite spękania poprzeczne (%), o różnej intensywności)

$CRK_{Bottom-up}$  = prognozowana ilość poprzecznych spękań typu dół-góra (ułamek),

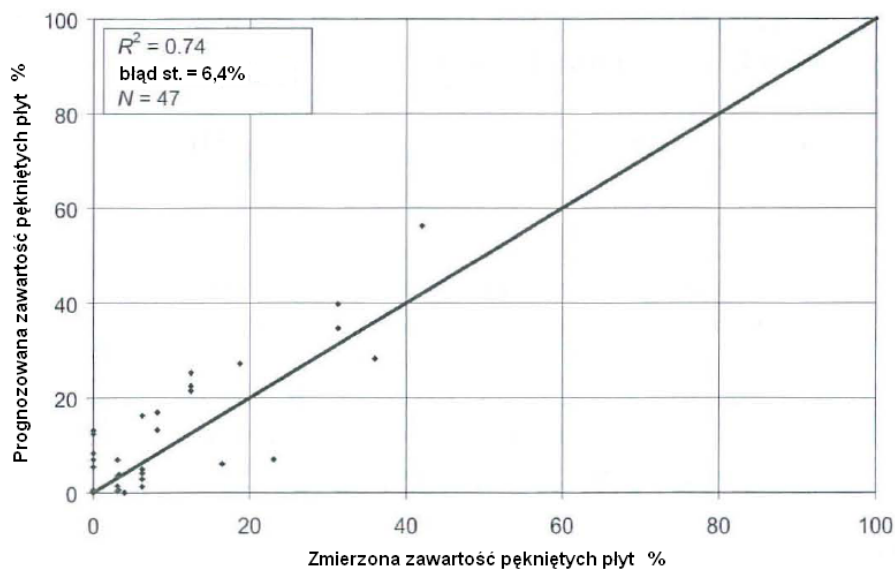
$CRK_{Top-Bottom}$  = prognozowana ilość poprzecznych spękań typu góra-dół (ułamek)

Należy zauważyć, że równanie 5-18 zakłada, że płyta może pęknąć zarówno od dołu do góry jak i z góry do dołu. Wykres zależności pęknięć poprzecznych zmierzonych i prognozowanych oraz wielkości statystyczne wynikające z procesu globalnej kalibracji są pokazane na rysunkach 5-8 do 5-10.

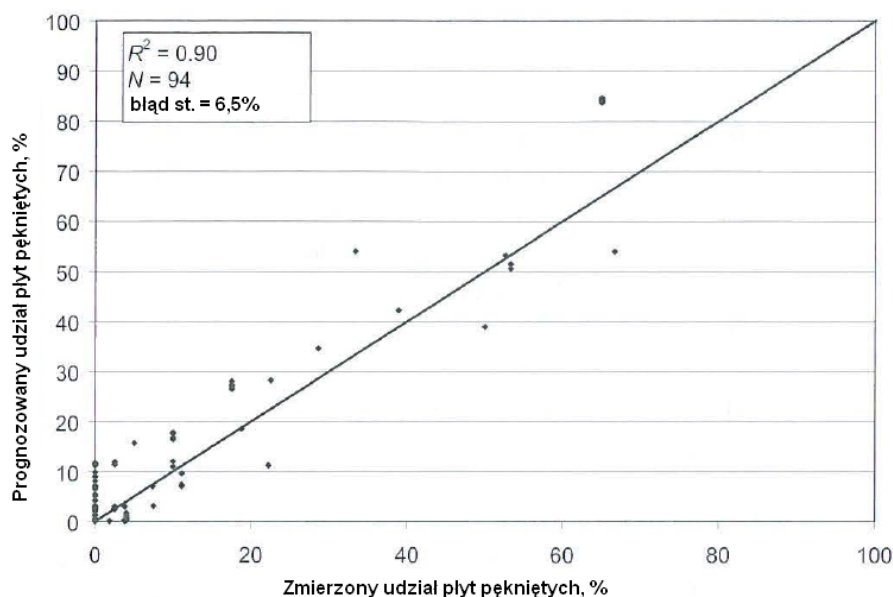
Obliczenie krytycznych reakcji przy zastosowaniu sieci neuronowych (dla prędkości) wymaga, aby płyta i warstwa podbudowy były połączone w jeden równoważny odcinek opierający się na równoważnych naprężeniach (obciążenie i temperatura/gradenty wilgotności) i tarcia na połączeniu pomiędzy płytą a podbudową. Odbywa się to raz w miesiącu ponieważ parametry te zmieniają się w czasie.



**Rysunek 5-8 Porównanie prognozowanej i zmierzonej zawartości procentowej płyt pękniętych w nawierzchni JPCP (płyta ciągła z nacięciami skurczowymi) uzyskane w procesie kalibracji globalnej**



**Rysunek 5-9 Porównanie zmierzonych i prognozowanych pęknięć poprzecznych na niedyblowanych nakładkach JPCP uzyskane w procesie globalnej kalibracji**



**Rysunek 5-10 Porównanie zmierzonych i prognozowanych pęknięć poprzecznych odnowionych nawierzchni JPCP na podstawie procesu globalnej kalibracji**

Błąd standardowy (lub odchylenie standardowe błędów resztkowych) dla procentowego udziału płyt pękniętych prognozowanego wg równania globalnego przedstawiony jest w równaniu 5-19:

$$s_{e(CR)} = -0.00198 * CRACK^2 + 0.56857 * CRACK + 2.76825 \quad (5-19)$$

w którym:

CRACK = prognozowane pęknięcie poprzeczne na podstawie średnich danych wejściowych, % płyt  
 $s_{e(CR)}$  = błąd standardowy oszacowania pęknięcia poprzecznego przy prognozowanym poziomie średniego pęknięcia.

### 5.3.2 Średnie uszkodzenie połączenia poprzecznego – JPCP

Średnie uszkodzenie połączenia poprzecznego jest prognozowane co miesiąc metodą przyrostu. Przyrost uszkodzenia jest określany każdego miesiąca i aktualny poziom uszkodzenia wpływa na wielkość przyrostu. Przyrost w każdym miesiącu jest określany jako suma przyrostów uszkodzenia ze wszystkich poprzednich miesięcy w eksploatacji nawierzchni od momentu oddania do ruchu z zastosowaniem następującego równania:

$$Fault_m = \sum_{i=1}^m \Delta Fault_i$$

$$\Delta Fault_i = C_{34} * (FAULTMAX_{i-1} - Fault_{i-1})^2 * DE_j$$

$$FAULTMAX_i = FAULTMAX_0 + C_7 * \sum_{j=1}^m DE_j * \text{Log}(1 + C_5 * 5.0^{EROD})^{C_6} \quad (5-20a), (5-20b), (5-20c)$$

$$FAULTMAX_0 = C_{12} * \delta_{\text{curling}} * \left[ \text{Log}(1 + C_5 * 5.0^{EROD}) * \text{Log}\left(\frac{P_{200} * WetDays}{P_s}\right) \right]^{C_6} \quad (5-20d)$$

$Fault_m$  = Średnie uszkodzenie połączenia na koniec miesiąca m, cale

$\Delta \text{Fault}_m$  = Miesięczny przyrost w średnim uszkodzeniu połączenia poprzecznego w miesiącu i, cale,  
 $\text{FAULTMAX}_i$  = Średnie maksymalne poprzeczne uszkodzenie połączenia w miesiącu i, cale,  
 $\text{FAULTMAX}_0$  = Początkowe maksymalne uszkodzenie połączenia poprzecznego, cale  
 $\text{EROD}$  = współczynnik erozji podbudowy/podbudowy niezwiązanej,  
 $\text{DE}_i$  = Różnicowa gęstość energii uszkodzenia podłoża gruntowego nagromadzona w miesiącu i, (patrz równanie 5-23)  
 $\delta_{\text{curling}}$  = Maksymalne średnie miesięczne ugięcie oddolne wierzchołka płyty z PCC wywołane zmianami temperatur i wypaczeniem spowodowanym wilgocią  
 $P_s$  = Nadkład na podłożu gruntowym lub fundamencie,  
 $P_{200}$  = Procent materiału gruntowego przechodzącego przez sito o oczkach #200,  
 $\text{WetDays}$  = Średnioroczna ilość dni deszczowych (opady powyżej 0,1 cala),  
 $C_{1,2,3,4,5,6,7,12,34}$  = Stałe globalnej kalibracji ( $C_1 = 1,29$ ;  $C_2 = 1,1$ ;  $C_3 = 0,001725$ ;  $C_4 = 0,00008$ ;  $C_5 = 250$ ;  $C_6 = 0,4$ ;  $C_7 = 1,2$ ;  $C_{12}$  i  $C_{34}$  są zdefiniowane w równaniach 5-20e i 5-20f.

$$C_{12} = C_1 + C_2 * FR^{0.25}$$

$$C_{34} = C_3 + C_4 * FR^{0.25} \quad (5-20e), (5-20f)$$

$FR$  = Wskaźnik przemarzania podbudowy określony jako procent czasu podczas którego temperatura górnej podbudowy jest niższa niż 32°C

W analizie uszkodzeń, każde przejście osi może powodować jedynie jedno wystąpienie krytycznego obciążenia (np. kiedy  $DE$  osiąga wartość maksymalną). Ponieważ największy rozwój uszkodzenia zachodzi w nocy, gry płyta jest wykrzywiana do góry i szczeliny są otwarte i transfer obciążeń jest mniejszy, to w analizie uwzględniane są tylko obciążenia od osi zadane pomiędzy godziną 8 wieczorem a 8 rano.

W analizie uszkodzeń, równoważna liniowa różnica temperatury dla okresu nocy jest oznaczana dla każdego miesiąca kalendarzowego jako średnia różnica pomiędzy górą a dołem powierzchni z betonu cementowego występująca pomiędzy godziną 8 wieczorem a 8 rano. Zatem gradient równoważny temperatury w każdym miesiącu w ciągu roku jest zdefiniowany jak niżej:

$$\Delta T_m = \Delta T_{t,m} - \Delta T_{b,m} + \Delta T_{s,h,m} + \Delta T_{PCW} \quad (5-21)$$

$\Delta T_m$  = Efektywna różnica temperatury w miesiącu m,

$\Delta T_{t,m}$  = Średnia nocna temperatura wierzchniej powierzchni betonowej; od 20:00 do 8:00 rano dla miesiąca m

$\Delta T_{b,m}$  = Średnia nocna temperatura spodniej powierzchni betonowej; od 20:00 do 8:00 rano dla miesiąca m

$\Delta T_{s,h,m}$  = Równoważna różnica temperatur spowodowana odwracalnymi skurczami dla miesiąca m dla starego betonu (skurcz w pełni wywołany)

$\Delta T_{PCW}$  = Równoważna różnica temperatur spowodowana trwałym wypaczeniem

Temperatura w górnej części warstwy betonu cementowego jest obliczana w jedenastu równo oddalonych punktach na grubości warstwy betonu cementowego co godzinę w oparciu o dostępne dane klimatyczne. Uzyskane rozkłady temperatury są zamieniane na równoważne różnice temperatur pomiędzy górną a dolną powierzchnią betonu cementowego.

Na podstawie efektywnej różnicy temperatur dla każdego miesiąca kalendarzowego i odpowiadającej efektywnej wartości  $k$  i modułu podbudowy w tym miesiącu, obliczane są ugięcia naroży na skutek wykrzywiania płyt i krzywienie skurczowe w każdym miesiącu. Ugięcia naroży są obliczane na podstawie rozwiązania szybkiej reakcji opartego na metodzie elementów skończonych sieci neuronowej (finite element-based neural network rapid response solution) zastosowanej w programie MEPDG. Początkowe maksymalne uszkodzenie jest określone przy użyciu obliczonych ugięć naroży i równania 5-20d.

Maksymalne uszkodzenie jest dopasowywane wg równania 5-20c do poprzedniej szkody od obciążenia ruchem stosując poprzednią skumulowaną energię różnicową (past cumulative differential energy).

Dla każdego przyrostu i każdego rodzaju osi i jej obciążenia, obliczane są, za pomocą sieci neuronowych, ugięcia w obciążanych i nieobciążanych narożach płyty.

Wielkości ugięć naroży obciążonych i nieobciążonych płyt są znacznie zależne od efektywności przeniesienia obciążenia przez szczelina LTE. W celu określenia początkowego transferu obciążeń na połączeniach poprzecznych, obliczany jest transfer obciążeń LTE od klinujących się ziaren kruszywa, dybli (jeżeli zastosowane) i podbudowy/podłoża. Tablica 5-2 przedstawia wartości  $LTE_{base}$ , które są zawarte w oprogramowaniu MEPDG. Po określeniu wpływu klinowania się kruszywa, dybli i podbudowy/podłoża obliczana jest początkowa efektywność przeniesienia obciążeń wg wzoru:

$$LTE_{joint} = 100 \left( 1 - (1 - LTE_{dowel} / 100)(1 - LTE_{agg} / 100)(1 - LTE_{base} / 100) \right) \quad (5-22)$$

$LTE_{joint}$  = Całkowita efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę poprzeczną, %

$LTE_{dowel}$  = Efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę gdy dyble są jedynym mechanizmem do przeniesienia obciążenia, %

$LTE_{base}$  = Efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę gdy podbudowa jest jedynym mechanizmem do przeniesienia obciążenia, %

$LTE_{agg}$  = Efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę gdy zaklinowane kruszywo jest jedynym mechanizmem do przeniesienia obciążenia, %

Efektywność przeniesienia obciążenia LTE jest obliczana dla każdego miesiąca i można obserwować czy utrzymuje się w czasie na wysokim poziomie. Jeżeli średnia temperatura w nocy betonu cementowego w środku głębokości jest poniżej temperatury zamarzania (32°C), to efektywność przeniesienia obciążenia LTE w tym miesiącu wzrasta. Uzyskuje się to poprzez przypisanie w miesiącu wartości LTE równej 90%. Wartości efektywności klinowania kruszywa i dybli obliczane są co miesiąc.

**Tablica 5-2 Założona efektywność przeniesienia obciążenia  $LTE_{Base}$  dla różnych typów podbudów**

Typ podbudowy	$LTE_{Base}$
Podbudowa kruszywowa	20%
Stabilizacja ATB lub CTB	30%
Chudy beton	40%

Maksymalne uszkodzenie jest dopasowywane do poprzedniej szkody od obciążenia ruchem przy zastosowaniu poprzedniej skumulowanej energii różnicowej wg równania 5-20c (np. energia różnicowa skumulowana od zadanych osi obciążających we wszystkich poprzedzających miesiącach), Dla każdego przyrostu, każdego rodzaju i obciążenia osi obliczane są ugięcia w obciążanych i nieobciążanych narożach płyty przy zastosowaniu sieci neuronowych. Stosując te ugięcia są obliczane: energia różnicowa deformacji podłoża, DE, naprężenie ścinające w narożu płyty,  $\tau$  oraz (dla połączeń dyblowanych) maksymalne naprężenie przenoszone przez dybel,  $\sigma_b$ :

$$DE = \frac{k}{2} (\delta_L^2 - \delta_U^2)$$

$$\tau = \frac{AGG * (\delta_L - \delta_U)}{h_{PCC}}$$

$$\sigma_b = \frac{\zeta_d * (\delta_L - \delta_U)}{d * dsp}$$

(5-23a), (5-23b), (5-23c)

w którym:

DE	= Energia różnicowa, lb/in,
$\delta_L$	= Ugięcie obciążonego narożnika, cale,
$\delta_U$	= Ugięcie nieobciążonego narożnika, cale,
AGG	= Współczynnik sztywności zaklinowanych ziaren kruszywa,
k	= Współczynnik oddziaływania podłoża gruntowego, psi/cale,
$h_{PCC}$	= Grubość płyt betonu cementowego, cale,
$\zeta_d$	= Współczynnik sztywności dybla = $J_d * k * l * dsp$ ,
d	= Średnica dybla, cale,
dsp	= Rozstaw dybli, cale,
$J_d$	= Bezwymiarowa sztywność dybla w czasie przykładania obciążenia,
l	= Promień względnej sztywności, cale

Utrata zdolności ścinania (shear capacity) ( $\Delta s$ ) na skutek powtarzanych obciążeń od kół jest charakteryzowana przez szerokość połączenia poprzecznego na podstawie funkcji uzyskanej z analizy wyników badania przenoszenia obciążeń przeprowadzonych przez PCA (Stowarzyszenie Betonu Cementowego). W czasie jednego miesiąca zachodzi następująca utrata ścinania:

$$\Delta s = \begin{cases} 0 & \text{if; } w < 0.001 h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0.005}{1.0 + (jw / h_{PCC})^{-5.7}} \left( \frac{n_j}{10^6} \right) \left( \frac{\tau_j}{\tau_{ref}} \right) & \text{if; } jw < 3.8 h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0.068}{1.0 + 6.0 * (jw / h_{PCC} - 3)^{-1.98}} \left( \frac{n_j}{10^6} \right) \left( \frac{\tau_j}{\tau_{ref}} \right) & \text{if; } jw > 3.8 h_{PCC} \end{cases} \quad (5-24a)$$

w którym:

$n_j$	= Liczba zadanych obciążeń przy danym przyroście dla grupy obciążeń j,
w	= Rozwarcie szczeliny, mile (0,001 cala),
$\tau_j$	= Naprężenie ścinające w pęknięciu poprzecznym z modelu dla grupy obciążeń j, psi.

$$\tau_j = \frac{AGG * (\delta_L - \delta_U)}{h_{PCC}} \quad (5-24b)$$

$\tau_{ref}$  = Napężenie ścinające odniesienia otrzymane z wyników PCA, psi,

$$\tau_{ref} = 111.1 * \exp\{-\exp[0.9988 * \exp(-0.1089 \log J_{AGG})]\} \quad (5-24c)$$

$J_{AGG}$  = Sztywność szczeliny w spękaniu podłużnym obliczona dla przyrostu czasu

Uszkodzenie dybla,  $DAM_{dow}$  jest obliczane w następujący sposób:

$$DAM_{dow} = C_8 \sum_j \left( \frac{J_d * (\delta_L - \delta_U) * dsp}{d f'_c} \right) \quad (5-24d)$$

w którym:

$DAM_{dow}$  = Uszkodzenie na połączeniu dybel-beton,

$C_8$  = Współczynnik równy 400,

$n_j$  = Liczba zadanych obciążeń przy danym przyroście dla grupy obciążenia j,

$J_d$  = Bezwymiarowa sztywność dybla w czasie przykładania obciążenia,

$\delta_L$  = Ugięcie obciążonego narożnika, cale,

$\delta_U$  = Ugięcie nieobciążonego narożnika, cale,

d = Średnica dybla, cale,

dsp = Rozstaw dybli, cale,

$f'_c$  = wytrzymałość betonu na ściskanie, psi.

Stosując równanie 5-20b wyznacza się przyrost zniszczenia w danym miesiącu. Wielkość przyrostu zależy od poziomu maksymalnego uszkodzenia, poziomu uszkodzenia na początku miesiąca i całkowitej energii różnicowej, DE, skumulowanej w miesiącu od wszystkich osi obciążających, które przejechały między godziną 20.00 a 8.00 rano. Stosując równanie 5-20a wyznacza się uszkodzenie na koniec bieżącego miesiąca. Kroki te są powtarzane dla kilku miesięcy w okresie projektowym.

Więcej niż 1/3 odcinków użytych do kalibracji tego modelu prognozującego nie była dyblowana. Średnica dybli w przypadku pozostałych odcinków wynosiła od 1 do 1,625 cala. Na rysunkach 5-11 do 5-13 przedstawiono wykres zależności pomiędzy wartościami zmierzonymi a przewidywanymi średniego zniszczenia na połączeniu poprzecznym na podstawie procesu kalibracji globalnej. Błąd standardowy dla globalnego równania prognozującego średnie uszkodzenie połączenia poprzecznego podany jest w równaniu 5-25.

$$s_{e(F)} = (0.00761 * Fault(t) + 0.00008099)^{0.445} \quad (5-25)$$

w którym:

Fault (t) = prognozowane średnie uszkodzenie połączenia poprzecznego w danym czasie t, cale.



### 5.3.3 Odspojenia nawierzchni betonowej o zbrojeniu ciągłym (CRCP)

Poniższy model kalibrowany globalnie prognozuje odspojenia nawierzchni betonowej o zbrojeniu ciągłym jako funkcja skumulowanego uszkodzenia zmęczeniowego w skutek naprężeń góra-dół w kierunku poprzecznym.

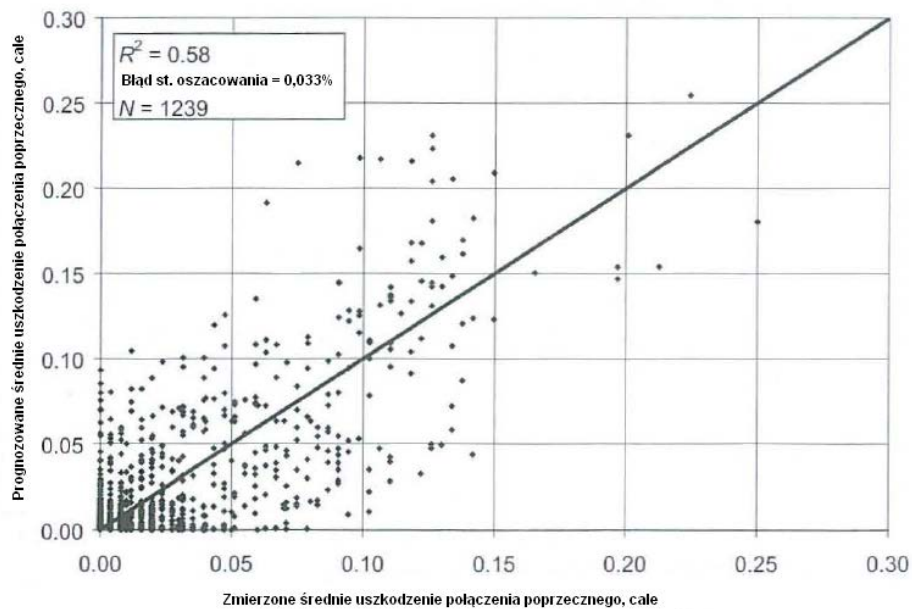
$$PO = \frac{A_{PO}}{1 + \alpha_{PO} \cdot DI_{PO}^{\beta_{PO}}} \quad (5-26)$$

w którym:

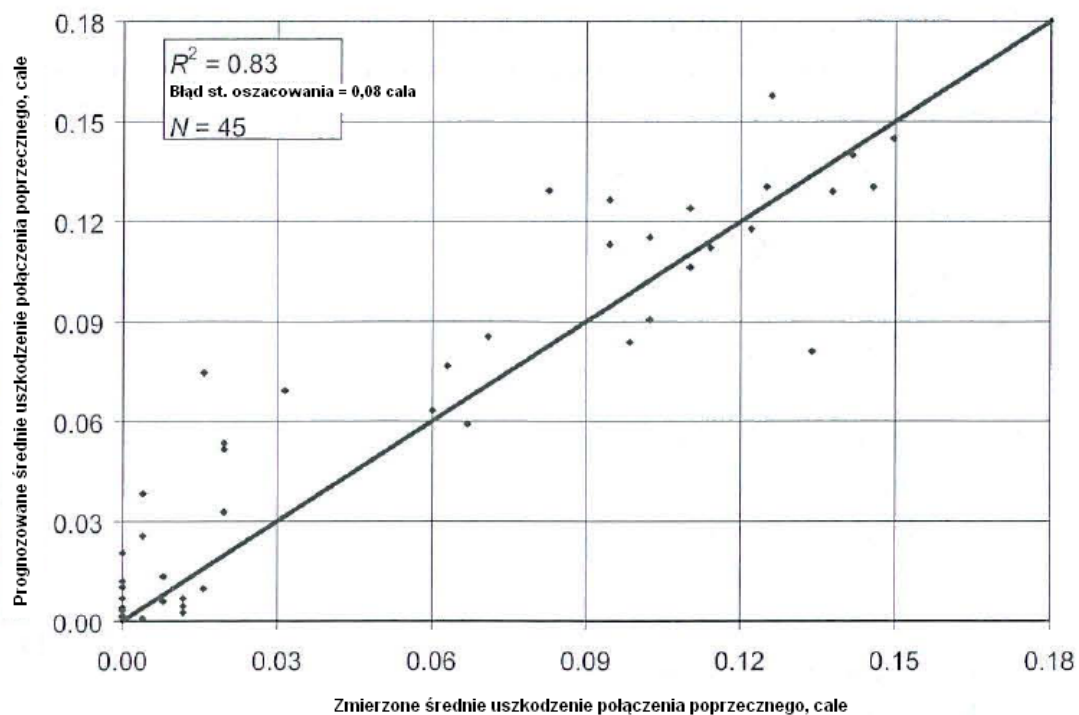
PO = Całkowita ilość średnich i dużych odspojień na milę,

DI<sub>PO</sub> = Skumulowane uszkodzenie zmęczeniowe (na skutek zginania płyty w kierunku poprzecznym) na koniec roku y,

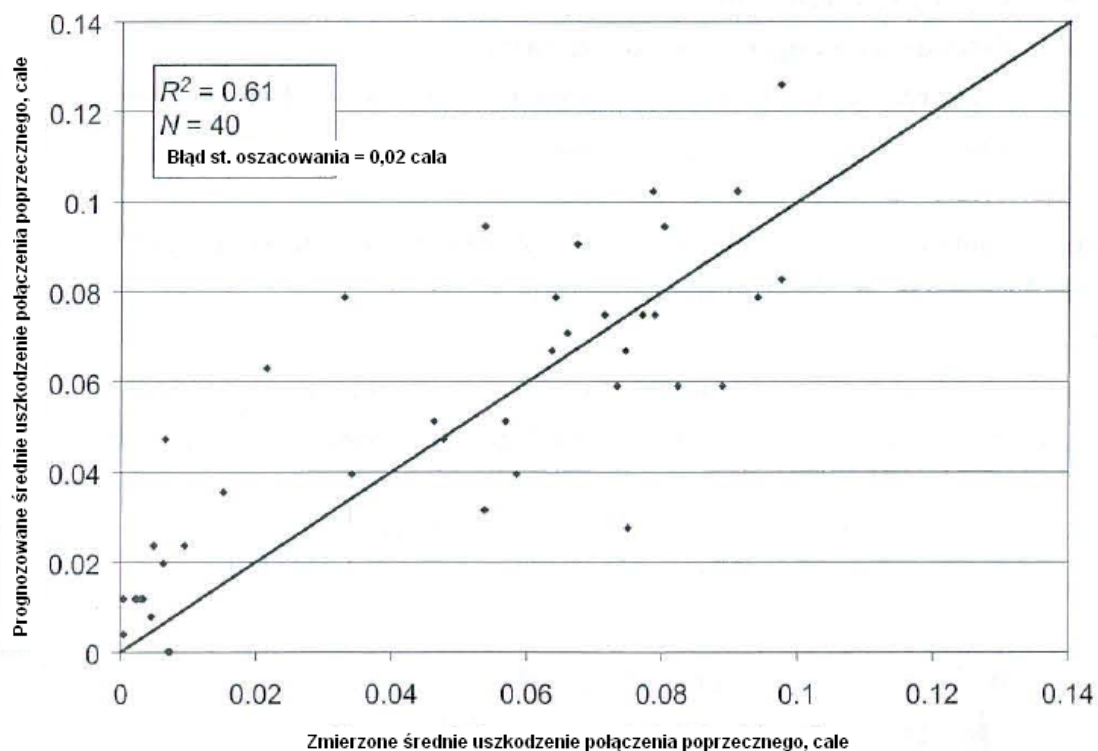
A<sub>PO</sub>, α<sub>PO</sub>, β<sub>PO</sub> = stałe kalibracji (odpowiednio 195,789; 19,8947; -0,526316).



Rysunek 5-11 Porównanie pomiędzy wartościami zmierzonymi a prognozowanymi średniego uszkodzenia w połączeniu poprzecznym nowej nawierzchni JPCP na podstawie procesu kalibracji globalnej



Rysunek 5-12 Porównanie pomiędzy wartościami zmierzonymi a prognozowanymi średniego uszkodzenia w połączeniu poprzecznym niezwiązanej nakładki nawierzchni JPCP na podstawie procesu kalibracji globalnej



Rysunek 5-13 Porównanie pomiędzy wartościami zmierzonymi a prognozowanymi średniego uszkodzenia w połączeniu poprzecznym odnowionej (rowkowanie diamentowe) nawierzchni JPCP na podstawie procesu kalibracji globalnej

Rozdział 12.2.3, projektowanie CRCP, wskazuje więcej niż jeden ważny czynnik, który wpływa na liczbę odspojień i rozstaw pęknięć, co determinuje całościowe zachowanie nawierzchni CRCP. Średni rozstaw pęknięcia na wybranych projektach próbnych i przy wybranym czasie budowy jest obliczane zgodnie z równaniem 5-27.

$$\bar{L} = \frac{\left\{ f_t - B_{curl} \sigma_0 \left( 1 - \frac{2D_{steel}}{H_{PCC}} \right) \right\}}{\frac{f}{2} + \frac{U_m P_{steel}}{c_1 d_b}} \quad (5-27)$$

w którym:

$\bar{L}$  = Średni rozstaw pęknięć poprzecznych, cale  
 $f_t$  = Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie betonu, psi,  
 $f$  = Współczynnik szorstkości podłoża,  
 $U_m$  = Wartość szczytowa naprężenie na połączeniu, psi  
 $P_{steel}$  = Zawartość stali podłużnej, %  
 $c_1$  = Pierwszy współczynnik naprężeń na połączeniu,  
 $\sigma_{cnw}$  = Naprężenie rozciągające w betonie cementowym wskutek zwijania,  
 $H_{PCC}$  = Grubość płyty, cale,  
 $D_{steel}$  = Głębokość do warstwy stali, cale,  
 $B_{curl}$  = Współczynnik naprężeń przy zawijaniu lub krzywieniu wg Bradbury  
 $\sigma_0$  = Współczynnik naprężeń nominalnych Westergaarda oparty na module betonu cementowego, współczynniku Poissona i niedwzracalnych odkształceń przy zawijaniu i krzywieniu. Skumulowane uszkodzenie w punkcie krytycznym na górze płyty jest obliczane dla każdego przyrostu czasu w okresie projektowym. Uszkodzenie jest obliczane w następujący sposób:

- Przy danym przyroście czasu oblicz szerokość pęknięcia na poziomie stali w funkcji skurczu od wysychania, skurczu termicznego, utwierdzenia od zbrojenia stalą i szorstkości podbudowy:

$$cw = \text{Max} \left( L \cdot \left( \epsilon_{shr} + \alpha_{PCC} \Delta T_\zeta - \frac{c_2 \sigma_{Long}}{E_{PCC}} \right) \cdot 1000 \cdot C_c \cdot 0.001 \right) \quad (5-28)$$

w którym:

$cw$  = Średnia szerokość pęknięcia na głębokości stali, mile,  
 $L$  = Średni rozstaw pęknięć na podstawie projektowanego rozkładu pęknięć, cale,  
 $\epsilon_{shr}$  = Nieograniczony skurcz przy wysychaniu betonu na głębokości stali,  $\times 10^{-6}$ ,  
 $\alpha_{PCC}$  = Współczynnik ekspansji termicznej betonu cementowego, /°F  
 $\Delta T_\zeta$  = Spadek temperatury betonu cementowego od temperatury „naprężenie zero” do temperatury na głębokości stali w miesiącu budowy, °F,  
 $c_2$  = Drugi współczynnik naprężenia na połączeniu,  
 $\sigma_{long}$  = Maksymalne wzdłużne naprężenie rozciągające w nawierzchni betonowej na głębokości stali, psi,  
 $E_{PCC}$  = Moduł sprężystości betonu cementowego, psi  
 $C_c$  = Lokalna stała kalibracji ( $C_c = 1$  dla globalnej kalibracji)

- Przy danym przyroście czasu obliczyć zdolność ścinania (shear capacity), sztywność pęknięcia i efektywność przeniesienia obciążenia LTE przez pęknięcia poprzeczne. LTE jest obliczane wg wzoru:

$$LTE_{TOT} = 100 * \left( 1 - \left( 1 - \frac{1}{1 + \log^{-1} \left[ (0.214 - 0.183 \frac{a}{l} - \log(J_c) - r_d) / 1.18 \right]} \right) \left( 1 - \frac{LTE_{Base}}{100} \right) \right) \quad (5-29)$$

w którym:

$LTE_{TOT}$  = Całkowita efektywność przeniesienia obciążeń od zaklinowania kruszywa, zbrojenia stalowego i podbudową, %

$l$  = Promień względnej sztywności obliczana przy danym przyroście czasu i, cale

$a$  = Promień obciążonej nawierzchni, cale,

$r_d$  = Pozostały współczynnik oddziaływania dybli do obliczania pozostałego transferu obciążeń od zbrojenia stalowego =  $2,5 P_{steel}^{-1.25}$ ,

$LTE_{Base}$  = Wpływ warstwy podbudowy na wartość LTE wzdłuż pęknięcia poprzecznego. Typowe wartości podane są w tabelicy 5-2.

$J_c$  = Sztywność połączenia na pęknięciu poprzecznym w danym przyroście czasu.

$P_{steel}$  = Procent zbrojenia stalą.

- Utrata podparcia przy danym przyroście czasu jest obliczana na podstawie modelu erozji podbudowy w MEPDG. Utrata ta jest funkcją rodzaju podbudowy, jakości materiału, opadu atmosferycznego i wieku.
- Przy każdym poziomie obciążenia w każdej konfiguracji (gear configuration) lub spektrum osi obciążenia, naprężenia rozciągających w górnej części płyty są stosowane do obliczania liczby dopuszczalnych obciążeń,  $N_{i,j}$  przy danym poziomie obciążenia w danym przyroście czasu:

$$\log(N_{i,j}) = 2.0 \cdot \left( \frac{M_{Ri}}{\sigma_{i,j}} \right)^{1.22} - 1 \quad (5-30)$$

w którym:

$M_{Ri}$  = moduł pęknięcia betonu cementowego w wieku i, psi,

$\sigma_{i,j}$  = naprężenie zadane w przyroście czasu i od obciążenia j, psi.

- Strata w zdolności ścinania (shear capacity) i utrata w przenoszeniu obciążenia jest obliczana na koniec przyrostu czasu w celu oszacowania tego parametru dla kolejnego przyrostu czasu. Efektywność przeniesienia obciążenia na pęknięciu LTE jest comiesięcznym rezultatem oszacowania. Jako dobrą uznaje się wartość LTE od 90 do 95% w okresie projektowym.

Krytyczne naprężenie w górnej części płyty w kierunku poprzecznym i ulokowanym niedaleko pęknięcia poprzecznego powstaje w odległości 40 do 60 cali od krawędzi (używano 48 cali, ponieważ taka była częsta lokalizacja). Rozstaw pęknięcia co 2 stopy (ft) przyjmowany był jako krytyczna szerokość na podstawie obserwacji, które świadczyły, że duża ilość odspojień był wielkości mniejszej lub równej 2 stopom (ft).

Naprężenie to jest obliczane modelami sieci neuronowych i jest funkcją grubości płyty, odsunięcia ruchu (p.tłum: śladów kół) od krawędzi, właściwości betonu cementowego, właściwości podbudowy i grubości, sztywności podłoża, równoważnego gradientu temperatury i innych czynników.

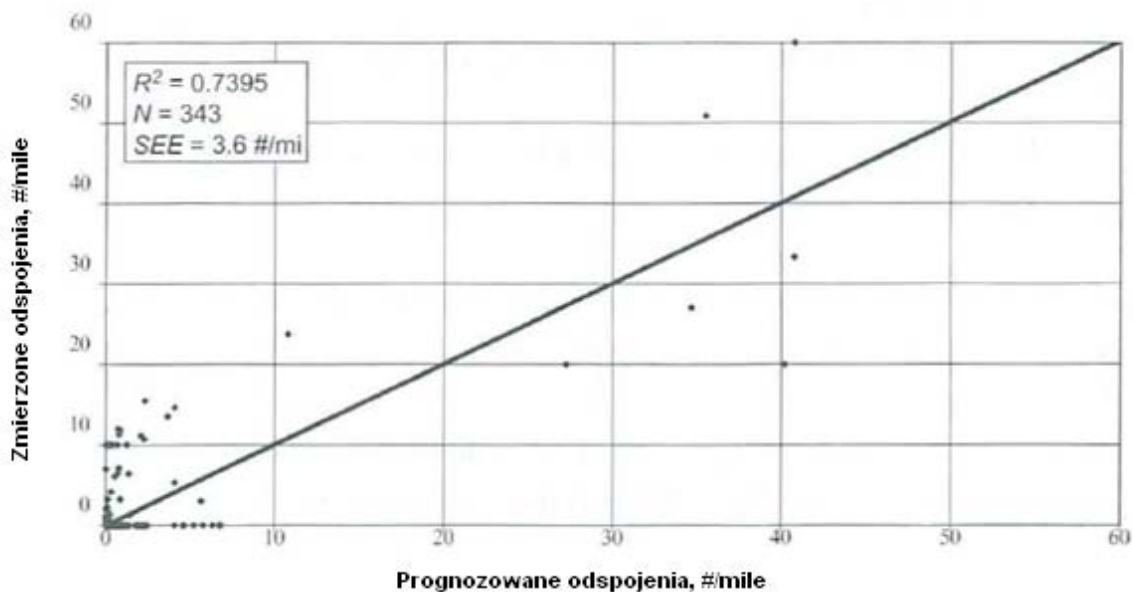
Uszkodzenie zmęczeniowe, FD, od wszystkich obciążeń kołami we wszystkich przyrostach czasu jest sumowane zgodnie z hipotezą Minera przez sumowanie uszkodzeń w okresie projektowym zgodnie z równaniem 5-17a. Po obliczeniu uszkodzenia zgodnie z tym równaniem, obliczana jest odpowiadająca wartość odspojenia na podstawie globalnie kalibrowanego równania 5-26.

Na rysunku 5-14 przedstawiono wykres prognozowanych odspojień nawierzchni CRCP i statystyki globalnej kalibracji. Błąd standardowy modelu prognozującego odspojenia jest przedstawiony równaniem 5-31.

$$s_e(PO) = -0.00609 * PO^2 + 0.58242 * PO + 3.36783 \quad (5-31)$$

w którym:

PO = Średnia prognozowana zawartość średnich lub dużych odspojień, no./mi,



Rysunek 5-14 Porównanie zmierzonych i prognozowanych odspojień nowej nawierzchni CRCP na podstawie procesu globalnej kalibracji

### 5.3.4 Równość – JPCP (Niezbrojona szczelinowa nawierzchnia betonowa)

W MEPDG równość jest prognozowany funkcją profilu początkowego zaraz po wybudowaniu nawierzchni i zmian pod ruchem w profilu podłużnym w czasie na skutek uszkodzeń i ruchów podłoża. Model IRI był kalibrowany i walidowany na podstawie wyników badań terenowych LTPP w celu zapewnienia, że otrzymane wyniki będą prawidłowe w różnych warunkach klimatycznych i terenowych. Poniżej przedstawiono ostatecznie skalibrowany model:

$$IRI = IRI_i + C1*CRK + C2*SPALL + C3*TFAULT + C4*SF \quad (5-32a)$$

w którym:

IRI = IRI prognozowane, cale/mile,  
 IRI<sub>i</sub> = Równość początkowa IRI, cale, mile,  
 CRK = Zawartość procentowa płyt z pęknięciami poprzecznymi (całkowita intensywność),  
 SPALL = Zawartość procentowa wykruszonych połączeń (średnia i duża intensywność),  
 TFAULT = Całkowite uszkodzenie na połączeniach na milę, cale  
 C1 = 0,8203.  
 C2 = 0,4417  
 C3 = 0,4929  
 C4 = 25,24  
 SF = współczynnik terenowy

$$SF = AGE (1 + 0.5556 * FI) (1 + P_{200}) * 10^{-6} \quad (5-32b)$$

w którym:

AGE = Wiek nawierzchni w latach,  
 FI = Wskaźnik przemarzania, °F-dni,  
 P<sub>200</sub> = Procentowana zawartość materiału podłoża przechodząca przez sito nr 200.  
 Pęknięcie poprzeczne i uszkodzenia są obliczane na podstawie modeli przedstawionych wcześniej.  
 Wykruszenia połączenia poprzecznego są obliczane zgodnie w równaniem 5-33a, które było kalibrowane na podstawie danych z LTPP i innych.

$$SPALL = \left( \frac{AGE}{AGE + 0.01} \right) \left( \frac{100}{1 + 1.005^{(-12 * AGE + SCF)}} \right) \quad (5-33a)$$

w którym:

SPALL = Zawartość połączeń wykruszonych (średnia i duża częstotliwość),  
 AGE = Wiek konstrukcji od wybudowania w latach,  
 SCF = Współczynnik skalowania powiązany z budową, projektem i klimatem.

$$SCF = -1400 + 350 \cdot AC_{PCC} \cdot (0.5 + PREFORM) + 3.4 f'_c \cdot 0.4 - 0.2 (FT_{cycles} \cdot AGE) + 43 H_{PCC} - 536 WC_{PCC} \quad (5-33b)$$

w którym:

AC<sub>PCC</sub> = Zawartość powietrza w betonie cementowym, %  
 AGE = Wiek konstrukcji od wybudowania w latach,  
 PREFORM = 1 jeżeli zastosowane jest uszczelnienie, 0 jeżeli nie,  
 f'<sub>c</sub> = Wytrzymałość betonu cementowego na ściskanie, psi  
 FT<sub>cycles</sub> = Średnia roczna liczba cykli zamarzania i odmarzania,  
 H<sub>PCC</sub> = Grubość płyt betonu cementowego, cale,  
 WC<sub>PCC</sub> = Wskaźnik w/c betonu cementowego.

Statystyka modelu wg równania 5-33 b podana jest poniżej:

$$R^2 = 78\%$$

błąd standardowy oszacowania = 6,8%

N = 179

Wykres zmierzonych i prognozowanych wartości IRI (równość) dla nowych nawierzchni JPCP i statystyki kalibracji globalnej jest przedstawiony na rysunku 5-15. Błąd standardowy równania prognozującego IRI dla nawierzchni JPCP jest podany równaniem 5-34.

$$S_{e(IRI)} = \left( Var_{IRI} + C1^2 \cdot Var_{CRK} + C2^2 \cdot Var_{Spell} + C3^2 \cdot Var_{Fault} + S_e^2 \right)^{0.5} \quad (5-34)$$

w którym:

$S_{e(IRI)}$  = Odchylenie standardowe IRI przy prognozowanym poziomie średniego IRI,

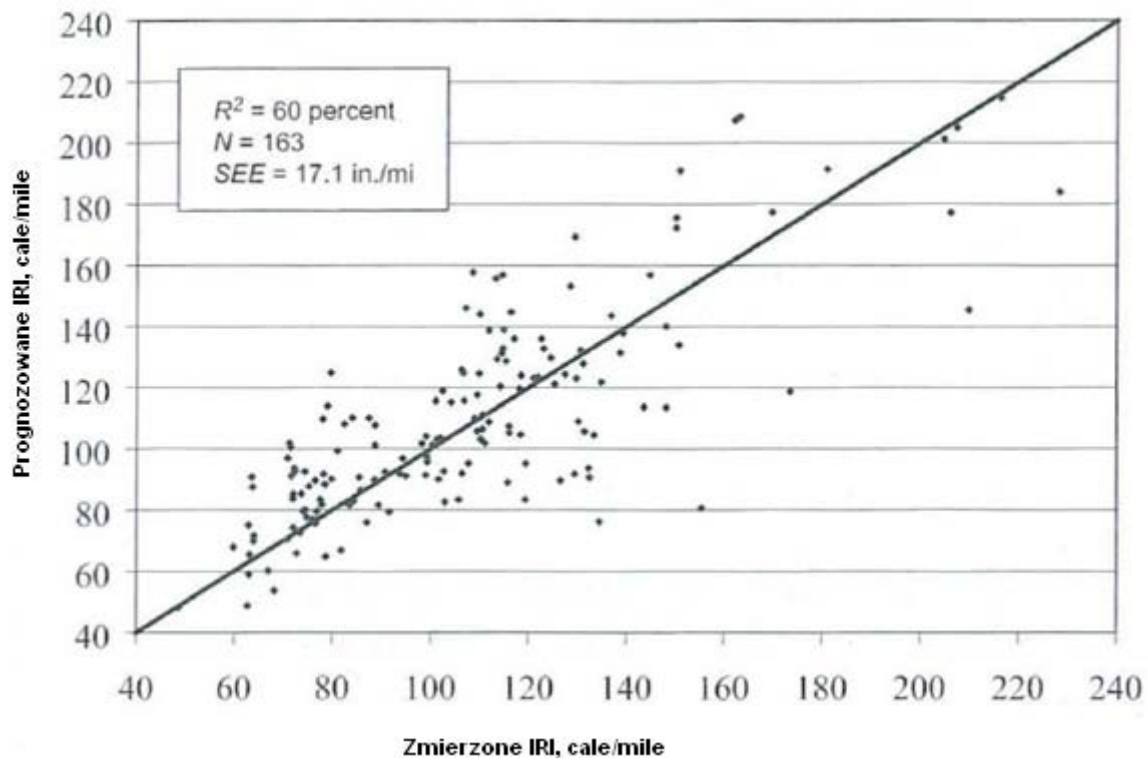
$Var_{IRI}$  = Zmienność początkowego IRI (wg LTPP) = 29,16, (cale/mile)<sup>2</sup>,

$Var_{CRK}$  = Zmienność spękania, (procent płyt)<sup>2</sup>,

$Var_{Spell}$  = Zmienność wykruszenia (wg modelu wykruszenia) = 46,24, (procent połączeń)<sup>2</sup>

$Var_{Fault}$  = Zmienność uszkodzenia (faulting), (cale/mile)<sup>2</sup>

$S_e^2$  = Zmienność całkowitego błędu modelu = 745,3 (cale/mile)<sup>2</sup>



Rysunek 5-15 Porównanie zmierzonych i prognozowanych wartości IRI dla nowej nawierzchni JPCP na podstawie procesu globalnej kalibracji

### 5.3.5 Równość – CRCP

Zmiana równości nawierzchni CRCP jest wynikiem kombinacji profilu po wybudowaniu nawierzchni i zmian w czasie profilu podłużnego pod ruchem na skutek rozwoju uszkodzeń i ruchów podłoża. Do kluczowych uszkodzeń wpływających na IRI nawierzchni CRCP należą odspojenia. Model globalny dla nawierzchni CRCP jest następujący:



$$IRI = IRI_i + C_1 \cdot PO + C_2 \cdot SF \quad (5-35a)$$

w którym:

- IRI<sub>i</sub> = Wartość początkowa IRI, cale/mile
- PO = Liczba odspojień o średniej i dużej intensywności /mile,
- C1 = 3,15
- C2 = 28,35
- SF = Współczynnik terenowy.

$$SF = AGE \cdot (1 + 0.556 FI) \cdot (1 + P_{200}) \cdot 10^{-6} \quad (5-35a)$$

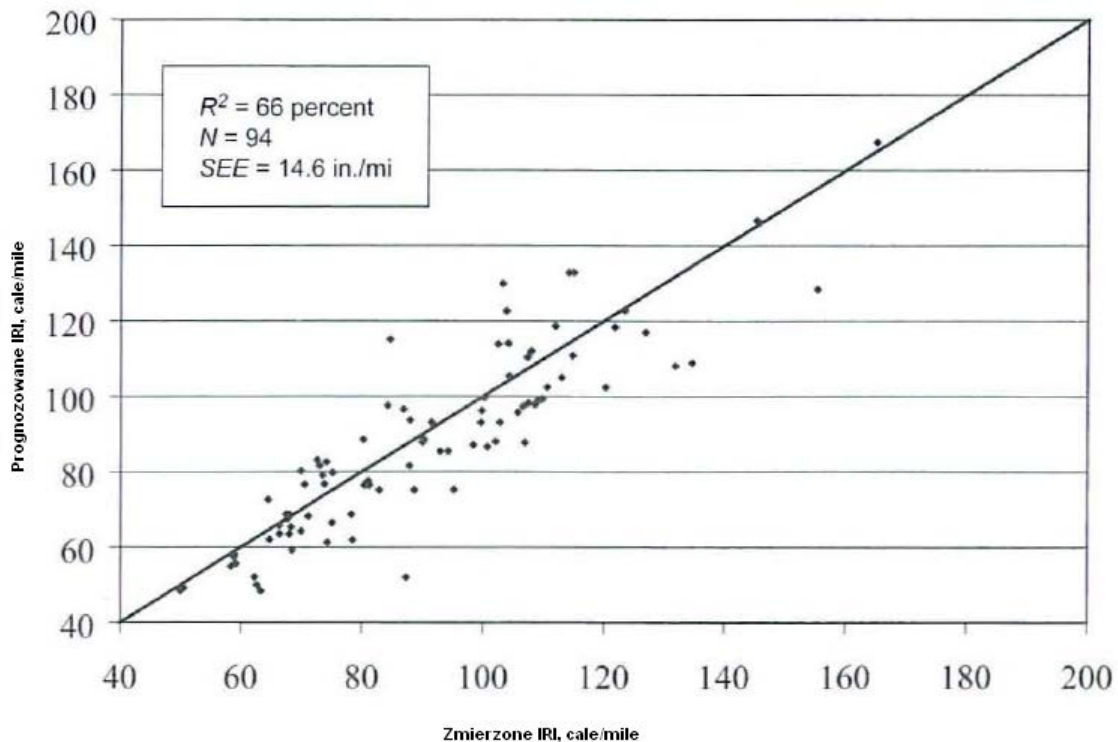
w którym:

- AGE = Wiek nawierzchni w latach,
  - FI = Wskaźnik przemarzania, °F-dni,
  - P<sub>200</sub> = Procentowana zawartość materiału podłoża przechodząca przez sito nr 200.
- Wykres prognozowanych i zmierzonych wartości IRI dla nowej nawierzchni CRCP i statystyki z procesu kalibracji globalnej są podane na rysunku 5-16. Błąd standardowy równania prognozującego IRI nawierzchni CRCP jest podany w równaniu 5-36:

$$s_{e(IRI)} = (Var_{IRI_i} + C1^2 \cdot Var_{PO} + S_e^2)^{0.5} \quad (5-36)$$

w którym:

- Var<sub>IRI<sub>i</sub></sub> = Zmienność początkowego IRI (wyniki z LTPP) = 29,16 (cali/mile)<sup>2</sup>,
- Var<sub>PO</sub> = Zmienność odspojień [równanie 3.4.70] (liczba/mile)<sup>2</sup>
- S<sub>e</sub><sup>2</sup> = Zmienność całkowitego błędu modelu = 213,2 (cale/mile)<sup>2</sup>





## 6 Hierarchiczne poziomy danych – Wybór poziomu danych

### 6.1 Wprowadzenie do hierarchicznych poziomów danych

W pkt.4.2 znaleźć można definicję hierarchicznych poziomów wprowadzania danych. Struktura hierarchiczna danych wejściowych pozwala organizacjom rządowym oraz innym użytkownikom o minimalnym doświadczeniu przy stosowaniu procedur mechanistyczno-empirycznych w projektowaniu na zastosowanie metody nawet przy minimalnej wiedzy i doświadczeniu.

Podejście hierarchiczne w MEPDG jest stosowane w odniesieniu do: danych o ruchu, danych materiałowych i danych o istniejącej nawierzchni. W ogólności, jeden z trzech poziomów danych wejściowych jest używany do szacowania wartości wejściowych. Najwyższa wartość wejściowa dostępna dla odcinków nawierzchni została użyta do kalibracji MEPDG i określenia błędu standardowego dla każdego modelu przewidywań zaprezentowanego w rozdziale 5. Poziomy danych wejściowych stosowanych w procesie kalibracji globalnej są prezentowane w podrozdziale 6.3.

### 6.2 Cel hierarchicznych poziomów danych

Koncepcja hierarchicznego modelu danych wejściowych pozwala na dość swobodne kształtowanie danych wejściowych do projektu bazując na wielkościach krytycznych oraz dostępnych pewnych danych. Hierarchiczny model danych wejściowych pozwala użytkownikom z ograniczonym doświadczeniem w projektowaniu metodami mechanistyczno-empirycznymi oraz sprzętem badawczym, w którym możliwe jest przeprowadzenie tylko badań podstawowych na zastosowanie MEPDG. Z kolei w przypadku doświadczanego użytkownika, możliwe jest wprowadzenie wielu danych wejściowych do projektu nowej nawierzchni bądź remontu istniejącej.

Dokładność projektu przy zastosowaniu MEPDG zależy jednocześnie od poprawności danych wejściowych jak i poprawności modeli empirycznych. Modele empiryczne zostały skalibrowane globalnie po to by poprawić przewidywania modelu, tak jak pokazano w rozdziale 5.1. Wtedy kiedy dane kalibracyjne były dostępne na wszystkich trzech poziomach hierarchicznych, tak jak w przypadku spękań nisko-temperaturowych, osiągnięto znaczący wzrost dokładności przewidywań tak jak to pokazują współczynniki odchylenia standardowego zaprezentowane na rys. 5-5. Początkowo zamierzano podjąć taki sam trud odnośnie kalibracji dla wszystkich typów uszkodzeń przewidywanych w MEPDG, jednak w wyniku braku danych na wszystkich poziomach hierarchicznych niemożliwe było określenie współczynników odchylenia standardowego. Z wyjątkiem spękań poprzecznych i termicznych w przypadku HMA, dla innych uszkodzeń w czasie globalnej kalibracji dane wejściowe zostały przyjęte jako stałe, a więc ten sam poziom odchyłek standardowych otrzymano dla wszystkich trzech poziomów. Poszczególne organizacje stosujące MEPDG mają możliwość podniesienia dokładności przewidywań poprzez zwiększenie dokładności przy wyznaczaniu danych wejściowych.

Podstawowym celem podejścia niezawodnościowego w MEPDG było zastosowanie tej samej ideologii dla wszystkich typów uszkodzeń, nie było to jednak możliwe ze względu na brak danych do określenia funkcji błędu dla pewnych typów uszkodzeń.

### 6.3 Wybór poziomu danych

W przypadku danego projektu, dane można wstawiać na różnych poziomach, tak jak np. wytrzymałość na rozciąganie betonu na poziomie 1, rozkład ruchu na poziomie 2 oraz moduł sztywności podbudowy na poziomie 3. Niezależnie od poziomu danych projektowych algorytm obliczeń uszkodzeń i zniszczenia jest jednakowy.

Rekomenduje się, żeby użytkownik używał jak najwyższych poziomów możliwych na etapie projektowania. Projektant powinien rozpoznać jednakże, że rozkład standardowy zastosowany dla każdego typu uszkodzeń zaprezentowanych w rozdziale 5, zostanie zastosowany do określenia niezawodności projektu wstępnego w kontekście wartości progowej wybranej przez użytkownika. Te rozkłady standardowe zostały wyznaczone na podstawie rekaliibracji w ramach projektu NCHRP 1-40D i bazowały na zastosowaniu najwyższego poziomu danych wejściowych w przypadku każdego odcinka testowego. W tabeli 6.1 zamieszczono zestawienie decydujących poziomów danych wejściowych użytych w procesie rekaliibracji w celu pomocy użytkownikowi w ocenie błędu standardowego, który stosuje w projekcie wstępnym.

Rozdziały 9 do 11 dostarczają informacji pomocnych przy wyznaczaniu poziomu wejściowego dla każdego typu uszkodzeń. Jeżeli użytkownik standardowo zdecyduje się na przyjęcie we wszystkich przypadkach poziomu 3, to odchyłki standardowe będą prawdopodobnie większe niż te uwzględnione w MEPDG i zaprezentowane w rozdziale 5. Zaleca się wobec tego żeby użytkownik zdecydował o tym które dane wejściowe mają charakter dominujący i jeżeli to możliwe przeprowadził kalibrację we własnym zakresie.

**Tablica 6-1. Decydujące poziomy danych wejściowych zastosowane przy rekalkibracji MEPDG**

Grupa danych wejściowych		Parametr wejściowy	Poziom danych wejściowych użyty przy rekalkibracji
Ruch samochodów ciężarowych		Rozkład obciążeń osi (Pojedyncza, Podwójna, Potrójna) Rozkład obciążenia od ciężarówek (Truck Volume Distribution)	Poziom 1
			Poziom 1
		Rozkłady obciążenia od ciężarówek na pasie i w kierunku jazdy	Poziom 1
		Ciśnienie w oponie	Poziom 3
		Układ osi, rozstaw opon	Poziom 3
		Rozkład toru jazdy (Truck Wander)	Poziom 3
Klimat		Temperatura, Prędkość wiatru, Pokrywa chmur, Opady (Precipitation), Względna wilgotność	Poziom 1, Stacje pogodowe
Właściwości materiałowe	Podbudowa i warstwy niezwiązane	Moduł sztywności sprężystej (Resilient modulus) – wszystkie warstwy niezwiązane	Poziom 1, obliczenia odwrotne
		Klasyfikacja i właściwości objętościowe	Poziom 1
		Zależność między wilgotnością a gęstością	Poziom 1
		Charakterystyka woda-sól	Poziom 3
		Przewodność hydrauliczna w stanie nawodnionym	Poziom 3
	HMA	Moduł dynamiczny HMA	Poziom 3
		Podatność przy pełzaniu oraz wytrzymałość przy rozciąganiu pośrednim	Poziom 1, 2, 3
		Właściwości objętościowe	Poziom 1
		Współczynnik rozszerzalności termicznej HMA	Poziom 3
	PCC	Moduł sprężystości PCC	Poziom 1
		Wytrzymałość na zginanie	Poziom 1
		Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie (tylko dla CRPC)	Poziom 2
		Współczynnik rozszerzalności termicznej PCC	Poziom 1
	Wszystkie materiały		Ciężar właściwy
Współczynnik Poissona			Poziom 1 i 3
Inne właściwości termiczne, Przewodność, Pojemność cieplna, współczynnik przejmowania ciepła przez powierzchnię			Poziom 3
Istniejąca nawierzchnia		Stan istniejących warstw	Poziom 1 i 2

## 7 Ogólna informacja projektowa

### 7.1 Projekt/Analiza trwałości

Jak zauważono w pkt.4.1, projektowy okres użytkowania w przypadku nowej jak i naprawianej nawierzchni drogowej jest czasem od wykonania do momentu kiedy nawierzchnia osiągnie pewien ustalony poziom uszkodzeń, co oznacza, że powinna być naprawiona albo odbudowana. Przez projektowy okres użytkowania nakładki albo zrehabilitowanej nawierzchni betonowej rozumie się czas do momentu kiedy potrzebna jest kolejna nakładka albo rehabilitacja. MEPDG można stosować dla projektowego czasu użytkowania od jednego roku do lat 50. W przypadku projektowania na ponad 50 lat nawierzchnia jest traktowana jako długowieczna.

Projektant powinien pamiętać, że w przypadku materiału konkretnej warstwy jego trwałość i uszkodzenia związane z jego dezintegracją nie są przewidywane przez MEPDG. Uszkodzenia związane z dezintegracją materiału ograniczą spodziewany okres użytkowania w przypadku wszystkich nawierzchni. Należy także zauważyć, że globalne dane kalibracyjne dla nawierzchni o projektowym okresie użytkowania przekraczającym 30 lat nie są liczne. Dlatego projektant w takich sytuacjach powinien wyjątkowo uważnie i starannie określić charakterystyki materiałowe (szczególnie jeśli chodzi o warstwę ścieralną).

### 7.2 Dane konstrukcji i ruchu

Daty ukończenia budowy i oddania do ruchu mają wpływ na przewidywania uszkodzeń. Projektant może przecież określić datę wykonania podbudowy, nawierzchni i oddania do ruchu na podstawie przyjętego planu budowy. Daty te zostały zdefiniowane w pkt.4.1 i są kluczowymi danymi obok miesięcznego obciążenia ruchem i danymi klimatycznymi, które wpływają na miesięczne moduły warstw i podbudowy nawierzchni włączając w to także starzenie HMA i PCC.

Projektant może wybrać najlepszy miesiąc i rok na zakończenie budowy warstwy niezwiązanej, ułożenie warstwy wiążącej oraz otwarcia autostrady dla ruchu. W przypadku dużych projektów, które rozciągają się na kilka okresów, w których może być układana nawierzchnia, każdy z nich może być uwzględniany w obliczeniach oddzielnie. Przykładowo, pewne odcinki mogą być oddawane do użytku wiosną, latem czy jesienią. Sugeruje się w takich przypadkach aby każdy z nich analizowany był oddzielnie, a wybrane rozwiązanie było tym najbardziej konserwatywnym.

MEPDG ma również możliwość uwzględnienia faktu pozostawienia pod wpływem czynników środowiskowych podbudowy wykonanej z kruszywa na pewien czas przed ułożeniem pierwszej warstwy związanej. Jeżeli uznamy taką sytuację za dopuszczalną, użytkownik może oszacować jej wpływ na właściwości krótko i długoterminowe nawierzchni drogowej.

W przypadku nawierzchni betonowych, data otwarcia do ruchu wpływa na czas dojrzewania (przyjmuje się, że z tego powodu trzeba przyjąć minimum 28 dni), a także wpływa na wytrzymałość i moduł. Budowa nawierzchni w różnych miesiącach może wpływać na właściwości i trwałość nawierzchni ze względu na warunki klimatyczne w danym miesiącu.

MEPDG nie pozwala na uwzględnienie obciążenia ruchem warstw pośrednich, które wynika z etapowości budowy. W takiej sytuacji projektant określa datę oddania do ruchu przy założeniu

całkowitego wykonania nawierzchni. Niemniej jednak możliwe jest określenie uszkodzenia konstrukcji z brakującymi warstwami po to by stwierdzić czy uszkodzenie nie jest zbyt znaczne. MEPDG nie uwzględnia obciążenia ruchem generowanym przez pojazdy budowy. Ruch ten jest w porównaniu z ruchem odpowiadającym okresowi użytkowania pomijalnie mały. Założenie to przyjmuje się dla nowej i przebudowywanej nawierzchni.

## 8 Wybór kryteriów projektowania i poziomu niezawodności

Kryteria projektowe jakości oraz niezawodności w znacznym stopniu wpływają na koszty oraz jakość nawierzchni. W rozdziale 5 przedstawiono sumarycznie wskaźniki jakości, które zostały wyznaczone przez MEPDG zarówno dla warstw wierzchnich wykonanych z HMA jak i PCC. W niniejszym rozdziale zawarte są informacje pomocne przy ustalaniu kryteriów projektowych oraz niezawodności w konkretnym przypadku. Każdy użytkownik lub organizacja może ocenić zawarte tutaj rekomendacje i zmodyfikować je zgodnie ze swoimi doświadczeniami, polityką organizacji albo lokalnymi potrzebami.

### 8.1 Zalecane kryteria projektowania stanu

Kryteria stanu (albo parametry analizy w oknie programu MEPDG) są stosowane w celu zapewnienia, że zaprojektowana nawierzchnia będzie spełniała w sposób satysfakcjonujący wymagania przez cały okres jej użytkowania. Projektant wybiera wartości graniczne albo progowe w celu oceny adekwatności projektu. Kryteria te wraz z wartościami progowymi mogą uwzględniać wymagania inwestora wobec warunków przebudowy nawierzchni. Dodatkowo, wartości te mogą stanowić przeciętne wartości w projekcie.

**Tablica 8-1. Kryteria projektowe lub wartości progowe rekomendowane do oceny projektu próbnego**

Typ nawierzchni	Kryteria stanu	Wartość maksymalna odpowiadająca końcowi okresu użytkowania
Nawierzchnie i nakładki HMA	Spękania siatkowe (spękania odbite)	Międzystanowe: 10% powierzchni pasa I kat.: 20% powierzchni pasa II kat.: 35% powierzchni pasa
	Głębokość koleiny (deformacje nieodwracalne w śladzie koła)	Międzystanowe: 0.40 cala I kat.: 0.50 cala Inne: (<45mph) 0.65 cala
	Odległość między spękaniem poprzecznymi	Międzystanowe: 500 stóp/mila I kat.: 700 stóp/mila II kat.: 700 stóp na mila
	IRI (równość)	Międzystanowe: 160 cali/mila I kat.: 200 cali/mila II kat.: 200 cali/mila
Nowe JCPC, CPR i nakładki	Klawiszowanie	Międzystanowe: 0.15 cala I kat.: 0.20 cala II kat.: 0.25 cala
	Udział procentowy spękań poprzecznych	Międzystanowe: 10% I kat.: 15% II kat.: 20%
	IRI (równość)	Międzystanowe: 160 cali/mila I kat.: 200 cali/mila II kat.: 200 cali/mila

Wymienione kryteria są podobne do stosowanych w Guide for Design of Pavement Structures poziomów przydatności do użytku (serviceability index level) (AASHTO,1993). Polityka wyboru kryteriów uszkodzeń i niezawodności może być kształtowana na podstawie inspekcji wizualnej, przy

uwzględnieniu wpływu uszkodzeń na bezpieczeństwo, potrzeb utrzymania nawierzchni, możliwości ewentualnej rehabilitacji oraz określenia zużycia w stosunku do projektowanego okresu niezawodnego użytkowania (np. 90%).

Polityka wyboru kryteriów uszkodzeń i niezawodności może być także określona na podstawie: danych zgromadzonych przez daną organizację poprzez określenie żywotności nawierzchni, bazując na doświadczeniach użytkownika, dbałości o bezpieczeństwo użytkownika (np. koleiny są na tyle głębokie, że możliwe jest powstawanie zjawiska aquaplaningu). Konsekwencją przekroczenia kryteriów stanu może być potrzeba wcześniejszej niż planowano obsługi albo naprawy. W Tab.8-1 zamieszczono przykładowe wartości kryteriów projektowych, zakładając, że mogą one być różne w przypadku poszczególnych organizacji, które kierują się swoimi własnymi regulacjami w tym zakresie.

## 8.2 Niezawodność

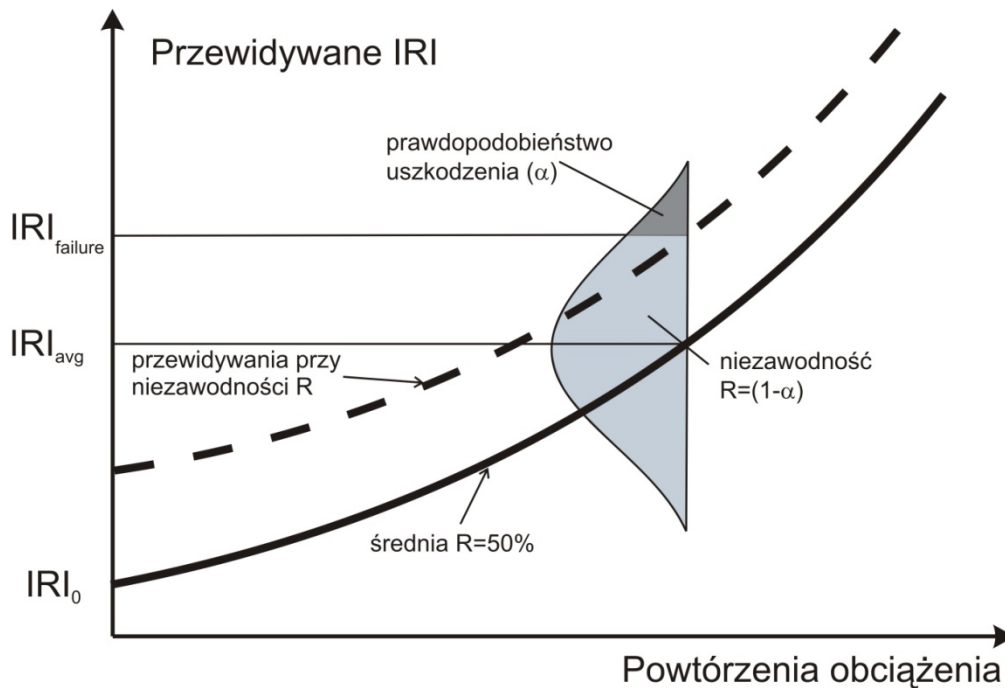
Niezawodność została wprowadzona do MEPDG w sposób konsekwentny i jednakowy dla wszystkich typów nawierzchni. Projektant może określić pożądany poziom niezawodności dla każdego rodzaju uszkodzeń i równości. Poziom projektowanej niezawodności jest konsekwencją faktu, że nawierzchnia może osiągnąć stan graniczny wcześniej niż po upływie projektowego czasu użytkowania. Niezawodność projektowa (R) jest zdefiniowana jako prawdopodobieństwo (P) wystąpienia przewidywanego uszkodzenia w okresie użytkowania, które powinno być niższe niż wartość krytyczna.

$$R = P \text{ [Poziom uszkodzeń w okresie użytkowania < Krytyczny poziom uszkodzeń ]} \quad (8-1a)$$

Niezawodność projektowa wyrażona przez równość (IRI) jest definiowana jako:

$$R = P \text{ [IRI w okresie użytkowania < Krytyczny poziom IRI]} \quad (8-1b)$$

Oznacza to, że jeżeli w 10 projektach wykonanych przy zastosowaniu MEPDG przyjęto niezawodność projektową na spełnienia zmęczeniowe na poziomie 90%, to w jednym z nich wystąpić może osiągnięcie lub przekroczenie wartości granicznej na koniec okresu użytkowania. Ta definicja różni się od poprzedniej wersji stosowanej w Guide for Design of Pavement Structures (AASHTO, 1993) w ten sposób, że rozróżnia wiele rodzajów uszkodzeń i IRI bezpośrednio w definicji. Projektowe poziomy niezawodności mogą się różnić w zależności od rodzaju uszkodzenia i IRI albo mogą być jednakowe. Zaleca się jednak przyjmowanie jednakowych poziomów niezawodności dla różnych rodzajów uszkodzenia. Projektant sam wprowadza wartości krytyczne i progowe dla każdego przewidywanego rodzaju uszkodzenia i IRI. Program komputerowy stosujący procedurę MEPDG przewiduje średnią niezawodność dla wszystkich rodzajów uszkodzeń i równości w trakcie okresu użytkowania nawierzchni, tak jak pokazano na Rys.8.1 w przypadku IRI. Przewidywanie to bazuje na średnich wartościach dla wszystkich danych wejściowych. Uszkodzenia i równości przewidywane w ten sposób są wartościami średnimi, które mogą być traktowane jako przyjmujące 50% niezawodność na koniec okresu użytkowania (oznacza to że występuje 50% prawdopodobieństwo, że rozważane uszkodzenie czy IRI będzie większe (mniejsze) niż wartość średnia).



**Rysunek 8-1. Koncepcja niezawodności projektowej w przypadku równości (IRI)**

W większości projektów projektant będzie wymagał niezawodności większej niż 50%. W rzeczywistości im ważniejszy projekt w kontekście konsekwencji awarii, tym wyższy poziom niezawodności. Konsekwencje wczesnej awarii miejskiej autostrady są znacznie większe niż awarii drogi prowadzącej z farmy do marketu. Część zarządców drogowych wiąże poziom wybranej niezawodności z udziałem ruchu samochodów ciężarowych.

Przerywana linia na Rys. 8-1 przedstawia przewidywania na poziomie niezawodności R (np. 90%). W przypadku projektu o niezawodności 90% przerywana linia nie powinna przekraczać granicznego poziomu IRI przez cały czas użytkowania nawierzchni. Jeżeli jednak tak się dzieje, to dane projektowe powinny być zmodyfikowane tak, żeby spełnić to wymaganie.

Program MEPDG oblicza niezawodność sekcji próbnej w odniesieniu do kryteriów projektowych albo wartości progowych wybranych przez użytkownika. Niezawodność w projekcie zależy od błędów modelu (błąd standardowy) przewidywania uszkodzeń, które zamieszczono w rozdziale 5. W konsekwencji średni poziom uszkodzeń albo wartość IRI (50% niezawodności) jest zwiększany przez wiele błędów standardowych powstających dla przyjętego poziomu niezawodności. Na przykład niezawodność na poziomie 75% skojarzona jest z mnożnikiem 1,15 dla błędu standardowego, niezawodność na poziomie 90% z mnożnikiem 1,64, zaś w przypadku niezawodności na poziomie 95% mnożnik wynosi 1,96.

Przyjmuje się, że obliczone uszkodzenia i IRI mają rozkład normalny w zakresie projektowanych uszkodzeń i IRI. Jak zauważono powyżej, odchyłka standardowa dla każdego rodzaju uszkodzeń została określona na podstawie określenia błędu przewidywań modelu w porównaniu do danych kalibracyjnych użytych dla kluczowych rodzajów uszkodzeń. Każdy model był kalibrowany na podstawie LTPP i innych danych doświadczalnych. Błąd, np. w przypadku koleinowania, został wyznaczony jako różnica między przewidywanymi a pomierzonymi wartościami uzyskanymi dla

wszystkich typów odcinków próbnych dla których zgromadzono dane. Ta różnica albo błąd rezydualny zawiera wszystkie możliwe informacje na temat nieadekwatności modelu w przewidywaniach koleinowania. Odchyłka standardowa w przypadku IRI została określona przy zastosowaniu modelu wariancyjnego.

Obliczone wartości niezawodności są danymi wyjściowymi do tablicy niezawodności projektu próbnego na końcu fazy wstępnej projektowania pokazującymi wartości średnie, przewidywania R oraz przewidywanej niezawodności dla każdego rodzaju uszkodzeń i IRI. Projektant może wtedy dopasować projekt tak, żeby otrzymać mniejszą lub większą niezawodność w zależności od potrzeb. Dopasowywanie projektu jest przedstawione w rozdziale 14.

Niezawodność w projekcie może być ustalana w równowadze z kryteriami stanu. Przyjęcie np. wysokiej wartości niezawodności w projekcie (tj. 99%) i surowych wymagań odnośnie jakości (np. 3% spękań siatkowych) może spowodować niemożliwość zaprojektowania nawierzchni albo przekroczenie akceptowalnych kosztów. Wybór niezawodności na poziomie większym niż 96% nie jest obecnie rekomendowany, gdyż to może znacząco podnieść koszty. W Tab.8-2 zamieszczono wartości niezawodności które wydają się być wartościami zbalansowanymi z kryteriami jakości zawartymi w Tab.8-1 i są polecane do projektowania. Oczywiście każda z organizacji może oszacować te wartości dopasowując je do własnych potrzeb. Wartości niezawodności rekomendowane do stosowania w poprzednim Guide for Design of Pavement Structures (AASHTO, 1993) nie powinny być stosowane w MEPDG.

**Tablica 8-2. Poziomy niezawodności dla dróg spełniających różne funkcje**

Klasyfikacja funkcjonalna	Poziom niezawodności	
	Miejski	pozamiejski
Międzystanowe/Autostrady	95	95
Drogi główne	90	85
Drogi zbiorcze	80	75
Lokalne	75	70

## 9 Określanie lokalnych warunków i wskaźników

W niniejszym rozdziale określono i zaprezentowano lokalne wskaźniki potrzebne w każdym projekcie – dane wejściowe dotyczące ruchu pojazdów ciężarowych, klimatu, podłoża i stanu istniejącej nawierzchni (w przypadku projektu przebudowy lub remontu).

### 9.1 Ruch pojazdów ciężarowych

Ruch pojazdów ciężarowych jest kluczowym elementem danych do projektowania lub analizy konstrukcji nawierzchni. Pojęcie osi obliczeniowej ESAL, charakteryzujące ruch pojazdów ciężarowych stosowane we wcześniejszych wersjach Wytucznych projektowania nawierzchni (*Guide for Pavement Design*) (AASHTO, 1993), nie jest stosowane w MEPDG. Zamiast tego MEPDG wykorzystuje dane dotyczące pełnego rozkładu obciążenia osi dla każdego typu osi w przypadku procedur projektowania nowych lub przebudowywanych nawierzchni.

Rozkład obciążenia osi uzyskuje się w wyniku przetworzenia danych z ważenia w ruchu pojazdów (WIM). W tablicach 9-1 i 9-2 zamieszczono wartości rekomendowane minimalnego wymiaru próby w celu oszacowania znormalizowanych rozkładów obciążenia osi i rozkładu wielkości pojazdów



ciężarowych. Dodatkowo, Wytyczne monitorowania ruchu (Traffic Monitoring Guide) FHWA (FHWA, 2001) i raport 538 NCHRP zawierają wskazówki dotyczące gromadzenia i analizowania danych ciężaru pojazdów ciężarowych (Cambridge Systematics, 2005).

Dane odnośnie do obciążenia osi i wielkości pojazdu ciężarowego wymagają szczegółowego i obszernego przetworzenia w celu określenia powiązanych z ruchem pojazdów ciężarowych numerycznych danych wejściowych do MEPDG. Jednakże program MEPDG umożliwia sprzężenie z analizami programu z Projektu 1-39 NCHRP (Cambridge Systematics, 2005) jak również pakietami innych programów. Program analizy ruchu pojazdów ciężarowych Projektu 1-39 NCHRP został opracowany w celu określenia wybranych danych wejściowych dotyczących ruchu pojazdów ciężarowych do programu MEPDG niezbędnych do zaprojektowania nawierzchni. W szczególności program NCHRP 1-39 dostarcza rozkłady obciążenia osi dla każdego typu osi w pierwszym roku i szacuje wzrost lub zmianę rozkładów obciążenia osi w czasie projektowego/analizowanego okresu użytkowania. Program NCHRP 1-39 może być stosowany także w celu określenia współczynników godzinowego i miesięcznego rozkładu osi pojazdów ciężarowych dla każdej klasy pojazdów ciężarowych.

W MEPDG uwzględniono, że pewne zarządy drogowe mogą nie dysponować środkami niezbędnymi do gromadzenia szczegółowych danych dotyczących ruchu pojazdów ciężarowych w okresie umożliwiającym dokładne określenie rzeczywistych poziomów ruchu pojazdów ciężarowych. Na dodatek niektóre zarządy mogą dysponować jedynie ograniczonymi obszarami (odcinkami), na których były zbierane dane dotyczące rozkładu obciążenia osi w czasie. Dla tych przypadków określono domyślne wartości z analiz blisko 200 WIM obszarów (odcinków) uwzględnionych w programie LTPP, co znacznie uprościło korzystanie z MEPDG w odniesieniu do ruchu pojazdów ciężarowych. Te wartości domyślne są zawarte w programie MEPDG i zostały określone na podstawie danych WIM zebranych przeważnie na międzystanowych autostradach i głównych arteriach.

Kolejne podrozdziały zawierają wskazówki dotyczące określania danych wejściowych odnośnie do ruchu pojazdów ciężarowych, stosowanych do oceny adekwatności wariantu projektowania. W przypadku projektów przebudowy (remontu) lub odnowy nawierzchni projektant może żądać jakichkolwiek danych WIM zebranych w granicach projektu. Jeżeli dane WIM nie są dostępne, to projektant może prosić o zainstalowanie przenośnych urządzeń WIM w celu pomiaru charakterystyki ruchu pojazdów ciężarowych w krótkim okresie jako minimum. Jeżeli zainstalowanie urządzeń WIM nie jest możliwe, to w celu określenia danych wejściowych dotyczących ruchu pojazdów ciężarowych zaleca się:

**Tablica 9-1. Minimalny wymiar próby (liczba dni w roku) w celu określenia znormalizowanego rozkładu nacisku osi – dane WIM**

Błąd standardowy (± %)	Poziom ufności lub istotności, %				
	80	90	95	97,5	99
20	1	1	1	1	1
10	1	1	2	2	3
5	2	3	5	7	10
2	8	19	30	43	61
1	32	74	122	172	242

**Tablica 9-2. Minimalny wymiar próby (liczba dni w sezonie) w celu określenia znormalizowanego rozkładu ruchu pojazdów ciężarowych – dane zautomatyzowanego klasyfikatora pojazdów (AVC)**

Błąd standardowy (± %)	Poziom ufności lub istotności, %				
	80	90	95	97,5	99
20	1	1	1	2	2
10	1	2	3	5	6
5	3	8	12	17	24
2	20	45	74	105	148
1	78	180	295	uwaga 1	uwaga 1

- Uwagi:
1. W przypadku, gdy sezon trwa cały rok, dla takich warunków wymagana jest próba ciągła.
  2. W przypadku gdy wymagane jest rozróżnienie między wymiarami pojazdów ciężarowych w dni powszednie i w weekend, liczba dni w sezonie powinna być mierzona zarówno w dni powszednie, jak i w weekend.
  3. Sezon w niniejszej tablicy jest w oparciu o zmiany wzorów pojazdów ciężarowych w celu określenia znormalizowanego rozkładu wielkości pojazdów ciężarowych z określonym poziomem ufności i błędem standardowym. Ten sezon nie jest tożsamy ze stosowanym w programie MEPDG w celu oszacowania/obliczenia wartości reakcji nawierzchni i przyrostu uszkodzenia.
- W przypadku projektów przebudowy (remontu) lub odnowy dane ruchu pojazdów ciężarowych mogą być oszacowane przy użyciu WIM i AVC, które są zlokalizowane na bliskich odcinkach autostrady, przy założeniu że nie ma tam żadnych cech i większych skrzyżowań, które mogłyby zmienić potok ruchu pojazdów ciężarowych. Dane wejściowe określone na podstawie takiego rodzaju danych są rozważane w poziomie 1.
  - Jeżeli nie istnieją punkty WIM zlokalizowane wzdłuż tego samego odcinka autostrady lub w przypadku projektów konstrukcji nowych dróg można użyć danych WIM i AVC z innych podobnych dróg zlokalizowanych w tym samym regionie. Projektant może skontaktować się z zarządcą drogi w celu określenia punktów WIM i AVC, które mogą być przydatne do oszacowania danych wejściowych dotyczących ruchu pojazdów ciężarowych dla lokalizacji projektu. Dane wejściowe określone na podstawie tego typu danych są rozważane w poziomie 2.
  - Jeżeli żadne punkty WIM nie są dostępne z podobnych dróg, to można użyć domyślnych wartości zawartych w programie MEPDG (Poziom 3 danych wejściowych).

Pozostała część rozdziału 9.1 jest podzielona na trzy części; określanie specyficznych dla danej drogi danych wejściowych, określanie danych wejściowych dotyczących ruchu pojazdów ciężarowych, które mogą być wyodrębnione z danych WIM i szacowanie danych wejściowych niezarejestrowanych w danych WIM.

### 9.1.1 Dane wejściowe specyficzne dla danej drogi

Jako specyficzne dla danej lokalizacji zostały określone następujące parametry wejściowe, które muszą być uzyskane od zarządców drogowych:

- **Początkowy dwustronny średnioroczny dobowy ruch pojazdów ciężarowych (AADTT) (*Initial Two-Way Average Annual Daily Truck Traffic (AADTT)*)** – AADTT ma znaczący wpływ na przewidywane wskaźniki zachowanie nawierzchni i reprezentuje/odwzorowuje średnią ważoną ruchu pojazdów ciężarowych w dni powszednie i w weekend. AADTT może być uzyskane z danych WIM, zautomatyzowanych liczników pojazdów, lub ręcznego pomiaru ruchu. Wartość wprowadzona do programu MEPDG jest wartością AADTT po oddaniu drogi do ruchu lub ukończeniu przebudowy (remontu). Dodatkowo użytkownik powinien zapewnić że wprowadzona wartość dotyczy obu kierunków i wszystkich pasów. Jeżeli wprowadzany jest jednostronny/jednokierunkowy ruch pojazdów ciężarowych, procent pojazdów ciężarowych w kierunku projektowanym powinien być ustawiony 100%.
- **Procent pojazdów ciężarowych na projektowanym pasie (*Percent Trucks in Design Lane*)** – procent pojazdów ciężarowych na projektowanym pasie jest zwykle zdeterminowany przez oszacowanie procentu ruchu pojazdów ciężarowych na projektowanym pasie w odniesieniu do całkowitego ruchu pojazdów ciężarowych w jednym kierunku. Jednakże definicja użyta w MEPDG jest nieco odmienna; jest on zdefiniowany jako podstawowa kategoria pojazdów ciężarowych dla drogi. Podstawowa kategoria pojazdów ciężarowych reprezentuje kategorię ruchu pojazdów przeważającą na drodze. Innymi słowy procent pojazdów ciężarowych na projektowanym pasie jest szacowany dla każdej kategorii pojazdów ciężarowych, a do określania wartości stosowana jest kategoria dominująca. Procent pojazdów ciężarowych na projektowanym pasie może być oszacowany na podstawie danych AVC lub danych ręcznego pomiaru ruchu pojazdów ciężarowych.
- **Procent pojazdów ciężarowych w kierunku projektowanym (*Percent Trucks in Design Direction*)** – ta wartość reprezentuje procent pojazdów ciężarowych w kierunku projektowanym w odniesieniu do wszystkich pojazdów ciężarowych korzystających z drogi w obydwu kierunkach. Wartość ta może być oszacowana na podstawie danych AVC lub danych ręcznego pomiaru ruchu pojazdów ciężarowych.
- **Prędkość operacyjna (*Operational Speed*)** – Prędkość pojazdów ciężarowych ma znaczny wpływ na prognozowaną wartość modułu  $E^*$   $\text{mma}$ , a w konsekwencji na uszkodzenia nawierzchni. Mniejsza prędkość skutkuje większym przyrostem uszkodzeń obliczonych przez MEPDG (więcej spękań zmęczeniowych, głębsze koleiny lub osiadanie płyt betonowych). Prędkość dopuszczalna była stosowana we wszystkich działaniach kalibracyjnych. Zaleca się stosowanie prędkości dopuszczalnej pojazdów ciężarowych w projektach, chyba że nawierzchnia jest zlokalizowana w specjalnej strefie małej prędkości, takich jak strome wzniesienie lub przystanek autobusowy.
- **Wzrost ruchu pojazdów ciężarowych (*Growth of Truck Traffic*)** – Wzrost ruchu pojazdów ciężarowych jest trudny do precyzyjnego oszacowania z powodu wielu warunków miejscowych i społeczno-ekonomicznych czynników, które są trudne, jeżeli nie niemożliwe, do przewidzenia za ponad 20 lat. Zarządcy dróg mogą być konsultantami w celu oszacowania wzrostu ruchu pojazdów ciężarowych w czasie. W MEPDG możliwe jest użycie różnych wartości przyrostów dla różnych kategorii pojazdów ciężarowych, lecz przyjęto, że wartość przyrostu jest niezmienna w czasie; innymi słowy wartość przyrostu pozostaje stała w trakcie okresu analizy. Wartości przyrostu zależne od kategorii pojazdów ciężarowych mają znaczący wpływ na przewidywane

zachowanie nawierzchni i mogą być zdeterminowane przez tak wiele informacji jak to możliwe dotyczących artykułów/towarów transportowanych wewnątrz i przez teren lokalizacji projektu.

### 9.1.2 Dane wejściowe wyodrębnione z danych WIM

Dane wejściowe ruchu pojazdów ciężarowych konieczne do uruchomienia programu MEPDG zarejestrowane w danych WIM są zestawione i zdefiniowane w niniejszym rozdziale. Jak wspomniano, program projektu 1-39 NCHRP może być stosowany w celu ustalenia danych wejściowych dotyczących ruchu pojazdów ciężarowych zarejestrowanych w danych WIM. Jeżeli projekt 1-39 NCHRP lub inny program są niedostępne, to dane wejściowe ruchu mogą zostać stworzone oddzielnie, co reprezentuje każde oddzielne/osobne okno danych parametrów wejściowych (np. liczba osi pojazdu ciężarowego, miesięczny współczynnik wyrównawczy, rozkład obciążenia pojedynczej osi). Poniżej podano wskazówki określania parametrów wejściowych dla tych wartości.

- **Rozkład obciążenia osi** (pojedynczej, podwójnej, potrójnej, and poczwórnej) (***Axle-Load Distributions (single, tandem, tridem, and quads)***) – Dane dotyczące rozkładu obciążenia osi są obszerne i ich przetwarzanie powinno być zakończone poza programem MEPDG. Istnieje wiele narzędzi (programów) lub pakietów umożliwiających przetwarzanie danych dotyczących rozkładu obciążenia osi, włącznie z programem projektu 1-39 NCHRP. Te narzędzia programowe mają różne możliwości i funkcjonalność, a użytkownicy mogą chcieć oceniać opcje, jak też wybrać narzędzie najbardziej odpowiadające zarządowi drogowemu.
- **Znormalizowany rozkład pojazdów ciężarowych** (***Normalized Truck-Volume Distribution***) – Średni znormalizowany rozkład pojazdów ciężarowych jest potrzebny w przypadku, gdy dostępne są ograniczone dane WIM do określenia całkowitego rozkładu obciążenia osi dla danego projektu. Znormalizowany rozkład pojazdów ciężarowych jest określany na podstawie analizy danych AVC i reprezentuje dane zebrane w ciągu wielu lat. Wartości domyślne znormalizowanych rozkładów pojazdów ciężarowych z odcinków LTPP są zawarte w tabelicy 9-3, w zależności od różnych grup TTC. Wartość indeksowa TTC jest stosowana w celu wyboru odpowiedniego rozkładu pojazdów ciężarowych na danej drodze i może być określony na podstawie pomiarów ruchu i klasyfikacji funkcjonalności autostrad. W tabelicy 9-4 określono definicje grup TTC zawartych w programie MEPDG w celu określenia znormalizowanego rozkładu pojazdów ciężarowych i znormalizowanego rozkładu obciążenia osi.
- **Konfiguracje obciążenia osi** (rozstaw osi i rozstaw kół) (***Axle-Load Configurations (axle spacing and wheelbase)***) – Rozstaw osi jest rejestrowany w danych WIM. Wartości te okazały się być relatywnie stałe dla standardowych klas pojazdów ciężarowych. Wartości użyte we wszystkich kalibracjach zestawione poniżej są rekomendowane do stosowania, chyba że dominująca klasa pojazdów ciężarowych ma inną konfigurację osi:
  - Rozstaw osi podwójnej; 51,6 cala,
  - Rozstaw osi potrójnej; 49,2 cala,
  - Rozstaw osi poczwórnej; 49,2 cala.

- **Współczynniki rozkładu miesięcznego (*Monthly Distribution Factors*)** – Współczynniki rozkładu miesięcznego są stosowane w celu rozdzielania ruchu pojazdów ciężarowych wewnątrz każdej klasy w ciągu roku. Współczynniki rozkładu miesięcznego równe 1,0 były użyte dla wszystkich klas pojazdów ciężarowych podczas wszystkich działań kalibracyjnych. Powodem zastosowania wartości 1,0 było położenie większości kalibrowanych miejsc wzdłuż systemów międzystanowych lub wzdłuż głównych arterii i nie napotkano znaczących różnic w ruchu pojazdów ciężarowych. Współczynniki rozkładu miesięcznego mogą być określone z WIM, AVC ręcznego pomiaru ruchu pojazdów ciężarowych.
- **Współczynniki rozkładu godzinowego (*Hourly Distribution Factors*)** – Współczynniki rozkładu godzinowego są stosowane w celu rozdzielania całkowitego ruchu pojazdów ciężarowych w ciągu typowego dnia. Współczynniki rozkładu godzinowego mogą być oszacowane z WIM, AVC ręcznego pomiaru ruchu pojazdów ciężarowych. Średnie wartości domyślne zostały określone na podstawie analizy danych LTPP WIM. Współczynniki rozkładu godzinowego są wymagane jedynie w przypadku analizy nawierzchni sztywnych, łącząc rozkład godzinowy z gradientem temperatury na grubości płyty betonowej. Analizy nawierzchni podatnych w odniesieniu do temperatury są wykonywane na podstawie rozkładu miesięcznego. Patrz: rozdział 5.2.1 dot. nawierzchni podatnych.

**Tablica 9-3. Zestawienie klasyfikacji pojazdów ciężarowych (TTC) i odpowiadające im domyślne wartości rozkładu klas pojazdów ciężarowych zawarte w programie MEPDG**

Grupa TTC i jej opis		Rozkład klasy pojazdów ciężarowych (%)									
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych jednoprzyczepowych (typ I)	1,3	8,5	2,8	0,3	7,6	74,0	1,2	3,4	0,6	0,3
2	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych jednoprzyczepowych (typ II)	2,4	14,1	4,5	0,7	7,9	66,3	1,4	2,2	0,3	0,2
3	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych jednoprzyczepowych (typ I)	0,9	11,6	3,6	0,2	6,7	62,0	4,8	2,6	1,4	6,2
4	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych jednoprzyczepowych (typ III)	2,4	22,7	5,7	1,4	8,1	55,5	1,7	2,2	0,2	0,4
5	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych jedno i wieloprzyczepowych (typ II)	0,9	14,2	3,5	0,6	6,9	54,0	5,0	2,7	1,2	11,0
6	Droga dla pojazdów ciężarowych umiarkowanie lekkich i jednoprzyczepowych (typ I)	2,8	31,0	7,3	0,8	9,3	44,8	2,3	1,0	0,4	0,3
7	Droga głównie dla mieszanych pojazdów ciężarowych (typ I)	1,0	23,8	4,2	0,5	10,2	42,2	5,8	2,6	1,3	8,4
8	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych wieloprzyczepowych (typ I)	1,7	19,3	4,6	0,9	6,7	44,8	6,0	2,6	1,6	11,8
9	Droga dla pojazdów ciężarowych umiarkowanie lekkich i jednoprzyczepowych (typ II)	3,3	34,0	11,7	1,6	9,9	36,2	1,0	1,8	0,2	0,3
10	Droga głównie dla mieszanych pojazdów ciężarowych (typ II)	0,8	30,8	6,9	0,1	7,8	37,5	3,7	1,2	4,5	6,7
11	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych wieloprzyczepowych (typ II)	1,8	24,6	7,6	0,5	5,0	31,3	9,8	0,8	3,3	15,3
12	Droga dla pojazdów ciężarowych umiarkowanie lekkich i jednoprzyczepowych (typ III)	3,9	40,8	11,7	1,5	12,2	25,0	2,7	0,6	0,3	1,3
13	Droga głównie dla mieszanych pojazdów ciężarowych (typ III)	0,8	33,6	6,2	0,1	7,9	26,0	10,5	1,4	3,2	10,3
14	Droga głównie dla lekkich pojazdów ciężarowych (typ I)	2,9	56,9	10,4	3,7	9,2	15,3	0,6	0,3	0,4	0,3
15	Droga głównie dla lekkich pojazdów ciężarowych (typ II)	1,8	56,5	8,5	1,8	6,2	14,1	5,4	0,0	0,0	5,7
16	Droga głównie dla pojazdów ciężarowych lekkich i wieloprzyczepowych	1,3	48,4	10,8	1,9	6,7	13,4	4,3	0,5	0,1	12,6
17	Droga głównie dla autobusów	36,2	14,6	13,4	0,5	14,6	17,8	0,5	0,8	0,1	1,5

**Tablica 9-4. Definicje i opisy grup TTC**

Autobusy w potoku pojazdów ciężarowych	Towary transportowane przez dany typ pojazdu ciężarowego		Nr grupy TTC
	Wieloprzyczepowe	Pojazdy ciężarowe z przyczepą i bez naczepy	
Mało do brak (< 2%)	Relatywnie duża ilość pojazdów ciężarowych wieloprzyczepowych (>10%)	Przeważnie pojazdy ciężarowe z naczepą	5
		Wysoki procent pojazdów ciężarowych z jedną przyczepą, zdarza się niewielki procent pojazdów ciężarowych bez naczepy	8
		Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z przewagą pojazdów ciężarowych z naczepą	11
		Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z równym udziałem pojazdów ciężarowych z naczepą i bez naczepy	13
		Przeważnie pojazdy ciężarowe bez naczepy	16
	Średnia ilość pojazdów ciężarowych wieloprzyczepowych (2 do 10%)	Przeważnie pojazdy ciężarowe bez naczepy	3
		Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z przewagą pojazdów ciężarowych z naczepą	7
		Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z równym w przybliżeniu udziałem pojazdów ciężarowych z naczepą i bez naczepy	10
		Przeważnie pojazdy ciężarowe bez naczepy	15
Mało do średnio (>2%)	Mało do brak (< 2%)	Przeważnie pojazdy ciężarowe bez naczepy	1
		Przeważnie pojazdy ciężarowe z naczepą, zdarzają się niewielki procent pojazdów ciężarowych bez naczepy	2
		Przeważnie pojazdy ciężarowe z naczepą z małą do średniej ilości pojazdów ciężarowych bez naczepy	4
		Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z przewagą pojazdów ciężarowych z naczepą	6
		Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z równym w przybliżeniu udziałem pojazdów ciężarowych z naczepą i bez naczepy	9
		Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z przewagą pojazdów ciężarowych bez naczepy	12
		Przeważnie pojazdy ciężarowe bez naczepy	14
Droga głównie dla autobusów (>25%)	Mało do brak (< 2%)	Mieszany ruch pojazdów ciężarowych z równym w przybliżeniu udziałem pojazdów ciężarowych z naczepą i bez naczepy	17

### 9.1.3 Dane wejściowe ruchu pojazdów ciężarowych nie uwzględnione w danych WIM

Parametry wejściowe dotyczące ruchu pojazdów ciężarowych potrzebne do działania programu MEPDG niezarejestrowane w danych WIM są zestawione i zdefiniowane w niniejszym rozdziale. Poniżej wyszczególniono te parametry wejściowe i podano wskazówki określania parametrów wejściowych dla tych wartości.

- **Rozstaw opon bliźniaczych (*Dual Tire Spacing*)** – Program MEPDG zakłada, że wszystkie standardowe osie pojazdów ciężarowych mają opony bliźniacze. Rozstaw opon bliźniaczych powinien reprezentować większość pojazdów ciężarowych korzystających z drogi i być podany na podstawie standardów producentów pojazdów ciężarowych. Jako domyślna została wybrana wartość 12 cali, na podstawie rozstawu opon stosowanego w większości pojazdów ciężarowych. Zaleca się stosowanie tej wartości domyślnej, chyba że przeważający typ pojazdów ciężarowych

ma specjalne warunki obciążenia. Stosowanie pojedynczych opon super lub pojedynczych opon może być symulowane w programie MEPDG przez wybranie specjalnych warunków obciążenia lub po prostu przez zwiększenie rozstawu opon bliźniaczym do wartości, przy której wpływ jednej opony na drugą staje się nieznaczący. W większości przypadków dystans ten wynosi 60 cali.

- **Ciśnienie w oponie (*Tire Pressure*)** – Program MEPDG zakłada stałe ciśnienie w oponie dla wszystkich warunków obciążenia reprezentujących warunki robocze (gorące ciśnienie pneumatyczne w oponie). Wartość średnia 120 psi (funtów na cal kwadratowy) została przyjęta podczas wszystkich działań kalibracyjnych. Zaleca się stosowanie tej wartości, chyba że gorące ciśnienie pneumatyczne jest znane z wcześniejszych studiów lub symulowane są specjalne warunki obciążenia.
- **Rozkład toru jazdy osi (*Lateral Wander of Axle Loads*)** – W programie MEPDG założono stały rozkład toru jazdy wszystkich pojazdów ciężarowych. Wartość 10 cali została przyjęta podczas wszystkich działań kalibracyjnych, niezależnie od szerokości pasa. W niektórych rejonach zurbanizowanych zostały wybudowane węższe pasy z powodu ograniczeń szerokości prawa swobodnego przejazdu. Dla wąskiej szerokości pasów (mniej niż 10 ft) zaleca się użycie mniejszej wartości rozkładu toru jazdy; sugeruje się wartość 8 cali, chyba że użytkownik dokonał pomiaru tej wartości. Podobnie, dla szerokich pasów (większych od 12 ft), zaleca się przyjmowanie większej wartości rozkładu toru jazdy; zaleca się wartość 12 cali, chyba że użytkownik dokonał pomiaru tej wartości.

*Komentarz: Ze względu na odmienną konfigurację osi i obciążenie pojazdów w USA i w Polsce konieczne jest przystosowanie założeń przyjętych w MEPDG do polskich warunków obciążenia i konfiguracji pojazdów. W tym celu przedstawiono interpretację wymagań danych wejściowych w odniesieniu do polskich warunków projektowych.*

*Dostosowanie danych wejściowych*

*Przedstawiono tu interpretację wymagań danych wejściowych w odniesieniu do polskich warunków projektowych.*

*Natężenie ruchu*

- *Dwukierunkowy średnioroczny dobowy ruch pojazdów ciężarowych (AADTT) – Średni dobowy ruch pojazdów ciężkich (SDR).*
- *Liczba pasów na projektowanym kierunku ruchu – zgodnie z wytycznymi MEPDG.*
- *Udział pojazdów ciężarowych na projektowanym kierunku ruchu – zgodnie z wytycznym MEPDG.*
- *Udział pojazdów ciężarowych na projektowanym pasie ruchu – zgodnie z wytycznym MEPDG (spójność metody polskiej i amerykańskiej).*
- *Prędkość operacyjna pojazdów – brak danych, proponuje się stosowanie prędkości 80 km/h (maksymalna dopuszczalna prędkość pojazdów ciężarowych) do czasu uzyskania wiarygodnych danych terenowych.*



### *Współczynniki korygujące*

- *Miesięczne współczynniki korygujące – zgodnie z wytycznym MEPDG.*
- *Rozkład klas pojazdów – proponuje się wyłączenie z analiz pojazdów klas od 11 – 13 (pojazdy ciężarowe wieloprzyczepowe), które nie występują na polskich drogach.*
- *Współczynniki godzinowego rozkładu pojazdów ciężarowych – zgodnie z wytycznymi MEPDG.*
- *Współczynniki wzrostu ruchu – zgodnie z wytycznymi MEPDG.*

### *Współczynniki rozkładu obciążenia osi*

*Brak dostępnych danych możliwych do zastosowania w projektowaniu jako wartości domyślnych. Proponuje się stworzenie wytycznych dotyczących zbierania i administrowania danymi pochodzącymi ze stacji ważenia pojazdów w ruchu WIM. Do czasu utworzenia takich baz danych należy postępować zgodnie z wytycznymi MEPDG.*

### *Dane ogólne*

*Ogólne dane wejściowe o ruchu określają konfigurację obciążenia osi i szczegóły obciążeń stosowane do obliczeń reakcji nawierzchni. Proponuje się postępowanie zgodnie z wytycznymi MEPDG do czasu uzyskania danych w tym zakresie.*

---

## **9.2 Klimat**

Szczegółowe dane klimatyczne są wymagane w celu prognozowania uszkodzeń nawierzchni w MEPDG, tj. temperatura co godzinę, opady atmosferyczne, prędkość wiatru, względna wilgotność i pokrywa chmur. Te dane są używane do przewidywania temperatury i wilgotności w każdej z warstw nawierzchni, jak również do dostarczania pewnych lokalnych współczynników jako danych do modeli prognozowania równości.

Wszystkie dane klimatyczne potrzebne w MEPDG są dostępne w stacjach pogodowych, zwykle zlokalizowanych na lotniskach dookoła Stanów Zjednoczonych. MEPDG ma dużą liczbę stacji pogodowych wbudowaną w programie w celu udogodnienia stosowania i implementacji (obecnie 851 stacji). Użytkownik musi jedynie znać długość i szerokość geograficzną projektu, a program automatycznie wybierze 6 stacji pogodowych najbliższych danej lokalizacji. Długość geograficzna, szerokość geograficzna, wysokość i liczba miesięcy dostępnych danych mogą być przeglądane przez użytkownika przy wyborze stacji pogodowych do użycia przez program do stworzenia wirtualnej stacji pogodowej w miejscu lokalizacji projektu w celu prognozowania uszkodzeń nawierzchni.

Wiele stacji pogodowych może zostać wybranych w celu dostarczenia danych klimatycznych potrzebnych w MEPDG. Stacje pogodowe wybrane przez użytkownika są używane w celu obliczenia wirtualnej stacji pogodowej dla lokalizacji projektu. Rekomendowane jest wiele stacji pogodowych z powodu możliwości utraty danych i błędów z jednej stacji pogodowej. Braki w danych lub błędy mogą spowodować zawieszenie się lub ustanie działania programu MEPDG, w przypadku wyboru jednej stacji pogodowej. Stacje pogodowe wybrane w celu stworzenia wirtualnej stacji pogodowej w

miejscu lokalizacji projektu powinny mieć podobną wysokość, jeżeli to możliwe, mimo że temperatury są korygowane dla różnych wysokości.

W przypadku autostrad, gdzie rozpiętość warunków klimatycznych jest bardzo szeroka, zaleca się podzielenie obszaru na podobne strefy klimatyczne (w przybliżeniu ta sama temperatura otoczenia i wilgotność) i zidentyfikowanie stacji pogodowych dla każdej z tych stref. Jeżeli ilość stacji pogodowych istniejących w programie MEPDG jest niewystarczająca dla projektu lub regionu, dodatkowe stacje mogą być ręcznie utworzone przez ICM (zewnętrzny w stosunku do MEPDG) stosując stacje pogodowe w rejonie z ograniczonymi danymi pogodowymi.

Innym parametrem wejściowym jest głębokość do zwierciadła wody gruntowej i jest on dyskutowany w kolejnym rozdziale.

*Komentarz: W MEPDG włączony jest zewnętrzny program ICM zawierający liczną grupę stacji pogodowych w USA. Nie jest możliwe włączenie stacji pogodowych w Polsce do programu MEPDG w USA. Proponuje się, zgodnie z sugestiami przesłanymi od administratora danych z USA, że najlepszym dostępnym rozwiązaniem jest wybór amerykańskich odpowiedników polskich stacji meteorologicznych (patrz: Tablica).*

**Tablica. Przyporządkowane sobie stacji meteorologiczne w Polsce i USA**

Nr i nazwa stacji w Polsce		Nr i nazwa stacji w USA	
12100	Kołobrzeg	54777	TAUNTON   MA
12105	Koszalin	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12120	Łeba	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12135	Hel	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12136	Cewice	94040	MC COOK   NE
12154	Malbork	14925	ROCHESTER   MN
12195	Suwałki	94960	MINNEAPOLIS   MN
12200	Świnoujście	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12205	Szczecin	93989	QUINCY   IL
12212	Świdnin	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12215	Ustka	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12226	Mirosławiec	4111	EVANSTON   WY
12230	Piła	94054	BUFFALO   WY
12235	Chojnice	4111	EVANSTON   WY
12250	Toruń	24021	LANDER   WY
12270	Mława	24027	ROCK SPRINGS   WY
12272	Olsztyn	24018	CHEYENNE   WY
12295	Białystok	24018	CHEYENNE   WY
12300	Gorzów Wielkopolski	4111	EVANSTON   WY
12326	Poznań	4111	EVANSTON   WY
12336	Powidz	4112	EVANSTON   WY
12345	Koło	24027	ROCK SPRINGS   WY
12360	Płock	24028	ROCK SPRINGS   WY
12375	Warszawa	24029	ROCK SPRINGS   WY

12399	Terespol	24018	CHEYENNE   WY
12400	Zielona Góra	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12415	Legnica	24027	ROCK SPRINGS   WY
12418	Leszno	93989	QUINCY   IL
12424	Wrocław	3960	CAHOKIA/ST,LOUIS   IL
12435	Kalisz	4111	EVANSTON   WY
12455	Wieluń	24027	ROCK SPRINGS   WY
12465	Łódź	94054	BUFFALO   WY
12469	Sulejów	14922	MINNEAPOLIS   MN
12485	Radom	94990	WINNER   SD
12490	Dęblin	14925	ROCHESTER   MN
12495	Lublin	94990	WINNER   SD
12497	Włodawa	24018	CHEYENNE   WY

*W przyszłości można rozważyć stworzenie systemu danych klimatycznych w Polsce analogicznego do systemu włączonego do MEPDG obejmującego stacje na kontynencie amerykańskim (USA i Kanada).*

## 9.3 Podłoże gruntowe

### 9.3.1 Badania podłoża do projektowania nawierzchni

W procesie projektowania nawierzchni należy rozważyć poziome i pionowe zmienności rodzajów gruntu podłoża, wilgotności, gęstości, głębokości zwierciadła wody gruntowej i usytuowania warstw skały. Grunty pęczniejące, grunty wysadzinowe i przepływ wody gruntowej muszą zostać rozpoznane i rozważone w procesie projektowania a nawierzchni ze względu na ich negatywny wpływ na zachowanie nawierzchni. AASHTO R13 zawiera wskazówki wykonywania badań podłoża w przypadku nowych konstrukcji i przebudowy (remontu) istniejących dróg. W przypadku występowania gruntów wątpliwych, należy rozważyć je poza MEPDG, gdyż program nie przewiduje potencjalnej zmiany objętości. Pewne wskazówki dotyczące wyboru różnych opcji w celu zminimalizowania efektu zmiany objętości na zachowanie nawierzchni zawiera rozdział 12.

Rozpoznanie podłoża (liczba wierceń) powinno określić głębokość, grubość (miąższość) i umiejscowienie głównych warstw gruntu i warstwy skały, które mogą ograniczyć okres użytkowania nawierzchni i wyznaczyć potrzebę ulepszenia podłoża i wzmocnienia. Czynności związane z rozpoznaniem podłoża są podsumowane poniżej.

- W celu określania pionowych i poziomych profili gruntowych przygotować plan rozmieszczenia otworów i pobierania próbek zgodnie ze wskazówkami zawartymi a AASHTO R 13. Do planowania badań podłoża i szacowania lokalizacji i liczby otworów można wykorzystać mapy Soil Conservation Service Series (USDA). Na mapach tych pokazane są różne rodzaje gruntów podłoża w obrębie lokalnego obszaru administracyjnego (hrabstwa) i mogą one być pozyskane w bibliotekach lub departamentach geotechnicznych większości zarządów drogowych.
- Prowadzić rozpoznanie topograficzne i podłoża i pobrać dostateczne próbki (nienaruszone i próbki dużej ilości) do badań laboratoryjnych. Ilekroć możliwe jest pozyskanie nienaruszonych próbek do określenia gęstości i modułu sztywności (resilient modulus), pobrać próbki

cylińderkiem o znanej objętości (cylińderek o cienkich ściankach) zgodnie z AASHTO T 207. Pobranie próbek gruntu za pomocą cylińderka nie zawsze jest możliwe. W przypadku gruntów dla których nie jest możliwe pobranie nienaruszonych próbek w trakcie badań terenowych, należy zastosować techniki wiercenia i odłupywania przy pobieraniu próbek. Próbkę z wierceń należy pobrać zgodnie z AASHTO T 203 a próbki odłupywane zgodnie z AASHTO T 206. Głębokość otworów powinna wynosić nie mniej niż 5 stóp poniżej poziomu, gdzie pozostaną naturalne nienaruszone warstwy podłoża. Niektóre otwory mogą być wykonane głębiej w celu określenia krytycznych właściwości podłoża takich jak poziom (warstwa) przepływu wody gruntowej, zwietrzałe podłoże skaliste, nasyczone warstwy gruntów itd. Projektant może wprowadzić sezonowe głębokości zwierciadła wody gruntowej, jeżeli na budowie zebrano wystarczające dane. Rekomendowane jest stosowanie jednego poziomu, chyba że pomiary terenowe lub dane archiwalne wskazują na sezonowe wahania.

- Dzienniki polowe powinny zostać przygotowane i użyte przy ustalaniu planu badań laboratoryjnych. Jako wytyczne przygotowania dzienników polowych może być zastosowana procedura AASHTO R 13 lub równorzędna.
- Przeprowadzić badania terenowe w celu ustalenia warunków in-situ warstw podłoża gruntowego. Inne badania mogą zostać wykonane w celu oceny sztywności in-situ, takie jak badanie Kalifornijskiego wskaźnika nośności (CBR, AASHTO T 193). Jednakże użycie sondy dynamicznej (DCP) pozwala na oszacowania modułu in-situ istniejącego gruntu podłoża. Badania DCP należy przeprowadzić zgodnie z procedurą ASTM D 6951 lub równorzędną. Badania terenowe i ich zastosowanie są omówione w kolejnym rozdziale.
- Przygotować wiercenia podsumowujące wyniki rozpoznania podłoża. Wiercenia mogą wykazać głębokość i grubość (miąższość) poszczególnych warstw gruntu, głębokość do warstwy nośnej twardej warstwy lub skały, głębokość do zwierciadła wody gruntowej lub wilgotnej warstwy gruntu i zwykłe warunki, które wpływają na konstrukcje nawierzchni i jej zachowanie. Głębokość do zwierciadła wody gruntowej jest ważną daną wejściową, ponieważ MEPDG ma możliwość, przez użycie ICM, oszacowania zmian modułu sztywności warstw kruszywa i gruntów podbudowy w czasie. W przypadku większości projektów nawierzchni, głębokość do zwierciadła wody gruntowej większa od 20 stóp poniżej projektowanej niwelety nawierzchni będzie miał minimalny wpływ na prognozowanie uszkodzeń nawierzchni.
- Na podstawie badań podłoża należy zaplanować program badań laboratoryjnych.

### **9.3.2 Badania laboratoryjne i polowe gruntów do projektowania nawierzchni**

Program badań laboratoryjnych i polowych może być zastosowany w celu określenia właściwości podłoża (podbudowy) nawierzchni. Właściwości gruntów potrzebne do projektowania są dyskutowane w rozdziale 11, a rodzaje zabiegów mające na celu wzmocnienie podłoża zawiera rozdział 12. Program badań może być pogrupowany według trzech podstawowych właściwości; klasyfikacja badania klasyfikujące, badania objętościowe, badania wytrzymałości i sztywności. Każda grupa jest streszczona poniżej.

- Badania klasyfikujące są wykonywane w celu określenia możliwej zmiany objętości, wysadzinowości i właściwości drenażowych (przepuszczalności) gruntów podłoża nawierzchni. W tablicy 9-5 zestawiono podsumowanie właściwości gruntu. Badania klasyfikujące obejmują analizy sitowe lub gradacji oraz granice Attenberga, i powinny być wykonane dla każdej głównej warstwy gruntu określonej w trakcie badań podłoża. Badania klasyfikujące mogą być wykonane zgodnie z ASTM D 2487 lub równorzędną procedurą do klasyfikacji gruntów. Do klasyfikowania wszystkich gruntów i mieszanek kruszywowo-gruntowych do nawierzchni autostrad mogą być stosowane przepisy techniczne AASHTO M 145. Wyniki badań klasyfikujących i tablica 9-5 mogą być użyte w celu określenia rodzajów wzmocnienia podłoża nawierzchni w celu ograniczenia skutków gruntów wątpliwych (gruntów mogących powodować problemy), jeżeli występują.
- Badania objętościowe (gęstość objętościowa szkieletu i wilgotność) powinny być wykonane na nienaruszonych próbkach pobranych z warstw gruntu, które nie będą odpajane i przetwarzane. Jeżeli uzyskanie nienaruszonych próbek nie jest możliwe, wilgotność należy określić na próbkach naruszonych pobranych podczas wierceń zgodnie z AASHTO T 265.

Moduł in-situ podłoża nawierzchni (nieodspajanego i nieprzetwarzanego w trakcie budowy) jest ważnym parametrem wejściowym, zwłaszcza w przypadku projektowania nowych nawierzchni podatnych. Moduł sztywności gruntów podłoża in-situ może być oszacowany z badań DCP, właściwości fizycznych gruntów podłoża lub zmierzony w laboratorium według AASHTO T 307 (lub procedury rekomendowanej w projekcie NCHRP 1-28A; Witczak 2003). Wskazówki odnośnie do wyznaczania wartości projektowej modułu sztywności zawiera rozdział 11.5.

*Komentarz: W programie MEPDG do projektowania wykorzystywane są dane wyznaczone zgodnie z normami ASTM i AASHTO. W celu przystosowania metod gromadzenia danych o podłożu gruntowym wykonano analizę metod badawczych zawartych w normach ASTM i procedurach AASHTO i porównano je z metodami badawczymi stosowanymi w Polsce - normy PN, PN-EN, specyfikacje CEN ISO/TS. Na podstawie tej analizy wskazano zalecane metody badań poszczególnych parametrów gruntów podłoża (Patrz: Tablica).*

*Ponadto przeanalizowano zalecane dla poziomu 2 i 3 wartości modułu sztywności sprężystej materiałów niezwiązanej podbudowy z kruszywa, warstwy mrozochronnej (podbudowy pomocniczej), nasypów oraz podłoża gruntowego (Patrz: Tablica).*

**Tablica. Analiza metod badawczych ASTM i AASHTO oraz PN, PN-EN i CEN ISO/TS**

Normy AASHTO i ASTM	Normy PN i PN-EN odpowiadające lub najbardziej zbliżone metodyką badania do AASHTO i ASTM	Uwagi i komentarze dot. metodyki badań w stosunku do AASHTO i ASTM	Zalecana metoda
Materiały i grunty niezwiązane			
AASHTO T88 Particle Size Analysis of Soils	PN-88/B-04481 Grunty budowlane -Badania próbek gruntu	Analiza sitowa i areometryczna podobne. Drobne różnice w sitach wynikające z innej klasyfikacji gruntów. Inne rodzaje płynów używane do stworzenia zawiesiny, ale metodyki badań są zgodne z AASHTO T88 .	ISO/TS 17892-4
	PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 4: Oznaczenie składu granulometrycznego	Analiza sitowa i areometryczna podobne. Dodatkowo do analizy areometrycznej dodano analizę pipetową. Drobne różnice w sitach, raczej nieistotne. Płyny chemiczne do zawiesiny zgodne z AASHTO T88.	
AASHTO T 89 Determining the Liquid Limits of Soils	PN-88/B-04481 Grunty budowlane - Badania próbek gruntu	Oznaczanie granicy płynności metodą Cassagrand'a zgodna z AASHTO T 89, lecz długość zlania bruzdy wynosi 10mm a w AASHTO T 89 wynosi 13mm. Norma PN nie precyzuje uziarnienia próbki do badania a AASHTO T 89 podaje że grunt należy przesiać przez 0,425mm.	PN-88/B-04481 Z zaleceniem przesiania próbki przez sito 0,425mm
	PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 12: Oznaczenie granic Atterberga	Oznaczanie granicy płynności metodą stożkową. Metoda Cassagrand'a nie jest zalecana. Mogą wystąpić różnice pomiędzy badaniami AASHTO T 89 I PKN-CEN ISO/TS 17892-1	
AASHTO T 90 Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils	PN-88/B-04481 Grunty budowlane -Badania próbek gruntu	Metoda wałeczkania i określenia granic plastyczności – bez różnic	PN-88/B-04481 lub ISO/TS 17892-12
	PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 12: Oznaczenie granic Atterberga	Metoda wałeczkania i określenia granic plastyczności – bez różnic	
AASHTO T 99 Moisture Density Relations of Soils Using a 2.5 kg (5.5 lb) Rammer and a 305 mm (12 in) Drop	PN-88/B-04481 Grunty budowlane -Badania próbek gruntu	Metoda badania bez różnic	PN-88/B-04481
	PN-EN 13286-2:2010 Mieszanki niezwiązane i związane hydraulicznie - Część 2: Metody badań laboratoryjnych gęstości na sucho i zawartości wody - Zagęszczanie metodą Proctora (oryg.) – stosowana dla kruszyw	Ogólnie metoda badania bez różnic. Występują drobne różnice w tolerancjach wymiarów cylindrów, bez wpływu na wynik badania.	

Normy AASHTO i ASTM	Normy PN i PN-EN odpowiadające lub najbardziej zbliżone metodyką badania do AASHTO i ASTM	Uwagi i komentarze dot. metodyki badań w stosunku do AASHTO i ASTM	Zalecana metoda
AASHTO T 100 Specific Gravity of Soils	PN-88/B-04481 Grunty budowlane -Badania próbek gruntu	Metoda badania zgodna z AASHTO T 100	PN-88/B-04481 lub ISO/TS 17892-3
	PKN-CEN ISO/TS 17892-3:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 3: Oznaczenie gęstości właściwej - Metoda piknometru	Metoda badania zgodna z AASHTO T 100	
AASHTO T 180 Moisture Density Relations of Soils Using a 4.54-kg (10 lb) Rammer and an 457-mm (18 in) Drop	PN-88/B-04481 Grunty budowlane -Badania próbek gruntu.	Metoda badania bez różnic.	PN-88/B-04481
	PN-EN 13286-2:2010 Mieszanki niezwiązane i związane hydraulicznie - Część 2: Metody badań laboratoryjnych gęstości na sucho i zawartości wody - Zagęszczanie metodą Proctora (oryg.) - stosowana dla kruszyw	Metoda badania bez różnic. Występują drobne różnice w tolerancjach wymiarów cylindrów, lecz bez wpływu na wynik badania.	
AASHTO T 190 Resistance R-Value and Expansion Pressure of Compacted Soils	Brak normy		szacować wg MEPDG dla poziomu 2 i 3
AASHTO T 193 The California Bearing Radio	PN-S-02205 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania) stosowana dla gruntów.	Metoda zgodna z AASHTO T 193	PN-S-02205
	PN-EN 13286-47:2007 Mieszanki niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym -- Część 47: Metoda badania do określenia kalifornijskiego wskaźnika nośności, natychmiastowego wskaźnika nośności i pęcznienia liniowego (stosowana dla kruszyw)	Metoda zgodna z AASHTO T 193, lecz norma nie precyzuje rodzaju pielęgnacji. WG AASHTO próbkę należy nasączać wodą	
AASHTO T 206 Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils	PN-EN ISO 22476-3:2005 Rozpoznanie i badania geotechniczne - Badania polowe - Część 3: Sonda cylindryczna SPT	Metoda zgodna z AASHTO T 206	PN-EN ISO 22476-3
AASHTO T 207 Thin-Walled Tube Sampling of Soils	PN-EN 1997:2 PN-EN ISO 22475-1:2006 Rozpoznanie i badania geotechniczne -- Pobieranie próbek metodą wiercenia i odkrywek oraz pomiary wód gruntowych -- Część 1: Techniczne zasady wykonania	Dostosować kształt i wymiary urządzenia do klasy próbki i rodzaju badania	PN-EN 1997:2 i EN ISO 22475-1
AASHTO T 215 Permeability of Granular Soils (Constant Head)	PN-55/B-04492 Grunty budowlane. Badania właściwości fizycznych. Oznaczenie wskaźnika wodoprzepuszczalności	Stara polska norma stosowana wyłącznie dla gruntów piaszczystych.	ISO/TS 17892-11
	PKN-CEN ISO/TS 17892-11:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 11: Badanie filtracji przy stałym i zmiennym gradencie hydraulicznym	Norma badania dla wszystkich rodzajów gruntów sypkich i spoiстых, podaje metody przy stałym i zmiennym spadku hydraulicznym	

Normy AASHTO i ASTM	Normy PN i PN-EN odpowiadające lub najbardziej zbliżone metodyką badania do AASHTO i ASTM	Uwagi i komentarze dot. metodyki badań w stosunku do AASHTO i ASTM	Zalecana metoda
ASTM D2434-68 Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head)	PN-55/B-04492 Grunty budowlane. Badania właściwości fizycznych. Oznaczanie wskaźnika wodoprzepuszczalności	j/w	ISO/TS 17892-11
	PKN-CEN ISO/TS 17892-11:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 11: Badanie filtracji przy stałym i zmiennym gradiencie hydraulicznym	j/w	
AASHTO T 258 Determining Expansive Soils	PN-S-02205 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania		
AASHTO T 265 Laboratory Determination of Moisture Content of Soils	PN-88/B-04481 Grunty budowlane -Badania próbek gruntu.	Normy PN i PN-EN zgodne z metodyką AASHTO T 265	PN-88/B-04481
	PKN-CEN ISO/TS 17892-1:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 1: Oznaczanie wilgotności		lub ISO/TS 17892-1
AASHTO T 307 Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials	PN-EN 13286-7:2004 Mieszanki niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym - Część 7: Próba cyklicznego obciążania trójosiowego mieszanek niezwiązanych (oryg.)	Różnice w metodach. Na obecnym etapie zaleca się stosować PN-EN 13286-7	PN-EN 13286-7
	PKN-CEN ISO/TS 17892-9:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 9: Badanie gruntów w aparacie trójosiowego ściskania po nasyceniu wodą		
ASTM D 2487 Classification of Soils for Engineering Purposes	PN-S-02205 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania	ASTM D 2487 zawiera klasyfikację gruntów do celów inżynierskich opartą na właściwościach gruntów określonych wg norm badań (które dobrano wg norm PN lub PN-EN). Klasyfikacja jest różna od stosowanej obecnie w Polsce klasyfikacji PN-EN ISO, dlatego do klasyfikacji gruntów do stosowania w MEPDG zaleca się stosować ASTM D 2487 i AASHTO M 145. Kwalifikowanie materiału do klasy geotechnicznej wg opracowania IBDiM	ASTM D 2487 i AASHTO M 145 wg opracowania IBDiM oraz PN-EN ISO 14688
	PN-B-02480:1986 Grunty budowlane - Określenia, symbole, podział i opis gruntów		
	PN-EN ISO 14688-1:2006 Badania geotechniczne - Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów - Część 1: Oznaczanie i opis		
	PN-B-02481:1998 Geotechnika - Terminologia podstawowa, symbole literowe i jednostki miar		
	PN-EN ISO 14688-2:2006 Badania geotechniczne - Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów - Część 2: Zasady klasyfikowania		



Normy AASHTO i ASTM	Normy PN i PN-EN odpowiadające lub najbardziej zbliżone metodyką badania do AASHTO i ASTM	Uwagi i komentarze dot. metodyki badań w stosunku do AASHTO i ASTM	Zalecana metoda
ASTM D 6951 Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone. Penetrometer in Shallow Pavement Applications	Brak normy		ASTM D 6951

**Tablica. Wymagania i metody badań nowych i istniejących materiałów niezwiązanych do podbudowy z kruszywa, warstwy mrozochronnej (podbudowy pomocniczej), nasypów oraz podłoża gruntowego - poziom 1**

Rodzaj konstrukcji	Wyznaczany parametr	Dane wyznaczone:		Zalecany protokół badawczy i/lub źródło danych	Zalecana metoda do stosowania w Polsce
		Empirycznie	Szacunkowo		
Nowa (próbki laboratoryjne) i istniejąca (materiał wyekstrahowany)	Dwie możliwości: Współczynniki regresji $k_1, k_2, k_3$ uogólnionego modelu konstytutywnego określającego moduł sztywności sprężystej w funkcji stanu naprężenia oraz przez regresję wyznaczonych laboratoryjnie wartości modułu sztywności sprężystej. Wyznaczenie średniej projektowej wartości modułu sztywności dla oczekiwanego stanu naprężenia zabudowanego materiału na podstawie wyznaczonego laboratoryjnie modułu sztywności sprężystej.	X		AASHTO T 307 lub NCHRP I-28A Uogólniony model wykorzystywany w instrukcji MEPDG opisuje następujące równanie: $M_r = k_1 P_a \left( \frac{\Theta}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3}$ gdzie: $M_r$ = moduł sztywności sprężystej, psi $\Theta$ = suma naprężeń głównych $= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ $\sigma_1$ = największe naprężenie główne $\sigma_2$ = pośrednie naprężenie główne $\sigma_3$ = najmniejsze naprężenie główne dla ograniczającego ciśnienia $\tau_{oct}$ = oktaedryczne naprężenie ścinające $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$ $P_a$ = znormalizowane naprężenie $k_1, k_2, k_3$ = stałe regresji	PN-EN 13286-7
	Współczynnik Poissona		X	Brak norm krajowych, zastosować wartości standardowe podane w instrukcji MEPDG.	Brak norm krajowych, zastosować wartości standardowe podane w instrukcji MEPDG
	Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego	X		AASHTO T 180	PN-B 04481
	Wilgotność optymalna	X		AASHTO T 180	PN-B 04481
	Ciężar właściwy	X		AASHTO T 100	PN-B 04481 lub ISO/TS 17892-3
	Wodoprzepuszczalność	X		AASHTO T 215	ISO/TS 17892-11
	Parametry krzywej charakteryzującej układ grunt-woda	X		Płyta naciskowa (AASHTO T 99) Proctor Papier filtracyjny (AASHTO T 180) Proctor mod. Piknometr (AASHTO T 100) gęstość właściwa.	PN-B 04481 PN-B 04481 PN-B 04481 lub ISO/TS 17892-3
Istniejący materiał przewidziany do pozostawienia	Moduł obliczony powtórnie z badania FWD	X		AASHTO T 256 i ASTM D 5858	według metody stosowanej w Polsce
	Współczynnik Poissona		X	Brak norm krajowych, zastosować wartości standardowe podane w instrukcji MEPDG.	Brak norm krajowych, zastosować wartości standardowe podane w instrukcji MEPDG

**Tablica. Zalecane dla poziomu 2 i 3 parametry i wartości wejściowe dla materiałów niezwiązanej podbudowy z kruszywa, warstwy mrozoochronnej (podbudowy pomocniczej), nasypów oraz podłoża gruntowego**

Wymagany parametr wyjściowy	Wymagany poziom wejściowy																																																							
Moduł sztywności sprężystej	<p>Przyjąć dane wejściowe poziomu 3 na podstawie klasyfikacji geotechnicznej AASHTO dla materiałów niezwiązanej podbudowy z kruszywa, podbudowy pomocniczej, nasypu i podłoża gruntowego. Klasa geotechniczna AASHTO wynika z uziarnienia, wskaźnika plastyczności i granicy płynności.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Klasa geotechniczna AASHTO</th> <th colspan="3">Zalecane wartości modułu sztywności sprężystej przy optymalnej wilgotności gruntu (AASHTO T180), psi</th> </tr> <tr> <th>Podbudowa zasadnicza/pomocnicza nawierzchni podatnych i sztywnych</th> <th>Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami podatnymi</th> <th>Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami sztywnymi</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>A-1-a</td><td>40,00</td><td>29,500</td><td>8000</td></tr> <tr><td>A-1-b</td><td>38,000</td><td>26,50</td><td>18,00</td></tr> <tr><td>A-2-4</td><td>32,000</td><td>24,50</td><td>16,500</td></tr> <tr><td>A-2-5</td><td>28,000</td><td>21,500</td><td>16,000</td></tr> <tr><td>A-2-6</td><td>26,000</td><td>21,000</td><td>16,000</td></tr> <tr><td>A-2-7</td><td>24,000</td><td>20,500</td><td>16000</td></tr> <tr><td>A-3</td><td>29,000</td><td>16,50</td><td>16,000</td></tr> <tr><td>A-4</td><td>24,000</td><td>16500</td><td>15,000</td></tr> <tr><td>A-5</td><td>20,000</td><td>15,500</td><td>8,000</td></tr> <tr><td>A-6</td><td>7,000</td><td>14,500</td><td>14,000</td></tr> <tr><td>A-7-5</td><td>12,000</td><td>13,000</td><td>10,000</td></tr> <tr><td>A-7-6</td><td>8,000</td><td>11,500</td><td>13,000</td></tr> </tbody> </table> <p>Uwagi: 1. Moduł sztywności sprężystej przeliczany jest przez program na wartość <math>k</math> w celu analizy nawierzchni sztywnych. 2. Na etapie budowy wartości modułu sztywności sprężystej dla tej samej klasy geotechnicznej AASHTO są różne dla nawierzchni podatnych i sztywnych ze względu na różny poziom stanu naprężeń pod tymi nawierzchniami. Pod wpływem naprężeń wartości modułu sztywności gruntu zmieniają się odpowiednio do stanu naprężenia (wg Tablicy 11-9). Wartości standardowe programu MEPDG obliczono jako medianę z wartości dla odcinków badawczych bazy danych LTPP i wykorzystano do analizy technicznej. Przyjęcie tych wartości jest uzasadnione w przypadku gruntów charakteryzujących się maksymalną gęstością objętościowej szkieletu gruntowego i optymalną wilgotnością, wyznaczonymi zgodnie z AASHTO T 180.</p>	Klasa geotechniczna AASHTO	Zalecane wartości modułu sztywności sprężystej przy optymalnej wilgotności gruntu (AASHTO T180), psi			Podbudowa zasadnicza/pomocnicza nawierzchni podatnych i sztywnych	Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami podatnymi	Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami sztywnymi	A-1-a	40,00	29,500	8000	A-1-b	38,000	26,50	18,00	A-2-4	32,000	24,50	16,500	A-2-5	28,000	21,500	16,000	A-2-6	26,000	21,000	16,000	A-2-7	24,000	20,500	16000	A-3	29,000	16,50	16,000	A-4	24,000	16500	15,000	A-5	20,000	15,500	8,000	A-6	7,000	14,500	14,000	A-7-5	12,000	13,000	10,000	A-7-6	8,000	11,500	13,000
Klasa geotechniczna AASHTO	Zalecane wartości modułu sztywności sprężystej przy optymalnej wilgotności gruntu (AASHTO T180), psi																																																							
	Podbudowa zasadnicza/pomocnicza nawierzchni podatnych i sztywnych	Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami podatnymi	Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami sztywnymi																																																					
A-1-a	40,00	29,500	8000																																																					
A-1-b	38,000	26,50	18,00																																																					
A-2-4	32,000	24,50	16,500																																																					
A-2-5	28,000	21,500	16,000																																																					
A-2-6	26,000	21,000	16,000																																																					
A-2-7	24,000	20,500	16000																																																					
A-3	29,000	16,50	16,000																																																					
A-4	24,000	16500	15,000																																																					
A-5	20,000	15,500	8,000																																																					
A-6	7,000	14,500	14,000																																																					
A-7-5	12,000	13,000	10,000																																																					
A-7-6	8,000	11,500	13,000																																																					
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego	Oszacować na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynności																																																							
Wilgotność optymalna	Oszacować na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynności																																																							
Ciężar właściwy	Oszacować na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynności																																																							
Wodoprzepuszczalność	Wybrać na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynności																																																							
Parametry krzywej charakteryzującej układ grunt-woda	Wybrać na podstawie klasy geotechnicznej materiału kruszywo/ podłoże																																																							

*Na podstawie przeprowadzonych badań oraz danych literaturowych do stosowania w MEPDG stwierdzono, że badania modułu sprężystości dostępnymi metodami w Polsce odbiegają znacząco od danych MEPDG. Dlatego zaleca się wykonywanie badań modułów sztywności sprężystej E materiałów niezwiązanej podbudowy z kruszywa, warstwy mrozoochronnej (podbudowy pomocniczej), nasypów oraz podłoża gruntowego według metody AASHTO T 180 (1 poziom danych wejściowych). W przypadku braku badań*

*(poziom danych wejściowych 2 i 3) należy przyjmować wartości modułów sztywności sprężystej według tablicy Tablica 11-10 podręcznika MEPDG.*

---

## **9.4 Istniejąca nawierzchnia**

Stan istniejącej nawierzchni jest oceniany na podstawie pomiarów uszkodzeń (przeгляд stanu), z odwiertów nawierzchni i badań materiałów, a także analizy wstecznej modułu sprężystości.

Wskazówki określania stanu warstw istniejącej nawierzchni do wykorzystania przy projektowaniu przebudowy (remontu) zawiera rozdział 10.

**Tablica 9-5. Zestawienie cech gruntu jako materiału nawierzchni**

Główny podział	Nazwa	Wytrzymałość w przypadku, gdy nie jest wystawiony na działanie mrozu	Potencjalne działanie mrozu	Ścisłość	Właściwości drenażowe / przepuszczalność
Żwir i grunty gruboziarniste	Żwiry dobrze (nierównomiernie) uziarnione lub mieszanki żwirowo-piaskowe, mało do brak drobnych (ił +pył); GW	Doskonała	Brak do bardzo nieznacznego	Prawie brak	Doskonałe
	Żwiry słabo (równomiernie) uziarnione lub mieszanki żwirowo-piaskowe, mało lub brak drobnych (ił +pył); GP	Dobra do doskonałej	Brak do bardzo nieznacznego	Prawie brak	Doskonałe
	Żwiry pylaste, mieszanki żwirowo-piaskowe pylaste; GM	Dobra do doskonałej	Nieznaczne do średniego	Bardzo nieznaczne	Dostateczne do słabych
	Żwiry silnie pylaste, mieszanki żwirowo-piaskowe pylaste; GM	Dobra	Nieznaczne do średniego	Nieznaczne	Słabe do praktycznie nieprzepuszczalnych
	Żwiry ilaste, mieszanki żwirowo-piaskowo-ilaste; GC	Dobra	Nieznaczne do średniego	Nieznaczne	Słabe do praktycznie nieprzepuszczalnych
Piasek i grunty piaszczyste	Piaski lub pospółki dobrze (nierównomiernie) uziarnione, mało do brak drobnych (ił +pył); SW	Dobra	Brak do bardzo nieznacznego	Prawie brak	Doskonałe
	Piaski lub pospółki słabo (równomiernie) uziarnione, mało do brak drobnych (ił +pył); SP	Dostateczna do dobrej	Brak do bardzo nieznacznego	Prawie brak	Doskonałe
	Piaski pylaste, mieszanki piaskowo-pylaste, SP	Dostateczna do dobrej	Nieznaczne do wysokiego	Bardzo nieznaczne	Dostateczne do słabych
	Piaski pylaste, mieszanki piaskowo-pylaste, SM	Dostateczna	Nieznaczne do wysokiego	Nieznaczne do średniej	Słabe do praktycznie nieprzepuszczalnych
	Piaski ilaste (gliniaste), mieszanki piaskowo-ilaste, SC	Słaba do dostatecznej	Nieznaczne do wysokiego	Nieznaczne do średniej	Słabe do praktycznie nieprzepuszczalnych
Pyły i iły (gliny) z granicą płynności mniejszą od 50	Pyły/iły nieorganiczne i bardzo drobne piaski, mączka skalna, pylaste lub gliniaste piaski drobne lub pyły gliniaste/gliny pylaste o nieznaczonej plastyczności; MG, MS i ML	Słaba do dostatecznej	Średnie do bardzo dużego	Nieznaczne do średniej	Dostateczne do słabych
	Gliny nieorganiczne o małej do średniej plastyczności, gliny z domieszką żwiru, gliny piaszczyste. Gliny pylaste, iły (gliny) chude; CG, CL i CS	Słaba do dostatecznej	Średnie do dużego	Nieznaczne do średniej	Praktycznie nieprzepuszczalne
	Pyły organiczne i organiczne gliny pylaste o małej plastyczności; MSO i CLO	Słaba	Średnie do dużego	Średnie do wysokiej	Słabe
Pyły i iły (gliny) z granicą płynności większą od 50	Pyły nieorganiczne, piasek drobny mikowy lub krzemkowy, lub grunty pylaste. Pyły sprężyste; MH	Słaba	Średnie do bardzo dużego	Wysokie	Dostateczne do słabych
	Iły nieorganiczne o wysokiej plastyczności, iły (gliny) tłuste; CH	Słaba do dostatecznej	Średnie do bardzo dużego	Wysokie	Praktycznie nieprzepuszczalne
	Iły organiczne o średniej do wysokiej plastyczności, pyły organiczne: MHO i CHO	Słaba do bardzo słabej	Średnie	Wysokie	Praktycznie nieprzepuszczalne
Grunty silnie organiczne	Torf i inne silnie organiczne grunty	Nie dotyczy	Nieznaczne	Bardzo wysokie	Dostateczne do słabych

Uwaga: Informacje przedstawione w niniejszej tablicy zostały zaczerpnięte z publikacji Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (U.S. Army Corps of Engineers), Federalnej Administracji Lotnictwa (Federal Aviation Administration) Federalnej Administracji Autostrad (Federal Highway Administration).

## 10 Ocena nawierzchni do projektowania przebudowy

Projektowanie przebudowy wymaga kluczowych informacji dotyczących stanu nawierzchni. MEPDG dostarcza szczegółowe i precyzyjne wytyczne do przeprowadzenia programu oceny nawierzchni oraz wykorzystania jego wyników jako danych wejściowych do oprogramowania MEPDG. Kursy Narodowego Instytutu Drogowego (NHI) dotyczące oceny nawierzchni dostarczają narzędzi, które mogą być wykorzystywane w planowaniu i realizowaniu programu oceny nawierzchni do projektowania przebudowy (APT, Inc. 2001.a and b).

Warto zauważyć, że przy projektowaniu nakładek, dane wejściowe w MEPDG dotyczące istniejących warstw nawierzchni są zbliżone do tych wymaganych w nowych lub remontowanych konstrukcjach. Wyjątkowo wartości mogą być inne w przypadku uszkodzenia warstw i materiałów spowodowane ruchem lub warunkami środowiskowymi. Określenie stopnia uszkodzeń i właściwości materiałów wbudowanych jest najtrudniejszym wyzwaniem w ocenie nawierzchni. Ten rozdział jest podsumowaniem wiadomości o procesie ogólnej oceny nawierzchni zgodnie w wytycznymi MEPDG dotyczącymi danych wejściowych do projektowania przebudowy. Instrukcje wyznaczania właściwości materiałów nawierzchniowych przedstawiono w Rozdziale 11.

### 10.1 Ogólne określenie stanu i kategorie problemów

Pierwszym krokiem w procesie projektowania przebudowy nawierzchni jest ogólna ocena stanu nawierzchni oraz dokładne określenie występujących problemów. Aby uniknąć błędnego określenia problemów, inżynierowie powinni zbierać i oceniać odpowiednie informacje o nawierzchni. Szybkie metody nieniszczące, takie jak badania GPR czy pomiary profilu, mogą być pomocne w podejmowaniu decyzji dotyczących określenia czasu zabiegu remontowego czy też konieczności zebrania dodatkowych danych. Ogólny stan nawierzchni i problem w jego określeniu może być rozwiązany poprzez ocenę z zastosowaniem następujących ośmiu głównych kategorii dla istniejących nawierzchni:

1. Cechy konstrukcyjne (związane z nośnością).
2. Cechy funkcjonalne (związane z użytkownikiem).
3. Odwodnienie podpowierzchniowe.
4. Trwałość materiałów.
5. Stan poboczy.
6. Zakres przeprowadzonych zabiegów utrzymaniowych.
7. Zmiany stanu nawierzchni lub zachowanie w obrębie projektu.
8. Inne ograniczenia (np. skrajnia mostowa i boczna oraz ograniczenia ruchu).

Kategorie cech konstrukcyjnych i trwałości materiałów odnoszą się do właściwości i czynników, które definiują reakcję nawierzchni na obciążenie ruchem. Ten rodzaj danych używany jest w MEPDG do alternatyw przebudowy. Kategoria cech funkcjonalnych dotyczy właściwości powierzchniowych i podpowierzchniowych, które decydują o równości drogi oraz cechach związanych z bezpieczeństwem ruchu, takimi jak właściwości przeciwpoślizgowe itp. Odwodnienie powierzchniowe i trwałość materiałów mogą wpływać zarówno na cechy konstrukcyjnych jak i funkcjonalne. Stan poboczy jest istotny pod względem wyboru sposobu odnowy i planowania kosztów budowy.

Zmiany w obrębie projektu odnoszą się do obszarów, gdzie istnieją znaczące różnice w stanie nawierzchni. Takie zmiany mogą występować: wzdłuż projektu, pomiędzy pasami (pasy dla ruchu ciężkiego i pozostałe), na granicy nasypu i wykopu, przy dojazdach do mostów, rozjazdach lub skrzyżowaniach. Inne czynniki takie jak stan połączeń płyt betonowych i spękania odbite w warstwach asfaltowych nawierzchni złożonych są ważne w ocenie ogólnej nawierzchni, ale powinny być oceniane tylko w przypadku potrzeby.

Tablica 10-1 zawiera końcową listę czynników przeznaczoną do identyfikacji problemów, które muszą być wzięte pod uwagę podczas projektowania przebudowy. Poniżej przedstawiono kilka wskazówek dotyczących zakresu prac przy ocenie nawierzchni do określenia danych wejściowych w odniesieniu do stanu istniejących warstw nawierzchni (np. jeśli nawierzchnia posiada ponad 50 procent uszkodzeń ciężkich związanych z utratą nośności, to nieopłacalne jest wyznaczanie modułów warstw i badania objętościowe w celu wyboru i projektowania wariantu przebudowy).

- Jeśli nawierzchnia posiada znaczące i rozległe uszkodzenia, które przekraczają kryteria użytkowe lub wartości progowe, wtedy szerokie badania terenowe i laboratoryjne warstw nawierzchni stają się mniej istotne. Stan istniejącej nawierzchni może być określony poprzez ocenę wizualną uszkodzeń.
- Jeśli nawierzchnia nie wykazuje uszkodzeń konstrukcyjnych, wówczas testy terenowe i laboratoryjne stają się istotne w celu określenia stanu istniejących warstw. W takim przypadku wyniki badań polowych (czasza ugięć i badanie DCP) oraz badania laboratoryjne mogą być użyte w celu określenia stanu istniejących warstw.
- Jeśli nawierzchnia posiada znikomy poziom uszkodzeń, to wyniki oceny wizualnej uszkodzeń mogą być użyte w celu lokalizacji i częstotliwości badań terenowych i poboru próbek. W takim przypadku obie oceny stają się równie istotne.

W pozostałej części rozdziału przedstawiono te czynności oceny nawierzchni, które służą określeniu jej stanu w procesie projektowania przebudowy nawierzchni zgodnie z MEPDG.

## **10.2 Gromadzenie danych do określenia stanu**

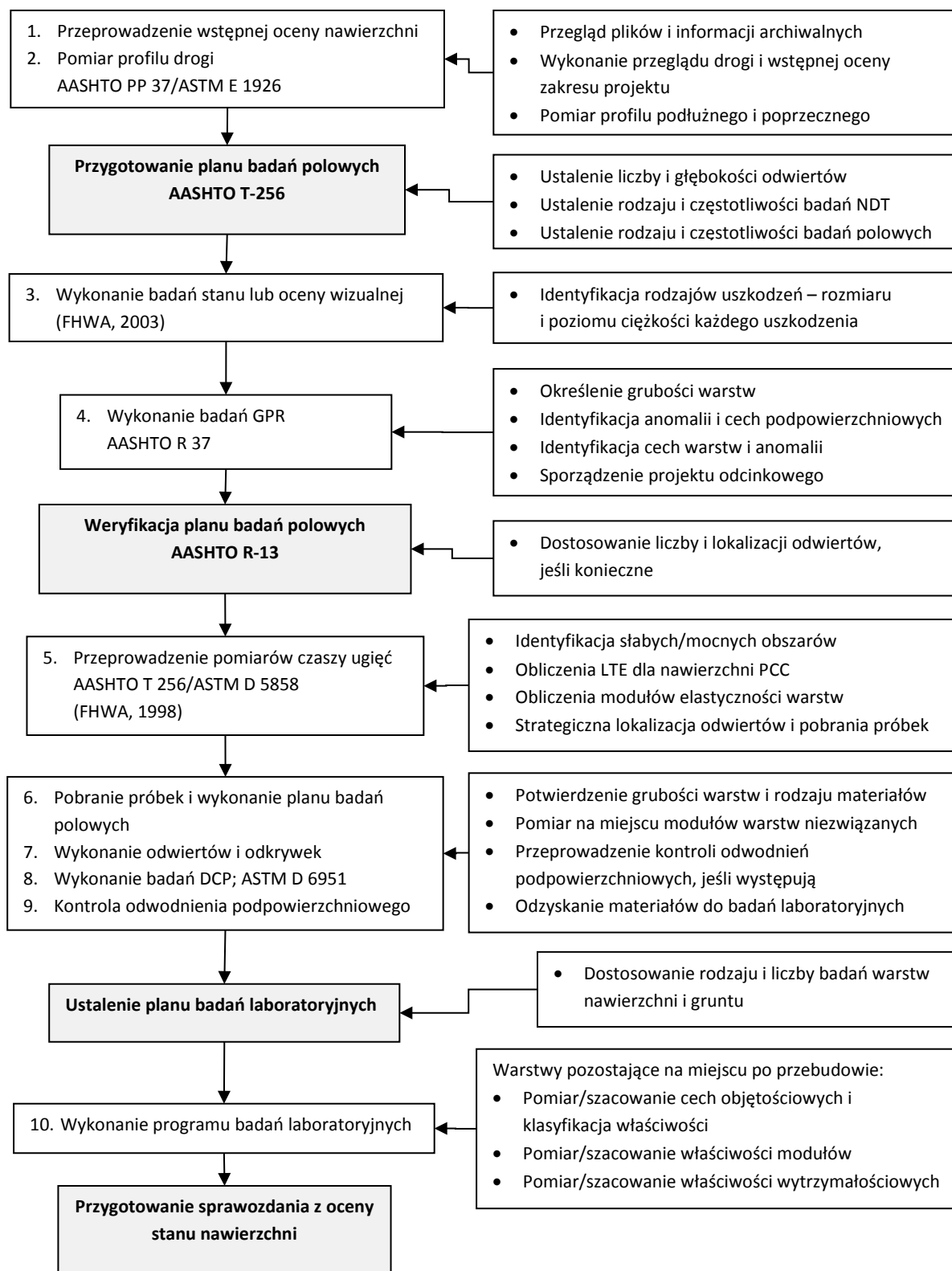
W niniejszym podrozdziale zestawiono kroki i czynności do kompletnej i szczegółowej oceny stanu nawierzchni w celu wyboru właściwej wariantu przebudowy, zgodnie z Rysunkiem 10-1. Nie wszystkie kroki są zawsze potrzebne do kompletnej i szczegółowej oceny nawierzchni i poszczególnych warstw. Tablica 10-2 zestawia poziomy danych wejściowych powiązane z tworzeniem i prowadzeniem planu oceny nawierzchni przy pomocy MEPDG.

**Tablica 10-1 Lista czynników do ogólnej oceny stanu nawierzchni i kategorie problemów**

Aspekt	Czynniki	Opis
Cechy konstrukcyjne	Istniejące uszkodzenia	Brak lub małe uszkodzenia zmęczeniowe Średnie uszkodzenia zmęczeniowe (możliwa utrata nośności) Poważne uszkodzenia zmęczeniowe (oczywista utrata nośności) Brak nośności: (tak lub nie)
	Metody nieniszczące (badanie ugięć FWD)	Duże ugięcia lub słabe warstwy (tak lub nie) Czy wiarygodne są moduły z obliczeń odwrotnych? Czy wiarygodne są efektywności przenoszenia obciążenia przez szczelinę?
	Metody nieniszczące (badania GPR)	Określenie grubości warstw Czy zlokalizowano pustki poniżej nawierzchni betonowych?
	Metody nieniszczące (badania profilu)	Określenie wad połączeń i rys
	Metody niszczące	Czy wiarygodne są wytrzymałość i stan odwiertów? Czy potwierdzona są grubości warstw?
	Poprzednie zabiegi utrzymaniowe	Drobne      Normalne      Poważne
	Czy brak zabiegów utrzymaniowych wpłynął na uszkodzenia konstrukcyjne?	Tak ____ Nie ____ Opisz _____
Cechy funkcjonalne	Równość	Pomiar Bardzo dobra    Dobra    Zadowalająca    Zła    Bardzo zła
	Powód braku równości	Ruchy podbudowy Zlokalizowane pogorszenia lub uszkodzenia Inne
	Hałas	Pomiar Zadowalający    Wątpliwy      Niezadowalający
	Właściwości przeciwpoślizgowe	Pomiar Zadowalające    Wątpliwe      Niezadowalające
	Odwodnienie podpowierzchniowe	Klimat (obszar wilgotności i temperatury)
Obecność przyspieszonych uszkodzeń od wilgotności		Tak      Możliwa      Nie
Instalacje odwodnienia podpowierzchniowego		Zadowalające    Marginalne      Niezadowalające
Instalacje odwodnienia powierzchniowego		Zadowalające    Marginalne      Niezadowalające
Czy brak zabiegów utrzymaniowych wpłynął na uszkodzenie odwodnienia		Tak      Nie Opisz: _____
Trwałość materiałów	Obecność uszkodzeń związanych z trwałością (warstwa ścieralna)	Małe lub brak uszkodzeń związanych z trwałością Średnie uszkodzenia związane z trwałością Duże uszkodzenia związane z trwałością
	Erozja lub odmycie podbudowy	Mała lub brak erozji lub odmycia podbudowy Średnia erozja lub odmycie podbudowy Duża erozja lub odmycie podbudowy
	Metody nieniszczące (badania GPR)	Określenie obszarów z pogorszonymi materiałami / uszkodzeniami wywołanymi wodą (odmycia)
Stan poboczy	Stan powierzchni	Małe lub brak uszkodzeń od obciążeń/szczelin Średnie uszkodzenia od obciążeń/szczelin Duże uszkodzenia od obciążeń/szczelin Utrata nośności konstrukcji (tak lub nie)
	Zlokalizowane obszary	Tak      Nie      Lokalizacja:



	uszkodzeń		
Zmiany stanu i zachowania	Czy sekcja projektu zawiera znaczące uszkodzenia: Dojazdów do mostów Skrzyżowań Między pasami ruchu Wykopów i nasypów	Tak	Nie
	Czy jest regularna zmiana stanu nawierzchni wzdłuż projektu (ustalona zmiana)?	Tak	Nie
	Regularna zmiana stanu nawierzchni między pasami ruchu	Tak	Nie
Inne	Uszkodzenia szczelin nawierzchni betonowych: Czy odpowiednie jest przenoszenie obciążeń (szczeliny poprzeczne)? Czy odpowiednie jest przeniesienie obciążeń (szczelina środkowa)? Czy szczelina środkowa nie jest za szeroka? Czy odpowiednie jest przeniesienie obciążeń (pas ruchu – pobocze)? Czy występują uszkodzenia wypełnień szczelin? Czy występuje nadmierne wykruszanie szczelin (poprzecznych)? Czy występuje nadmierne wykruszanie szczelin (podłużnych)? Czy występują powiększenia?	Tak	Nie
Ograniczenia	Czy dostępne są objazdy w czasie przebudowy?	Tak	Nie
	Czy budowa powinna być prowadzona pod ruchem?	Tak	Nie
	Czy budowa może być prowadzona poza godzinami szczytu?	Tak	Nie
	Problemy ze skrajnią mostu?	Tak	Nie
	Problem z przeszkodami bocznymi	Tak	Nie
	Problemy / kwestie użytkowe	Tak	Nie
	Problemy innych ograniczeń	Tak	Nie



Rysunek 10-1 Kroki i czynności do oceny stanu istniejących nawierzchni do projektowania przebudowy

**Tablica 10-2 Hierarchiczne poziomy danych wejściowych dla programu oceny nawierzchni w celu określenia danych wejściowych istniejących warstw nawierzchni do projektowania przebudowy przy użyciu MEPDG**

Działanie	Poziom danych wejściowych do projektowania przebudowy nawierzchni			Cel działania
	1	2	3	
Ocena wstępna: Przegląd plików i informacji archiwalnych, przeprowadzenie przeglądu drogi	Tak	Tak	Tak	Ocena ogólnych cech konstrukcyjnych i trwałości materiałów istniejącej nawierzchni, podział projektu na odcinki ze względu na: Istniejące warstwy Pobocza, jeśli istnieją Odwodnienie powierzchniowe i podpowierzchniowe Zidentyfikowane możliwe strategie przebudowy
Badania cech powierzchniowych: Pomiar profilu, hałasu i tarcia istniejącej powierzchni	Tak, tylko profil	Tak, tylko profil	Nie	Określenie cech funkcjonalnych powierzchni; Badania profilu, tarcia i hałasu służą wyłącznie do ustalenia czy przebudowa jest potrzebna, ponieważ zwykle powierzchnia zostaje zamieniona lub zmodyfikowana. Badania profilu służą wybraniu właściwego wariantu przebudowy –głębokość frezowania lub rowkowanie, ułożenie warstwy wyrównawczej lub brak; oszacowaniu początkowej wartości IRI po wykonaniu nakładki asfaltowej; i stosowności odnowy nawierzchni betonowej.
Szczegółowe badania stanu: Określenie rodzaju, ilości i wielkości uszkodzeń	Tak	Tak	Nie	Określenie cech konstrukcyjnych lub pozostałej trwałości i trwałości materiałów istniejących warstw nawierzchni oraz wybór wariantu przebudowy. Deformacje; uszkodzenia nawierzchni betonowych i koleiny warstw asfaltowych Spękania; spękania zmęczeniowe i nie wywołane ruchem Rozpad materiałów (wykruszenia i uszkodzenia powierzchniowe) Podział na obszary o różnych uszkodzeniach
Badania GPR: Określenie grubości warstw, identyfikacja anomalii i cech podpowierzchniowych	Tak	Nie	Nie	Określenie cech konstrukcyjnych, anomalii i cech podpowierzchniowych, trwałości materiałów istniejących warstw: Określenie grubości warstw Identyfikacja potencjalnych anomalii podpowierzchniowych Lokalizacja pustek poniżej powierzchni Lokalizacja odmytych warstw asfaltowych
Pomiary czaszy ugięć: pomiar reakcji konstrukcji nawierzchni i gruntu na obciążenie	Tak	Tak	Nie	Określenie cech konstrukcyjnych oraz modułów warstw nawierzchni i podłoża In-situ. Obliczenia LTE spękań i szczelin w nawierzchniach betonowych Obliczenia modułów warstw Lokalizacja odwiertów do testów niszczących Poziom 1 – Inne kroki pomiarowe dla obszarów o różnych uszkodzeniach wzdłuż całego projektu. Poziom 2 – Jednakowy krok pomiarowy dla obszarów o różnych uszkodzeniach
Pobranie próbek: Wykonanie odwiertów w celu pozyskania materiałów do oceny wizualnej i badań laboratoryjnych	Tak	Tak	Tak	Określenie cech konstrukcyjnych i trwałości materiałów. Wizualna klasyfikacja materiałów i gruntu Potwierdzenie grubości warstw i rodzaju materiałów Identyfikacja/potwierdzenie podpowierzchniowych anomalii – odmycie mma, pustki itp. Określenie głębokości do warstwy sztywnej lub skały Określenie zwierciadła wód gruntowych Identyfikacja bocznych żył wodnych

				Poziom 1 i 2 – odwierty dla każdej sekcji wyznaczonej w badania stanu, pomiarach ugięć i badaniach GPR. Poziom 3 – Ograniczona liczba odwiertów w obszarach wyznaczonych we wstępnej ocenie nawierzchni
Kontrola terenowa: Odwierty i odkrywki w obszarach uszkodzeń	Tak	Nie	Nie	Cechy konstrukcyjne i wybór wariantu przebudowy: Określenie deformacji poszczególnych warstw na podstawie wykonanych odkrywek Określenie miejsc powstania spękań i kierunku ich propagacji
Badania terenowe: Badania DCP warstw niezwiązanych	Tak	Nie	Nie	Określenie cech konstrukcyjnych – badania modułów sondą DCP in-situ przeprowadzone na warstwach niezwiązanych wewnątrz odwiertów
Kontrola terenowa: Elementy odwodnień powierzchniowych	Tak	Nie	Nie	Cechy odwodnienia powierzchniowego – kontrola elementów odwodnienia przy użyciu mini kamer w celu określenia stanu i potwierdzenia działania skrajnych drenów
Badania laboratoryjne: Materiały niezwiązane, grunty, mieszanki asfaltowe i betonowe	Tak	Tak	Nie	Warstwy pozostające na miejscu po przebudowie: Testy klasyfikacyjne (uziarnienia i badania granic Atterberga) Badania gęstości i wilgotności Współczynnik rozszerzalności cieplnej – PCC Badania wytrzymałościowe – warstwy PCC i mma Badania modułów – tylko warstwy PCC Poziom 1 – Badania laboratoryjne wymienione powyżej Poziom 2 – Obliczenia modułów na podstawie badań DCP i czaszy ugięć dla warstw niezwiązanych właściwości objętościowe dla warstw związanych Poziom 3 – Wszystkie dane wejściowe oparte na brakach i wizualnej klasyfikacji materiałów i gruntów; nie przeprowadzono badań laboratoryjnych pozostających na miejscu.

### 10.2.1 Wstępna ocena nawierzchni

Niezależnie od poziomu danych wejściowych przyjętych do oceny nawierzchni, ocena stanu powinna rozpocząć się od zebrania danych archiwalnych. Takie informacje można uzyskać z przeglądu połowego całego projektu, a następnie szczegółowego badania wyznaczonych obszarów projektu. W celu przygotowania planu oceny połowej powinny być przeprowadzone następujące czynności.

- Przegląd zapisów archiwalnych dla odcinka drogi planowanego do przebudowy. Niezbędne informacje to miesiąc i rok budowy nawierzchni (wymagane dane wejściowe do MEPDG), profilaktyczne zabiegi utrzymaniowe, zabezpieczenia nawierzchni oraz przeprowadzone naprawy, które pomocne są jedynie projektantowi do ustalenia stanu nawierzchni i wytłumaczenia zachodzących anomalii.
- Przegląd plików konstrukcyjnych i wyników poprzednich wierceń i badań laboratoryjnych, jeśli dostępne. Aby upewnić się, że różne próbki gruntu wzdłuż projektu były pobrane i zbadane, mogą być użyte mapy Soil Conservation Service Series. Mapy te omówiono w Rozdziale 9 w części dotyczącej charakterystyki gruntów pod nowe nawierzchnie.
- Przegląd poprzednich badań uszkodzeń i profili oraz archiwów zarządzania nawierzchniami w celu ustalenia trendów zachowania i tempa przyrostu uszkodzeń, jeśli dostępne.
- Przegląd dotychczasowych badań ugięć, jeśli dostępne.
- Przeprowadzenie przeglądu drogi lub kompletnej wstępnej kontroli powierzchni drogi, instalacji odwodnienia oraz innych powiązanych elementów. Taka wstępna ocena może składać się z rejestrów fotograficznych, zdjęć i automatycznych pomiarów uszkodzeń.

- Podział drogi lub projektu na obszary o zbliżonych grubościach warstw, uszkodzeniach powierzchni, elementach podpowierzchniowych i gruntach.

Jako część wstępnej oceny stanu lub bardziej szczegółowego badania stanu (patrz Rozdział 10.2.3) można przeprowadzić również pomiary profili podłużnych i poprzecznych, które mogą być użyte do wyboru rodzaju zabiegu przed wykonaniem nakładki.

## 10.2.2 Przygotowanie programu oceny polowej

Inżynier musi przygotować plan oceny, który przedstawi wszystkie czynności potrzebne do przeprowadzenia kontroli i określenia przyczyn powstania uszkodzeń zaobserwowanych podczas wstępnej oceny, a także do wyboru i zaprojektowania odpowiedniego wariantu naprawy tych uszkodzeń. Plan oceny polowej w wersji minimalnej może składać się ze szczegółowej oceny stanu, badań nieniszczących, pobrania próbek i ich badań, kontroli ruchu. W ustawieniu planu badań polowych można posłużyć się Tablicą 10-3.

## 10.2.3 Przeprowadzenie badań stanu lub oceny wizualnej

Kluczowym czynnikiem w określaniu stanu lub wytrzymałości istniejących warstw nawierzchni są wyniki szczegółowej oceny wizualnej. Ocena wizualna nawierzchni przeprowadzana jest w celu identyfikacji rodzaju, wielkości i stopnia uszkodzeń. Powinna być wykonana na nawierzchni, poboczach i wszystkich elementach odwodnienia na długości projektu. Automatyczne pomiary uszkodzeń odpowiednie są dla większości przypadków projektów przebudowy.

**Tablica 10-3 Zebranie danych polowych i plan oceny**

Krok	Tytuł	Opis
1	Zebranie danych archiwalnych	Krok ten obejmuje zebranie informacji takich jak: lokalizacja projektu, rok budowy, rok i typ głównych zabiegów utrzymaniowych, założenia projektowe nawierzchni, właściwości materiałów i gruntów, ruch, warunki klimatyczne, inne dostępne wyniki.
2	Pierwsze badania polowe	Krok ten obejmuje przeprowadzenie przeglądu drogi i szczegółowej inwentaryzacji uszkodzeń na wybranym obszarze projektu do oceny stanu nawierzchni. Wymagane dane zawierają informacje o uszkodzeniach, stanie odwodnień, subiektywną ocenę równości, możliwości kontroli ruchu, aspekty bezpieczeństwa.
3	Pierwsza ocena danych i określenie dodatkowych wymagań dla danych	Określenie krytycznych poziomów uszkodzeń /równości oraz przyczyn powstania uszkodzeń i pogorszenia równości na podstawie informacji zgromadzonych podczas pierwszych badań polowych. Taka lista pomoże we wstępnej ocenie stanu nawierzchni i możliwych problemów. Zostaną również określone potrzeby dodatkowych danych.
4	Drugie badania polowe	Krok ten obejmuje przeprowadzenie szczegółowych pomiarów i badań takich jak wykonie odwiertów i pobranie próbek, pomiar profilu (równości), pomiar właściwości przeciwpoślizgowych, badanie ugięć, badanie odwodnień, pomiar skrajni pionowej.
5	Badania laboratoryjne próbek	Krok ten obejmuje przeprowadzenie badań takich jak wytrzymałość materiałów, moduł sztywności, przepuszczalność, wilgotność, skład, gęstość, skład granulometryczny, przy użyciu próbek uzyskanych z drugiego badania polowego.
6	Druga ocena danych	Określenie stanu istniejącej nawierzchni oraz występujących problemów. Ocena stanu i identyfikacja problemów przeprowadzone na podstawie oceny cech strukturalnych, funkcjonalnych oraz odwodnienia podpowierzchniowego istniejącej nawierzchni. Obejmuje również określenie trwałości materiałów, stan poboczny, zróżnicowania stanu nawierzchni wzdłuż projektu i możliwe ograniczenia. W kroku tym zbierane są także dodatkowe dane do alternatywnych projektów przebudowy.
7	Końcowe opracowanie danych polowych i laboratoryjnych	Przygotowanie sprawozdania końcowego.

Tablica 10-4 przedstawia podsumowanie danych z oceny wizualnej potrzebnych do określenia danych wejściowych oprogramowania MEPDG w zależności od stanu istniejącej nawierzchni. W MEPDG identyfikacja uszkodzeń na nawierzchniach podatnych, sztywnych i półsztywnych oparta jest na *Podręczniku Identyfikacji Uszkodzeń (Distress Identification Manual)* dla programu LTPP (FHWA, 2003). Podręcznik LTPP użyty był do identyfikacji i pomiaru uszkodzeń na wszystkich odcinkach nawierzchni, które były włączone do całego procesu kalibracji.

**Tablica 10-4 Wytyczne do uzyskania niemateriałowych danych wejściowych do przebudowy nawierzchni**

Warstwa istniejącej nawierzchni	Dane wejściowe do projektowania	Pomiary i badania wymagane do uzyskania danych wejściowych do projektowania
Nawierzchnia podatna	Spękania siatkowe (dół-góra) oraz poprzednie naprawy tego uszkodzenia	Poziom 1 i 2: Przeprowadzenie oceny wizualnej wzdłuż pasa ruchu projektu i pomiar obszaru wszystkich spękań siatkowych zmęczeniowych plus poprzednie naprawy tych uszkodzeń. Obliczenie procentowe obszaru dotkniętego spękaniami i naprawami.
	Koleinowanie każdej z warstw istniejącej nawierzchni	Poziom 1: Pomiar z odkrywki wykonanej na całej szerokości pasa ruchu. Poziom 2 i 3: Stosunek całkowitego koleinowania powierzchni do każdej z warstw nawierzchni i podłoża. Wykorzystanie odwiertów wykonanych w śladzie koła i poza nim do określenia koleinowania warstwy.
	Ocena nawierzchni	Poziom 3: Ocena nawierzchni opisana w kategoriach: Zła, Zadowolająca, Dobra, Bardzo Dobra, Znakomita na podstawie przeglądu drogi podczas wstępnej oceny (szczegółowe definicje nie dostępne)
Nawierzchnia betonowa płytowa	Spękania poprzeczne płyt wzdłuż pasa ruchu oraz poprzednie wymiany płyt	Przeprowadzenie oceny wizualnej wzdłuż pasa ruchu projektu i identyfikacja spękań poprzecznych płyt (wszystkie poziomy uszkodzeń) oraz wymiany płyt w miejscach spękań poprzecznych. Obliczenie procentowego udziału płyt dotkniętych uszkodzeniem lub wymianą.
	Przeniesienie obciążenia przez szczelinę (dla spękań odbitych przewidywanych w nakładce asfaltowej)	Wykorzystanie planów budowlanych do określenia obecności dyblowania i pomiar ich odległości. Alternatywnie, przeprowadzenie badań FWD w celu określenia efektywności przeniesienia obciążeń przez szczelinę (LTE). Jeśli dyble istnieją ocena Dobra LTE, jeśli nie Zła. Albo wykorzystując LTE, ocena Dobra LTE jeśli zmierzone LTE>60% przy temperaturze <80°F, w innym przypadku Zła LTE.
	Grubość płyt	Uzyskanie reprezentatywnych odwiertów i pomiar ich grubości. Dane wejściowe stanowi średnia wartość.
	Odległości szczelin i ich skosy	Pomiar odległości szczelin i ich skosów na drodze. W przypadku nieregularnych odstępów pomiar ich wzoru. Dla jednakowych odstępów określenie średniej odległości. Jeśli szczeliny są skośne dodać 2 stopy do danych wejściowych. Spękania obliczane są na podstawie najdłuższych odległości szczelin uszkodzenia i IRI na podstawie średnich odległości.
	Rodzaj pobocza	Identyfikacja rodzaju pobocza i połączenia z sąsiadującym pasem ruchu.
	Ocena nawierzchni (poziom 3)	Poziom 3: Ocena nawierzchni opisana w kategoriach: Zła, Zadowolająca, Dobra, Bardzo Dobra, Znakomita na podstawie przeglądu drogi podczas wstępnej oceny (szczegółowe definicje nie dostępne)
Nawierzchnia betonowa o ciągłym zbrojeniu	Odspojenia (i naprawy odspojeń)	Przeprowadzenie oceny wizualnej wzdłuż pasa ruchu projektu i identyfikacja liczby odspojeń w stopniu średnim i ciężkim oraz ich napraw na pełnej głębokości. Obliczenia liczby odspojeń i napraw na jedną milę.
	Zbrojenie podłużne	Wykorzystanie planów budowlanych do określenia wielkości prętów, rozstawu i głębokości od powierzchni. Obliczenie udziału zbrojenia w obszarze betonu.
	Grubość płyt	Uzyskanie reprezentatywnych odwiertów (możliwa inna metoda) i pomiar ich grubości. Dane wejściowe stanowi średnia wartość.
	Odległości spękań poprzecznych	Przeprowadzenie oceny wizualnej wzdłuż pasa ruchu projektu i określenie średniej odległości spękań. Należy uwzględnić wszystkie poziomy spękań poprzecznych.
	Ocena nawierzchni (poziom 3)	Poziom 3: Ocena nawierzchni opisana w kategoriach: Zła, Zadowolająca, Dobra, Bardzo Dobra, Znakomita na podstawie przeglądu drogi podczas wstępnej oceny (szczegółowe definicje nie dostępne)

#### **10.2.4      Badania georadarowe**

Georadar jest powszechnie uznaną, szybką i nieniszczącą technologią używaną do szacowania grubości warstw różnych nawierzchni i podłoża. Stosowana jest często do badań obszarów przed pobraniem próbek. W rzeczywistości georadar może być nieoceniony w redukcji liczby odwiertów i próbek wymaganych do projektu, w którym podział na sekcje wykonywany jest przed odwiertami i oparty na zidentyfikowanych czynnikach podpowierzchniowych lub anomaliach. W szczególności stałe dielektryczne i kontury grubości warstw mogą być przygotowane wzdłuż projektu w celu lokalizacji obszarów o różnych cechach konstrukcyjnych i stanie materiałów. Dane georadarowe mogą być zbierane z prędkościami autostradowymi stąd nie mają wpływu na istniejący ruch.

Georadar może być również używany do badań wewnętrznej struktury wielu warstw nawierzchni i gruntu, ale często jest pomijany/niezauważany lub nie używany jako część planu badań terenowych. Georadar jest jednak z powodzeniem używany do określenia stanu istniejących konstrukcji nawierzchni, identyfikacji obszarów pustek podpowierzchniowych, lokalizacji miejsc poważnych odmyć i słabej szczepności warstw asfaltowych.

#### **10.2.5      Weryfikacja planu badań terenowych**

Wyniki badań stanu i pomiarów georadarowych mogą być użyte do strategicznego wyboru obszarów wzdłuż projektu do zgrupowanych pomiarów ugięć, badań DCP, pobrania próbek nawierzchni i podłoża gruntowych w celu minimalizacji czasu zamknięcia drogi dla potrzeb ww. badań. Pomiaru czasu ugięć, ograniczone badania DCP, pobranie rdzeni i odwierty mogą być zlokalizowane na obszarach o różnych uszkodzeniach powierzchniowych i odczytach stałych dielektrycznych w celu potwierdzenia, że wszystkie obszary o różnych cechach i właściwościach fizycznych zostały rozpoznane.

#### **10.2.6      Wykonanie pomiaru ugięć (czaszy ugięć)**

Nieniszczące badania ugięć powinny być integralną częścią każdej oceny strukturalnej nawierzchni wykonywanej dla potrzeb projektowych. Pomiaru te powinny być wykonane przed badaniami niszczącymi, takimi jak odwierty, tak aby na ich podstawie wskazywać miejsca poboru próbek. Ugięcia mierzone są wzdłuż odcinka, w miejscach reprezentatywnych. Pomiar może być wykonany zgodnie z AASHTO T 256 i FHWA *Field Operations Manual* (FHWA, 1998).

Wyniki pomiaru ugięć wykorzystywane są w procesie wyboru odpowiedniego wariantu odnowy, a także są elementem wejściowym w obliczeniach odwrotnych modułów warstw. Obliczone moduły warstw często wykorzystywane w strukturalnej ocenie In-situ warstw konstrukcyjnych nawierzchni.

**Tablica 10-5. Wykorzystanie wyników pomiarów ugięć w procesie doboru wariantu odnowy oraz jako danych wejściowych w projektowaniu odnów przy pomocy MEPDG**

Istniejąca warstwa	Dane projektowe	Wykorzystanie
Wszystkie typy	Ugięcie lub wskaźnik ugięcia	Stosowany w doborze wariantu odnowy oraz w wyborze odcinków projektowych
Beton asfaltowy	Moduł sztywności, $E_{HMA}$	Obliczenia odwrotne modułów warstw
Beton cementowy	Moduł sprężystości, $E_{PCC}$	Obliczenia odwrotne modułów warstw
	Współpraca płyt (LTE)	Dane wejściowe w ocenie potrzeb wzmocnień dylatacji i pęknięć
	Utrata podparcia krawędzi płyty	Dane wejściowe w doborze wariantu odnowy i naprawy
Materiały związane (podbudowa, podłoże)	Moduł sprężystości, $E_{CTR}$	Dane wejściowe w doborze stabilizacji warstw
Materiały niezwiązane (podbudowa, podłoże)	Moduł sztywności, $M_R$	Obliczenia odwrotne modułów warstw

Najczęściej stosowanym urządzeniem do pomiaru czasu ugięć jest ugięciomierz FWD (Falling Weight Deflectometer). Należy również podkreślić, że stosowanie metod sejsmicznych jest również coraz szersze i daje wstępne, szacunkowe dane In-situ o modułach warstw. Dane uzyskane z obu technik pomiarowych, wprowadzane jako dane wejściowe w metodzie MEPDG, powinny być skorelowane/wzorcowane z danymi uzyskanymi w warunkach laboratoryjnych. Sposób korelacji danych przedstawiono w dalszej części niniejszego rozdziału oraz w Rozdziale 11.

Zaleca się wykonywanie pomiarów czasu ugięć zamiast pomiarów sejsmicznych. W metodach pomiaru czasu ugięć można symulować różne obciążenia, co można wykorzystać w ocenie charakterystyki przenoszenia obciążeń przez konstrukcję nawierzchni. Zaleca się stosowanie czterech wysokości zrzutu, zgodnie z FHWA *Field Operations Manual for LTPP* (FHWA, 1998). Stosowanie czterech wysokości zrzutu nie zwiększa znacząco czasu wykonania pomiaru, natomiast może być wykorzystane do kategoryzacji konstrukcji nawierzchni na trzy kategorie ze względu na reakcję na obciążenie: sprężysta (*elastic*), odkształcalna (*deflection softening*), sztywniejąca (*deflection hardening*). Wymienione kategorie opisano w NHI Course 131064 (NH1, 2002).

Odległości między punktami pomiarowymi powinny być odpowiednio dobrane. Małe odległości między punktami sugerowane są na nawierzchniach z widocznymi spękaniami zmęczeniowymi. Dodatkowe pomiary należy wykonać na obszarach gdzie zmienia się technologia wbudowanych warstw konstrukcyjnych nawierzchni. Należy również przewidzieć dodatkowe pomiary (najlepiej poza zasadniczymi pasami ruchu) w kilku wybranych miejscach, w różnych temperaturach otoczenia (wczesnym porankiem, późnym popołudniem). Analiza uzyskanych danych z pomiarów przy różnych temperaturach powietrza może być pomocna w ocenie parametrów warstw asfaltowych i warstw betonowych. W celu oceny współpracy płyt nawierzchni betonowych bez zbrojenia, z połączeniami przez szczeliny między płytami (JPCP) ugięcia powinny być mierzone w środku płyty, w strefie dylatacji oraz w strefie krawędzi.

### 10.2.7 Pobieranie próbek nawierzchni (odwierty)

Badania niszczące wymagają użycia mechanicznych metod pomiarowych. W Tablicach 10-2 i 10-6 przedstawiono typy badań niszczących, ich zastosowania, procedury oraz dane wejściowe konieczne w projektowaniu metodą MEPDG.



**Tablica 10-6. Rodzaje badań niszczących, ich zastosowania, procedury oraz dane wejściowe konieczne w projektowaniu metodą MEPDG**

Badanie	Procedura	Dane wejściowe do MEPDG
Odwierty próbek w celu wizualnej oceny i badań laboratoryjnych	Sprzęt do wykonywania i poboru próbek. Sonda DCP do badania warstw niezwiązanych	<ul style="list-style-type: none"> <li>– grubości wszystkich warstw</li> <li>– wytrzymałość warstw asfaltowych</li> <li>– połączenia między warstwami asfaltowymi</li> <li>– badania laboratoryjne próbek nawierzchni asfaltowych</li> <li>– współczynnik termiczny w nawierzchniach betonowych</li> <li>– moduł sprężystości w nawierzchniach betonowych</li> <li>– ściśliwość lub wytrzymałość w rozciąganiu pośrednim IDT nawierzchni betonowych</li> <li>– wytrzymałość na ściskanie warstw stabilizowanych w celu oszacowania modułu sprężystości <math>E</math></li> <li>– połączenia między warstwami nawierzchni betonowej a podbudową stabilizowaną</li> <li>– uzyskanie próbek materiałów warstw niezwiązanych i podłoża gruntowego w celu badań klasyfikacyjnych</li> <li>– moduł sprężystości warstw niezwiązanych</li> </ul>
Odkrywki	Wycinanie prostokątnego otworu do głębokości podbudowy w celu uzyskania próbek wszystkich materiałów	<ul style="list-style-type: none"> <li>– badania laboratoryjne materiałów w celu określenia granic Atterberga, uziarnienia i wilgotności</li> <li>– obserwacja warunków wbudowanych warstw i stanu połączeń międzywarstwowych</li> <li>– wytrzymałość na zginanie belki pobranej z nawierzchni betonowej</li> </ul>
Wykopy	Wycinanie prostokątnego otworu w poprzek pasa ruchu	<ul style="list-style-type: none"> <li>– pomiar trwałych odkształceń na powierzchni i na każdej wbudowanej w nawierzchnię warstwie</li> <li>– obserwacja warunków warstw asfaltowych, materiałów podbudowy i podłoża oraz stanu połączeń między kolejnymi warstwami</li> </ul>
Frezowanie nakładki asfaltowej na nawierzchniach półsztywnych	Frezowanie do powierzchni płyt betonowych w miejscach połączeń płyt	Obserwacja stanu połączenia warstwy asfaltowej z betonową. Określenie zakresu usunięcia warstwy asfaltowej. Obserwacja stanu połączeń płyt betonowych
Usuwanie betonu w miejscach połączeń płyt	Wycinanie betonu na pełną głębokość po obu stronach połączenia	Sprawdzenia stanu kotw, wytrzymałości płyt betonowych, odkształceń podbudowy w celu określenia zakresu naprawy połączeń

**UWAGA:** wykopy są drogie i czasochłonne w wykonaniu i powinny być stosowane na obszarach, na których istnieje podejrzenie koleinowania warstw wbudowanych konstrukcję nawierzchni

### **Odwierty**

Odwierty powinny być lokalizowane w tych miejscach, w których nawierzchnia posiada odmienną charakterystykę i stan powierzchni. Pobrane z odwiertów próbki nawierzchni wykorzystywane są do określenia grubości warstw, typu wbudowanych materiałów oraz do badań laboratoryjnych.

W uzasadnionych przypadkach odwierty można wykonać w miejscach pęknięć nawierzchni. Próbkę z tych odwiertów mogą być wykorzystane do oceny głębokości pęknięć i ich pochodzenia. Te podstawowe dane są bardzo pomocne na etapie doboru odpowiedniej technologii naprawy nawierzchni.

Na nawierzchniach skoleinowanych (głębokość koleiny powyżej 0,75 in.) konieczne może być wykonanie wykopów w celu ustalenia zakresu związanych z tym uszkodzeniem deformacji w innych warstwach konstrukcji. Należy pamiętać, że wykonanie wykopu jest drogie i czasochłonne, niemniej

daje możliwość dokładnej oceny uszkodzeń innych warstw, co pozwala właściwie dobrać odpowiednią technologię naprawy.

### **Badanie wytrzymałości/nośności warstw niezwiązanych In-situ**

W celu zmierzenia nośności warstw niezwiązanych nawierzchni można wykorzystać sondę DCP. Sonda może być wykorzystana również do oszacowania miąższości warstw gruntowych poprzez identyfikację nagłych zmiany nośności struktury nawierzchni i podłoża. Oprogramowanie MEPDG pozwala na bezpośrednie lub pośrednie wprowadzenie danych z pomiaru DCP, zależnie od wybranego modelu przeliczającego dane źródłowe na moduły warstw. W opcjach zawarto: bezpośrednie wprowadzenie średniego wskaźnika penetracji, wprowadzenie wartości CBR obliczonego na podstawie średniego wskaźnika penetracji i wykalibrowanych modeli obliczeniowych, wprowadzenie modułu sprężystości (resilient modulus) obliczonego na podstawie średniego wskaźnika penetracji i wykalibrowanych modeli obliczeniowych.

### **Połączenie międzywarstwowe (tarcie między warstwami związanymi)**

Połączenie międzywarstwowe jest jednym z parametrów wejściowych w MEPDG. Parametr ten można oszacować na podstawie wizualnej oceny odwierconych próbek nawierzchni. Spękania poślizgowe i rozwarstwiające się podczas wierceń próbki nawierzchni mogą wskazywać na brak połączenia między warstwami asfaltowymi. Gdy tego rodzaju uszkodzenia zostaną zaobserwowane należy przyjąć dla potrzeb projektowych, że na danym odcinku między warstwami asfaltowymi nie ma odpowiedniego połączenia, szczególnie gdy w nowoprojektowanej konstrukcji przewiduje się pozostawienie istniejących warstw asfaltowych. Należy również zaznaczyć, że podejmowane próby odniesienia stanu połączenia warstw w modelach obliczeniowych wykonane zostały przy założeniu pełnego połączenia. W MEPDG jest to wartość 1,0 i należy ją wprowadzić.

W nawierzchniach JPCP wymaga się wprowadzenia liczby miesięcy pełnej współpracy warstw (brak poślizgu między warstwami). Badania nowych i odnawianych nawierzchni JPCP pokazały, że pełna współpraca warstw wszystkich typów podbudowy, poza CTB i chudym betonem, utrzymuje się w całym okresie eksploatacji. W tym przypadku liczba miesięcy pełnej współpracy warstw zredukowana została do zakresu 0-15 lat zgodnie ze stwierdzonymi spękaniem. Podczas projektowania i rekonstrukcji nawierzchni PCC należy przyjmować pełne połączenie międzywarstwowe, o ile nie zakładano zastosowania technik wymuszających poślizg między warstwami.

W odnowach nawierzchni JPCP (CPR i nakładki) można zakładać pełną współpracę między warstwami w całym okresie eksploatacji, pod warunkiem potwierdzenia połączenia międzywarstwowego odwiertami. W przeciwnym wypadku w okresie eksploatacji należy przyjąć brak połączenia między dwiema warstwami

### **Odwodnienie krawędziowe**

Jeżeli istniejąca nawierzchnia posiada system drenażu podziemnego, który może być wykorzystany w odnowionej nawierzchni należy zlokalizować i sprawdzić wyloty rur drenażowych. Do sprawdzenia drożności drenażu można wykorzystać mini kamerę.

## 10.2.8 Laboratoryjna ocena materiałów istniejących nawierzchni

W Tablicy 10-6 przedstawiono wykaz tych właściwości materiałów, które muszą być zmierzone w celu określenia danych wejściowych w MEPDG. W Rozdziale 11 przedstawiono sposoby prowadzenia testów dla różnych warstw nawierzchni, koniecznych z punktu widzenia metody MEPDG.

Liczba próbek, którą należy założyć w ramach prowadzonych badań jest zazwyczaj trudna do określenia. W ramach programu badań laboratoryjnych inżynier powinien określić niezbędny zakres testów w taki sposób, aby ocenić właściwości materiałowe każdej warstwy, uwzględniając przy tym wymagania MEPDG. Poniżej przedstawiono typy próbek niezbędnych w celu oceny parametrów warstw nawierzchni.

### Mieszanki mineralno asfaltowe i warstwy asfaltowe

- **właściwości objętościowe** (zawartość wolnych przestrzeni, zawartość asfaltu, uziarnienie) – zawartość wolnych przestrzeni (gęstość objętościowa i maksymalna teoretyczna gęstość) jest jedynym parametrem objętościowym, który należy określić dla istniejących warstw, pozostających w odnawianej konstrukcji nawierzchni, jeżeli dostępne są dane uzyskane w trakcie ich wbudowywania (dane podstawowe dla poziomu 1 i 2 zgodnie z Tablicą 10-2). Średnia efektywna objętościowa zawartość asfaltu i uziarnienie określane podczas wbudowywania warstw mogą być wykorzystane w projektowaniu wzmocnień nawierzchni. Jeżeli te dane nie są dostępne można wykorzystać wybrane próbki nawierzchni. Próbki należy pobrać z rdzeni o średnicy 6 cali, aby zapewnić wystarczającą ilość materiału do oceny uziarnienia. Do określenia zawartości asfaltu (zgodnie z AASHTO T 308 lub inną równoważną procedurą) można wykorzystać piec NCAT (National Center for Asphalt Technology), natomiast pozostałe kruszywo należy wykorzystać do określenia uziarnienia (zgodnie z AASHTO T 27). Gęstość mieszanek mineralno-asfaltowych oraz wolne przestrzenie w mieszance mineralnej można obliczyć na podstawie gęstości objętościowej mieszanki (AASHTO T 166), maksymalnej teoretycznej gęstości względnej (AASHTO T 209) gęstości objętościowej kruszywa i zawartości asfaltu (patrz podrozdział 11.2).

*Komentarz: Dokonano porównania i przedstawienia różnic pomiędzy polskimi (PN-EN) a amerykańskimi (ASTM) metodami oceny właściwości kruszyw stosowanych do betonów i mieszanek mineralno asfaltowych. Wyniki analizy wskazują na liczne różnice między metodami badań kruszyw stosowanymi w USA i w Polsce. Konieczne będzie zwracanie na to uwagi w stosowaniu metody MEPDG. Jednakże należy zwrócić uwagę, że w projektowaniu konstrukcji nawierzchni decydujące są właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych lub betonów. Dane o kruszywach są w tym wypadku mniej istotne. Charakterystyka kruszywa zależy bowiem od jego pochodzenia, a to może oznaczać, że kruszywa produkowane z takich samych skał w USA i w Polsce mogą wykazywać te same właściwości, choć mierzone różnymi metodami.*

- **moduł sztywności** – stosuje się skorygowany moduł uzyskany w obliczeniach odwrotnych na podstawie czaszy ugięć lub pomiarów sejsmicznych. Badania laboratoryjne modułu sztywności

nie są konieczne ponieważ wymaga się przeprowadzenia testów na próbkach nienaruszonych próbkach. Wartości modułów mogą być większe niż te uzyskane dla nowych mieszanek, co może sugerować brak zniszczeń istniejącej warstwy, dlatego zaleca się określanie modułów na podstawie pomiaru czaszy ugięć.

- **podatność pełzania (*creep compliance*)** – nie wymagane dla istniejących warstw asfaltowych.
- **wytrzymałość w rozciąganiu pośrednim** – zależność pomiędzy modułem w rozciąganiu pośrednim a odkształceniem rozciągającym przy uszkodzeniu może być wykorzystana do oceny zakresu uszkodzeń nawierzchni (NCHRP Report 338, Von Quintus, et al., 1991). Jeżeli zakłada się, że nawierzchnia asfaltowa posiada ubytki lub uszkodzenia spowodowane przez wilgoć, test rozciągania pośredniego może być wykorzystany do pomiaru wytrzymałości, naprężenia rozciągającego przy uszkodzeniu i modułu sztywności próbek nasączonych i nienasączonych w celu potwierdzenia zakresu uszkodzeń spowodowanych wilgocią. Uzyskane dane mogą być wykorzystane w określeniu wartości modułów i stanu dla potrzeb MEPDG. Jeżeli ubytki stwierdzono blisko powierzchni warstwy należy rozważyć usunięcie jej w ramach remontu nawierzchni.
- **klasyfikacja asfaltu** – ekstrakcja asfaltu z wytypowanych próbek w celu określenia jego właściwości (AASHTO M 320). Wyniki klasyfikacji asfaltu i testów objętościowych wykorzystywane są do określenia stanu niezniszczonych warstw asfaltowych i oceny zakresu zniszczeń przez porównanie wyników z średnimi wartościami uzyskanymi w obliczeniach odwrotnych powierzchni spękanych. Ekstrahowanie asfaltu z próbek istniejących nawierzchni jest drogie, czasochłonne i problematyczne z uwagi na ograniczenia ekologiczne. W projektach gdzie nie przewidziano ekstrakcji asfaltu można wykorzystać dane archiwalne.

### Mieszanki betonowe i warstwy betonowe

- **moduł sprężystości mieszanki betonowej** – w celu oceny modułu statycznego należy stosować wartości modułów (pomnożone przez 0,8) uzyskanych na podstawie obliczeń odwrotnych lub testów statycznego modułu elastyczności. W innym wypadku należy oszacować moduł z wykorzystaniem danych o wytrzymałości na zginanie. Współczynnik korekcyjny 0,8 stosuje się w celu zredukowania wartości modułu sztywności obliczonego na podstawie pomiaru czaszy ugięć do wartości modułu zmierzonego w warunkach laboratoryjnych.
- **wytrzymałość w rozciąganiu pośrednim** (tylko nawierzchnia betonowa o ciągłym zbrojeniu) – wytrzymałość w rozciąganiu pośrednim mierzy się na próbkach odwierconych z nawierzchni i stosuje się do oceny wytrzymałości na zginanie.
- **wytrzymałość na zginanie** – nie stosuje się dla warstw betonowo-cementowych. Wytrzymałość w rozciąganiu pośrednim lub wytrzymałość na ściskanie może być wykorzystana do oceny wytrzymałości na zginanie.

### Warstwy niezwiązane

**moduł sprężystości** – zaleca się skorygowane do warunków laboratoryjnych wartości modułów uzyskanych na podstawie obliczeń odwrotnych. Uzyskane w ten sposób wartości stanowią ekwiwalentną wartość materiału zmieniającego się w poziomie i w pionie. Moduł sprężystości może

być również obliczony na podstawie wskaźników penetracji DCP lub zmierzony w laboratorium na próbkach testowych przygotowanych i zagęszczonych do wilgotności i gęstości stwierdzonych podczas badania w miejscu wbudowania. Nie zaleca się stosowania tych technik bez rozszerzania programu badawczego, który obejmował będzie zmienność materiału w kierunkach poziomym i pionowym. Moduły sprężystości uzyskane w warunkach laboratoryjnych reprezentują wydzielony obszar, natomiast pojedynczy test DCP uwzględnia jedynie zmienność pionową. Należy dodać, że warstwy niezwiązane i warstwy podłoża zawierające duże fragmenty skał i kruszyw są trudne w ocenie w warunkach laboratoryjnych i In-situ z wykorzystaniem sondy DCP.

**właściwości objętościowe** – pomiar wilgotności i gęstości nienaruszonej próbki pobranej In-situ. Właściwości objętościowe uzyskane na miejscu mogą być wykorzystane w oszacowaniu wartości modułu sprężystości warstw niezwiązanych na podstawie równań regresji opracowanych na podstawie danych z LTPP, o ile dostępne są wartości zmierzonych ugięć i wyniki badań DCP (Von Quintus and Yau, 2001).

**właściwości klasyfikacyjne** – pomiar uziarnienia i granic Atterberga na podstawie próbek pobranych w badaniach na miejscu.

### **10.2.9 Analiza danych oceny nawierzchni do przebudowy**

Ocena konstrukcji nawierzchni do określenia stanu istniejących warstw nawierzchni oparta jest na analizie wizualnej uszkodzeń, czasu ugięć oraz innych badaniach terenowych i laboratoryjnych. Zaleca się, aby w projektowaniu przebudowy dróg o dużym natężeniu ruchu stosować najwyższy poziom danych wejściowych.

### **10.2.10 Ocena wizualna do określenia stanu konstrukcyjnego**

Uszkodzenia powierzchniowe dostarczają cennych informacji na temat aktualnego stanu konstrukcji nawierzchni. W Tablicach 10-7 i 10-8 zestawiono odpowiednio zalecane oceny nawierzchni sztywnych i podatnych. Tablice te dotyczą stanu powierzchni nawierzchni, w której stan konstrukcyjny może być dobry, zadowalający lub zły. Wszystkie uszkodzenia zawarte w Tablicach 10-7 i 10-8 nie są przewidziane w MEPDG. Odpowiedni poziom powierzchni oznacza, że stan powierzchni lub poszczególne uszkodzenia nie powodują konieczności przeprowadzenia dużych zabiegów remontowych a istniejąca nawierzchnia pozostaje nośna; nieznaczny poziom uszkodzeń oznacza, że istniejąca nawierzchnia pokazuje poziomy uszkodzeń wymagające drobnych napraw lub zabiegów utrzymaniowych; nieodpowiedni poziom uszkodzeń oznacza, że nawierzchni ma uszkodzenia, które wymagają natychmiastowej jej przebudowy i nawierzchnia straciła nośność. Wartości przedstawione w tablicach zależą od znaczenia uszkodzeń dla danego zarządcy drogi.

### **10.2.11 Obliczenia odwrotne modułów warstw**

Dane dotyczące czasu ugięć uważane są za jedne z najistotniejszych czynników w ocenie stanu konstrukcyjnego nawierzchni. Jedną z najpowszechniej stosowanych metod analizy ugięć są obliczenia odwrotne właściwości sprężystych poszczególnych warstw konstrukcji nawierzchni i gruntu. Programy do obliczeń odwrotnych dostarczają modułów sprężystości warstw używanych zazwyczaj do oceny nawierzchni i projektowania przebudowy. ASTM D 5858, *Standard Guide for Calculating In Situ Equivalent Elastic Moduli of Pavement Materials Using Layered Elastic Theory* jest

procedurą do analizy wyników pomiarów czasu ugięć w celu określenia modułów sprężystości warstw (tj. modułów Younga).

Błąd bezwzględny lub błąd średniej kwadratowej (RMS) jest wartością używaną do oceny sensowności wartości modułów z obliczeń odwrotnych. Termin błąd bezwzględny jest to bezwzględna różnica pomiędzy zmierzoną a obliczoną czasą ugięć wyrażona jako procentowy błąd lub różnica na czujniku; błąd średniej kwadratowej (RMS) reprezentuje zgodność dopasowania pomiędzy zmierzoną a obliczoną czasą ugięć. Błąd RMS i błąd bezwzględny powinny być tak małe, jak tylko to możliwe. Wartość błędów RMS powyżej 3 procent powoduje, że wartości modułów warstw obliczone na podstawie czasu ugięć są niedokładne lub wątpliwe. Wartości błędów RMS mniejsze niż 3 procent powinny być używane do wyboru wartości modułów warstw do określenia minimalnej grubości nakładki.

**Tablica 10-7 Rodzaje i poziomy ciężkości uszkodzeń zalecane do określenia stanu konstrukcyjnego nawierzchni sztywnych**

Uszkodzenia od obciążeń	Kategoria drogi	Obecny poziom uszkodzeń uznany za:		
		Nieodpowiedni (Zły)	Nieznaczny (Zadowolający)	Odpowiedni (Dobry)
Pęknięcia płyt JPCP (średnie i ciężkie pęknięcia podłużne i poprzeczne oraz połamania naroży), % płyt	Międzystanowa, Autostrada	>10	5-10	<5
	Główna	>15	8-15	<8
	Drugorzędna	>20	10-20	<10
Pęknięcia płyt JRCP (średnie i ciężkie pęknięcia poprzeczne oraz połamania naroży), Liczba/pas/milę	Międzystanowa, Autostrada	>40	15-40	<15
	Główna	>50	20-50	<20
	Drugorzędna	>60	25-60	<25
Średnie osiadanie krawędzi/pęknięć płyt JPCP, cale	Międzystanowa, Autostrada	>0,15	0,1-0,15	<0,1
	Główna	>0,20	0,12-0,20	<0,125
	Drugorzędna	>0,30	0,15-0,30	<0,15
Odspojenia CRCP (średnie i ciężkie), Liczba/pas/milę	Międzystanowa, Autostrada	>10	5-10	<5
	Główna	>15	8-15	<8
	Drugorzędna	>20	10-20	<10

Uwaga: Powyższe uszkodzenia mogą być użyte do określenia stanu istniejącej nawierzchni sztywnej, wszystkie które nie są przewidziane w MEPDG.

Błąd bezwzględny (procentowy błąd na czujniku) i błąd RMS (zgodność dopasowania) zmieniają się od pikietaża do pikietaża i zależą od czynników fizycznych nawierzchni, które mają wpływ na czasę ugięć pomierzoną urządzeniem FWD. Na przykład: różnice grubości, zmiany zagęszczenia materiałów, zniekształcenia powierzchni i spękania, które mogą być widoczne na powierzchni lub nie oraz mogą powodować małą nieregularność wśród zmierzonych czasz ugięć, które nie są zgodne z założeniami teorii sprężystości warstw. Dlatego obliczony moduł warstwy reprezentuje „efektywny” moduł Younga, który dopasowuje się do czułości na naprężenia, nieciągłości lub anomalii (różnice w grubości warstw, zlokalizowane segregacje, spękania, poślizg sąsiadujących warstw i połączeń podobnych materiałów w pojedynczej warstwie).

Grubość warstw jest krytycznym parametrem w obliczeniach odwrotnych modułów warstw, Wykonanie odwiertów i pobranie próbek do pomiaru grubości warstw staje się drogą w odniesieniu

do wymagań kontroli ruchu i czasu potrzebnego do przeprowadzenia wiercenia. Georadar jest inną metodą, która może być użyta do określenia zmienności grubości warstwy wzdłuż projektu.

Wartości modułów sprężystości warstw (modułów Younga) oszacowane na podstawie czaszy ugięć z FWD zostały użyte w MEPDG do zadania kalibracji w NCHRP Projekt 1-40D. Wartości modułów z poszczególnych odcinków pomiarowych zostały pobrane z bazy LTPP (FHWA,2006) i dopasowane do warunków laboratoryjnych do procesu kalibracji. Dla nawierzchni podatnych zastosowano proces obliczeń odwrotnych, podczas gdy dla nawierzchni sztywnych użyto obliczeń do przodu. Obliczenia odwrotne oznaczają, że został użyty iteracyjny proces dopasowania ugięć i nie ma jednego rozwiązania (kombinacja wartości modułów warstw) dla danej czaszy ugięć. Obliczenia do przodu oznaczają, że wartości modułów warstw zostały obliczone przy użyciu konkretnych punktów wzdłuż czaszy ugięć, i że jeden zestaw wartości modułów warstw jest określony dla danej czaszy ugięć. Obydwa podejścia mają zalety i wady w zależności od sposobu w jakim wyniki będą wykorzystywane w MEPDG.

**Tablica 10-8 Rodzaje i poziomy ciężkości uszkodzeń zalecane do określenia stanu konstrukcyjnego nawierzchni obecnie podatnych**

Rodzaj uszkodzenia	Kategoria drogi	Obecny poziom uszkodzeń uznany za:		
		Nieodpowiedni (Zły)	Nieznaczny (Zadowolający)	Odpowiedni (Dobry)
Spękania zmęczeniowe, % całkowitej powierzchni pasa ruchu	Międzystanowa, Autostrada	>20	5-20	<5
	Główna	>45	10-45	<10
	Drugorzędna	>45	10-45	<10
Spękania podłużne w śladzie koła, stopa/mila	Międzystanowa, Autostrada	>1060	265-1060	<265
	Główna	>2650	530-2650	<530
	Drugorzędna	>2650	530-2650	<530
Spękania odbite, % całkowitej powierzchni pasa ruchu	Międzystanowa, Autostrada	>20	5-20	<5
	Główna	>45	10-45	<10
	Drugorzędna	>45	10-45	<10
Długość spękań poprzecznych, stopa/mila	Międzystanowa, Autostrada	>800	500-800	<500
	Główna	>1000	800-1000	<800
	Drugorzędna	>1000	800-1000	<800
Średnia maksymalna głębokość koleiny, cale	Międzystanowa, Autostrada	>0,45	0,25-0,45	<0,25
	Główna	>0,6	0,35-0,60	<0,35
	Drugorzędna	>0,8	0,40-0,80	<0,4
Przesunięcia (ściananie), % obszaru śladu koła	Międzystanowa, Autostrada	>10	1-10	-
	Główna	>20	10-20	<10
	Drugorzędna	>50	20-45	<20

Uwaga: Powyższe uszkodzenia mogą być użyte do określenia stanu istniejącej nawierzchni podatnej, wszystkie które nie są przewidziane w MEPDG.

### Nawierzchnie podatne

Moduły sprężystości poszczególnych warstw konstrukcyjnych zazwyczaj obliczane są przy użyciu programów opartych na teorii sprężystości warstw, które używają techniki iteracji w celu dopasowania czaszy ugięć obliczonej z pomierzoną. Programy do obliczeń odwrotnych, które używają tej techniki iteracji nie dają jednego rozwiązania lub zestawu modułów warstw. Określenie

zestawu modułów sprężystości warstw na podstawie dopasowania zmierzonej czaszy ugięć, która odbiega od teorii sprężystości, z różnych powodów może okazać się trudne i frustrujące. Zaleca się, aby grupować czasze ugięć w takie, które są spójnie z teorią sprężystości i które nie są. Użytkownicy, mogą być sfrustrowani w próbowaniu obliczeń odwrotnych modułów sprężystości warstw na podstawie czaszy ugięć w zakresie dozwolonego błędu, który nie jest zgodny z teorią sprężystości warstw. NHI Course 131064 prezentuje różne kategorie czaszy ugięć (NHI, 2002). Są tam programy do obliczeń do przodu, które dają jedno rozwiązanie modułów warstw, ale nie są one w powszechnym użyciu i są ograniczone do trzech warstw konstrukcji.

Większość programów do obliczeń odwrotnych ogranicza liczbę warstw do pięciu lub mniej. Niektóre cechy istniejących nawierzchni mogą być istotne i mają wpływ na szacowanie modułów warstw wliczając w to: głębokość do zwierciadła wody gruntowej i pozornej warstwy sztywnej, połączenie cienkich warstw lub sąsiadujących warstw z podobnych materiałów, spękania poprzeczne i zmęczeniowe, odmycia warstw asfaltowych. Podręcznik NHI Course 131064 dostarcza wytycznych do łączenia i opracowywania warstw konstrukcyjnych i ilości czujników potrzebnych w procesie obliczeń odwrotnych.

Inną kwestią dotyczącą programów do obliczeń odwrotnych, które stosują procedury iteracyjne jest wyrównanie błędów. Innymi słowy, moduł jednej warstwy ciągle wzrasta, podczas gdy moduł warstwy dopasowywanej ciągle spada podczas iteracji, aby zminimalizować błąd. Wyrównanie błędów i ich efekt opisano również w podręczniku NHI Course 131064.

### **Nawierzchnie sztywne**

Nawierzchnie sztywne są generalnie analizowane jako płyta na podłożu z lub bez podbudowy lub gruntu. W minionej dekadzie nastąpił znaczny postęp w rozwoju wiarygodnych metod do obliczeń odwrotnych płyt betonowych, warstwy podbudowy i modułu gruntu na podstawie pomiarów ugięć. Istnieje kilka metod obliczeń odwrotnych modułów płyt betonowych, podbudowy i gruntu lub modułu oddziaływania podłoża gruntowego (wartość  $k$ ). Każda z metod posiada silne strony i ograniczenia. Poniżej przedstawiono algorytmy rozwinięte dla nawierzchni sztywnych; opartych na płycie na podłożu sprężystym lub płycie na modelowej gęstej cieczy (dense liquid models):

- Procedura oparta na metodzie AREA,
- Procedura oparta na najlepszym dopasowaniu (Best Fit).

Obie procedury/algorytmy obliczeń odwrotnych oparte są na teorii płyt i używane są do obliczeń odwrotnych właściwości materiałów warstw - moduł sprężystości, współczynnik Poissona i moduł oddziaływania podłoża gruntowego. Metoda najlepszego dopasowania rozwiązuje kombinację promienia względnej sztywności  $\ell$  i współczynnika oddziaływania podłoża  $k$  w taki sposób, że uzyskuje najlepszą możliwą zgodność pomiędzy przewidzianymi o zmierzonymi ugięciami na poszczególnych czujnikach. Metoda AREA, która opisana jest w *Guide to Design of Pavement Structures* (AASHTO, 1993), szacuje promień względnej sztywności jako funkcję AREA czaszy ugięć. Takie szacowanie wraz z późniejszymi obliczeniami współczynnika gruntu  $k$  i modułu sprężystości płyty  $E$  jest równaniem prostej w postaci zamkniętej. Obie metody oparte są na rozwiązaniu Westergaarda (Highway Research Board, 1927) dla centralnego obciążenia płyty składającej się z



liniowo sprężystego, jednorodnego i izotropowego materiału, spoczywającej na podłożu gęstej cieczy (dense liquid foundation).

W celu wyliczenia efektu podbudowy stabilizowanej, stosunek modułów sprężystości PCC i warstw podbudowy powinien być przyjęty zgodnie z wytycznymi LTPP (Khazanovich, 1999).

### **10.2.12 Wykrycie utraty podparcia**

Wykrycie utraty podparcia pod szczelinami i pęknięciami w nawierzchniach sztywnych jest jednym z najważniejszych powodów użycia georadaru i FWD. Dane o ugięciach FWD mogą być analizowane na kilka sposobów w celu oszacowania przybliżonych obszarów, gdzie wystąpiła utrata podparcia pod nawierzchnią betonową. Jeżeli wzdłuż projektu zlokalizowano rozległe obszary utraty podparcia, to wymagane jest uszczelnienie (subsealing) lub pokruszenie płyt w celu ustanowienia jednakowej warstwy do nakładki. Do lokalizacji obszarów o takich anomaliach może być użyty również georadar, ale nie daje on ilościowego pomiaru utraty podparcia.

### **10.2.13 Efektywność przenoszenia obciążenia przez szczelinę**

Badanie ugięć może być stosowane do oceny efektywności przenoszenia obciążenia przez szczelinę i pęknięcia w nawierzchniach sztywnych. Taka informacja używana jest do wyboru wariantu przebudowy, wymaganej naprawy (np. instalacja dybli) i oceny możliwości wystąpienia spękań odbitych, jeśli nawierzchnia betonowa pokryta jest nakładką asfaltową.

### **10.2.14 Zmienność wzdłuż projektu**

Zmienność wzdłuż projektu powoduje trudniejsze uzyskanie odpowiednich danych wejściowych do projektu. Zmienność może być ilościowo oparta o zestawienia danych terenowych: oceny wizualnej, georadaru i danych o czasie ugięcia. Ocena wizualna używana jest do określenia czy istnieją znaczące różnice w uszkodzeniach powierzchniowych wzdłuż projektu. Czasze ugięć i odczyty georadaru mogą również zostać użyte do szacowania zmienności wzdłuż projektu i określenia czy reakcja na obciążenie lub grubość warstw konstrukcji nawierzchni znacząco różnią się.

Dla przypadku, w którym występują duże różnice wzdłuż projektu, ze zmiennością można poradzić sobie poprzez podział projektu na wielokrotne sekcje projektowe. Decyzja o podziale na dwie lub więcej sekcji projektowych może być oparta na tym, czy zalecane prace przy przebudowie ulegną zmianie. Na przykład jedna część projektu może wykazywać rozległe spękania zmęczeniowe, podczas gdy inna tylko skoleinowanie. Projekt nakładki mógłby być inny dla każdej sekcji lub możliwość usunięcia i zastąpienia uszkodzonego materiału mogłoby być czynnikiem decydującym o podziale projektu.

## **11 Oznaczenie właściwości nowych materiałów nawierzchniowych**

Procedura MEPDG wymaga wprowadzenia do programu dla nowych warstw wszystkich właściwości materiałowych związanych z wartościami jakimi charakteryzuje się nawierzchnia bezpośrednio po wbudowaniu. Projektant nie może oczywiście skorzystać z wyników badań terenowych, gdyż roboty nie zostały jeszcze wykonane. Z tego względu w większości procedur obliczeniowych stosuje się szacunkowe wartości większości danych obliczeniowych dla charakterystyk materiałów (dane

obliczeniowe poziomów 2 i 3). Niniejszy rozdział zawiera instrukcje ustalania krytycznych właściwości materiałowych przy projektowaniu nowych oraz remontowaniu istniejących nawierzchni.

### **11.1 Dane materiałowe i koncepcja danych hierarchicznych**

W metodzie MEPDG przyjmuje się hierarchiczną (wielopoziomową) strukturę danych wyjściowych do obliczeń (zgodnie z definicją w rozdziałach 4 i 6). W swej najprostszej i najbardziej praktycznej formie podejście hierarchiczne opiera się na założeniu, że nakład prac inżynierskich przy ustalaniu charakterystyki materiałów nawierzchniowych i podbudowy powinien być dostosowany do relatywnej ważności, skali i kosztów zadania.

Poziom 1 wymaga przeprowadzenia szerokich badań laboratoryjnych. Przeciwnie poziom 3, wymaga od projektanta oszacowania wartości obliczeniowej charakterystyki materiałowej na podstawie doświadczenia; bez badań lub przy ich małym udziale. Podstawowe materiały, dla których w metodzie MEPDG ustalono wartości standardowe (dane poziomu 3) zestawiono w Tablicy 11-1. Dane obliczeniowe poziomu 2 ustala się przez korelację z innymi właściwościami materiałowymi, które zwykle wyznaczone zostały w warunkach laboratoryjnych lub w terenie. Procedura obliczeniowa jest niezależna od wybranego poziomu danych obliczeniowych. Jak zaznaczono powyżej większość procedur obliczeniowych wykorzystuje dane poziomu 2 i 3, gdyż warstwy nawierzchni będą zabudowywane dopiero po zakończeniu analizy konstrukcyjnej.

### **11.2 Mieszanki mma z uwzględnieniem SMA, mieszanek do podbudowy związanych asfaltem oraz porowatych**

Do przeprowadzenia analizy programem MEPDG wymagane są podstawowe właściwości dla wszystkich rodzajów mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco HMA lub warstw. Tablica 11-2 zawiera właściwości mieszanek HMA, które są wymagane dla odpowiednich rodzajów HMA wyszczególnionych w Tablicy 11-1. Tablica 11-2 powołuje również normy badawcze lub inne źródła do wyznaczenia tych właściwości.

Właściwości danych wejściowych dla wszystkich rodzajów mieszanek HMA mogą zostać podzielone na właściwości objętościowe i inżynierskie. Do właściwości objętościowych należą: zawartość wolnych przestrzeni, objętościowa zawartość asfaltu, uziarnienie kruszywa, gęstość mieszanki oraz rodzaj asfaltu. Właściwości objętościowe wprowadzone do programu muszą być oznaczone na nawierzchni z mieszancie mineralno-asfaltowej ułożonej i zagęszczonej, ale przed oddaniem jej do ruchu. Oczywiście, niektóre właściwości nie będą możliwe do uzyskania przez projektanta, ponieważ nowe warstwy asfaltowe nie zostały jeszcze wyprodukowane i wbudowane. Te wartości mogą być jednak przyjęte z wcześniejszych dokumentacji budowy i sprawozdań z badań.

Tablica 11-1. Główne rodzaje materiałów do programu MEPDG

Materiały asfaltowe	Niezwiązana podbudowa/podbudowa pomocnicza
<p><b>SMA</b></p> <p><b>Mieszanka mineralno-asfaltowa na gorąco HMA</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Mieszanka szczelna</li> <li>- Mieszanka porowata</li> <li>- Mieszanki do podbudowy stabilizowane asfaltem</li> <li>- Mieszanki piaskowo-asfaltowe</li> </ul> <p><b>Mieszanki asfaltowe na zimno</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Produkowana na wytwórni</li> <li>- Z recyklingu na zimno na miejscu</li> </ul> <p><b>Materiały PCC</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Płyty nienaruszone - PCC</li> <li>- Mieszanki o dużej wytrzymałości</li> <li>- Mieszanki chudego betonu</li> <li>• Płyty spękanne</li> <li>- Pęknięte</li> <li>- Przełamane</li> <li>- Odprężone</li> </ul> <p><b>Materiały stabilizowane chemicznie</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kruszywo stabilizowane cementem</li> <li>• Grunt stabilizowany cementem</li> <li>• Popiół lotny stabilizowany cementem</li> <li>• Popiół lotny stabilizowany wapnem</li> <li>• Grunty stabilizowane wapnem</li> <li>• Mieszanka porowata kruszywa stabilizowanego cementem</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sypka podbudowa/podbudowa pomocnicza</li> <li>• Podbudowa pomocnicza piaszczysta</li> <li>• Mieszanka asfaltowa z recyklingu na zimno (pełniąc funkcję kruszywa)</li> <li>- destrukcja asfaltowa (łącznie z materiałem z frezowania)</li> <li>- rozdrabnianie na miejscu</li> <li>• Odzyskanie materiału z całej głębokości (na miejscu – recykling na zimno nawierzchni asfaltowej; HMA plus podłoże gruntowe/podbudowa kruszywowa)</li> </ul> <p><b>Grunty podłoża</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• grunty żwirowe (A-1; A-2)</li> <li>• grunty piaszczyste</li> <li>- luźne piaski (A-3)</li> <li>- piaski zagęszczone (A-3)</li> <li>- piaski pylaste (A-2-4; A-2-5)</li> <li>- piaski ilaste (A-2-6; A-2-7)</li> <li>• grunty pylaste (A-4; A-5)</li> <li>• grunty ilaste, iły o małej plastyczności (A-6)</li> <li>- suche twarde</li> <li>- wilgotne sztywne</li> <li>- mokre miękkie</li> <li>• grunty gliniaste ilaste, gliny iły o dużej plastyczności (A-7)</li> <li>- suche twarde</li> <li>- wilgotne sztywne</li> <li>- mokre miękkie</li> </ul> <p><b>Podłoże skalne</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• lite, masywne i niespękanne</li> <li>• mocno spękanne i zwietrzałe</li> </ul>

**Tablica 11-2. Materiały asfaltowe i Normy Badawcze do wyznaczenia właściwości materiałów dla nowych i istniejących warstw z HMA**

Rodzaj projektowania	Właściwości mierzone	Źródło danych		Normy badawcze i/lub źródło danych
		Badania	Oszacowanie	
Nowe mieszanki HMA (nowe nawierzchnie i nakładki), jako właściwości po wbudowaniu, ale przed oddaniem nawierzchni do ruchu	Dynamiczny moduł zespolony	X		AASHTO TP 62
	Wytrzymałość na rozciąganie	X		AASHTO T 322
	Podatność na pełzanie	X		AASHTO T 322
	Współczynnik Poissona		X	Krajowa norma badawcza niedostępna. Należy przyjąć zależność domyślną programu MEPDG
	Absorpcyjność powierzchniowa nawierzchni		X	Krajowa norma badawcza niedostępna. Przyjąć wartość domyślną programu MEPDG
	Przewodność cieplna	X		ASTM E 1952
	Pojemność cieplna	X		ASTM D 2766
	Współczynnik skurczu termicznego		X	Krajowa norma badawcza niedostępna. Przyjąć wartość domyślną programu MEPDG
	Efektywna zawartość asfaltu objętościowo	X		AASHTO T 308
	Zawartość wolnych przestrzeni	X		AASHTO T 166
	Gęstość kruszywa	X		AASHTO T 84 i T 85
	Uziarnienie	X		AASHTO T 27
	Gęstość objętościowa	X		AASHTO T 166
Wolne przestrzenie wypełnione asfaltem (VFA)	X		AASHTO T 209	
Istniejące mieszanki HMA, właściwości sprawdzane na miejscu w czasie oceny nawierzchni	Przeliczony moduł warstwy z FWD	X		AASHTO T 256 i ASTM D 5858
	Współczynnik Poissona		X	Krajowa norma badawcza niedostępna. Przyjąć wartość domyślną programu MEPDG
	Gęstość objętościowa	X		AASHTO T 166 (odwierty)
	Zawartość asfaltu	X		AASHTO T 164 (odwierty)
	Uziarnienie	X		AASHTO T 27 (odwierty)
	Zawartość wolnych przestrzeni	X		AASHTO T 209 (odwierty)
Asfalty (nowe, nakładki oraz istniejące mieszanki)	Oznaczenie rodzaju asfaltu (PG), OR	X		AASHTO T 315
	Zespolony moduł ścinania asfaltu ( $G^*$ ) i kąt fazowy ( $\delta$ ), OR	X		AASHTO T 49
	Penetracja, OR	X		AASHTO T 53
	Temperatura mięknięcia metodą pierścienia i kuli			AASHTO T 202
	Lepkość całkowita	X		AASHTO T 201
	Lepkość kinematyczna			AASHTO T 228
Gęstość, OR				
Lepkość Brookfielda	X		AASHTO T 316	

Uwaga: Współczynniki globalnej kalibracji zawarte w wersji 1.0 programu MEPDG dla nawierzchni z mieszanek HMA były wyznaczone przy użyciu VCHRP 1-37A na bazie lepkości dla modelu przewidywanego dynamicznego modułu zespolonego ( $E_{HMA}^*$ ).

Do właściwości inżynierskich lub mechanistycznych mieszanki HMA zaliczają się dynamiczny moduł zespolony, podatność na pękanie i wytrzymałość na rozciąganie pośrednie. Zaleca się, aby stosować Poziom 2 lub 3 danych wejściowych do oszacowania tych właściwości, chyba że instytucja lub użytkownik posiadają dostępną bazę archiwalnych wyników badań laboratoryjnych dla różnych mieszanek mineralno-asfaltowych. Skorzystanie z takiej bazy danych jest możliwe na Poziomie 2.

Jeżeli użytkownik posiada dostępną bazę archiwalnych wyników badań laboratoryjnych dla różnych mieszanek mineralno-asfaltowych, może z niej wybrać wyniki najbardziej podobnej mieszanki do tej obecnie analizowanej lub przyjąć średnią z wyników badań innych podobnych mieszanek. Poniżej przedstawiono zalecane parametry danych wejściowych i wartości dla mieszanek mineralno-asfaltowych.

- **Uziarnienie kruszywa** – Dla nowych mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco HMA, należy wybrać wartości, które znajdują się w środku przedziału dopuszczalnych wartości z wymagań technicznych lub wybrać średnie wartości z badań poprzednich konstrukcji dla określonego rodzaju mieszanki. Dla istniejących warstw asfaltowych, należy użyć średniej wartości przyjętej z danych uzyskanych z badań konstrukcji podczas budowy, lub jeżeli te dane nie są dostępne, zbadać uziarnienie próbek odwierconych z nawierzchni (zgodnie z Rozdziałem 10).
- **Zawartość wolnych przestrzeni, efektywna zawartość asfaltu objętościowo, gęstość, zawartość wolnych przestrzeni w kruszywie (VMA), wolna przestrzeń wypełniona asfaltem (VFA)** – Dla nowych mieszanek mineralno-asfaltowych, należy użyć wartości, które znajdują się w środku przedziału dopuszczalnych wartości z wymagań technicznych lub wybrać średnie wartości z danych z badań poprzednich konstrukcji dla określonego rodzaju mieszanki. Więcej szczegółów dotyczących oznaczenia właściwości objętościowych nowych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w drugiej części tego podrozdziału. Dla istniejących warstw asfaltowych, zawartość wolnych przestrzeni należy wyznaczyć na próbkach odwierconych z nawierzchni. Inne właściwości objętościowe mogą zostać obliczone z wyznaczonej zawartości wolnych przestrzeni i właściwości objętościowych uzyskanych z badań konstrukcji podczas budowy (zgodnie z Rozdziałem 10). Jeżeli dane takie są dostępne, należy wyznaczyć efektywną zawartość asfaltu, VMA i VFA na próbkach odwierconych z nawierzchni.
- **Współczynnik Poissona** – Dla nowych mieszanek mineralno-asfaltowych, należy użyć obliczonych wartości temperatury z MEPDG. Innymi słowy, należy przejrzeć dane i zastosować przewidywany model do wyznaczenia współczynnika Poissona z temperatur nawierzchni. Dla istniejących, utwardzonych przez starzenie mieszanek, należy użyć domyślnych wartości z MEPDG (zgodnie z Tablicą 11-3).
- **Dynamiczny moduł zespolony, podatność na pękanie, wytrzymałość na rozciąganie pośrednie** – Dla nowych mieszanek mineralno-asfaltowych, można użyć danych wejściowych Poziomu 2 i 3, chyba że instytucja ma bazę archiwalnych wyników badań. Do danych materiałowych wymaganych przy wprowadzaniu danych wejściowych na Poziomie 2 i 3 zaliczają się uziarnienie, klasyfikacja PG oraz wyniki badań z oznaczeń reometrem dynamicznego ścinania (DSR; AASHTO T 315). Program MEPDG umożliwi użytkownikowi dwie opcje oszacowania dynamicznego modułu zespolonego; pierwsza opcja to model oparty na lepkości oznaczona jako NCHRP 1-37A, druga to oznaczona jako NCHRP 1-40D G\* (model oparty na dynamicznym module ścinania asfaltu).

Współczynniki globalnej kalibracji dla wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych metodą równań (zgodnie z Podrozdziałem 5.2) zostały wyznaczone przy zastosowaniu modelu opartego na lepkości NCHRP 1-37A. Wybór opcji zależy od danych archiwalnych dostępnych użytkownikowi. Dla istniejących warstw asfaltowych, należy użyć danych wejściowych Poziomu 2 i 3 oraz wartości przeliczonych z ugięć FWD dla wyznaczenia dynamicznego modułu zespolonego. Podatność na pełzanie oraz wytrzymałość na rozciąganie pośrednie nie są wymagane przy istniejących warstwach z HMA.

- **Absorpcyjność powierzchniowa nawierzchni** – Należy przyjąć wartość domyślną z MEPDG, 0,85.
- **Współczynnik skurczu termicznego mieszanki** – Należy przyjąć wartości domyślne z MEPDG dla różnych mieszanek i uziarnień.
- **Temperatura referencyjna** – Należy przyjąć 70°F.
- **Przewodność cieplna asfaltu** – Należy przyjąć wartość domyślną z programu, 0,67 BTU/fr-ft-°F.
- **Pojemność cieplna** – Przyjąć wartość domyślną z programu, 0,23 BTU/lb-°F.

Poziom 1 wprowadzania danych wejściowych jest zalecaną kategorią dla projektowania nawierzchni, ale wiele instytucji nabiera dopiero doświadczeń z badaniami do scharakteryzowania mieszanek mineralno-asfaltowych. Dlatego też w Tabelicy 11-3 przedstawiono sposób wprowadzania danych wejściowych na Poziomie 2 i 3. Dla większości analiz, dopuszczalne jest stosowanie kombinacji Poziomu 1, 2 i 3 wprowadzania danych materiałowych opartych na ich indywidualnych potrzebach i możliwościach badawczych. Poniżej przedstawiono bardziej szczegółowe omówienie oznaczenia właściwości objętościowych, które mogą być pomocne przy szacowaniu właściwości danych wejściowych dla nowych mieszanek mineralno-asfaltowych.

- **Zawartość wolnych przestrzeni (AASHTO T 269),  $V_a$**  – Zawartość wolnych przestrzeni w konstrukcji jest wyznaczona ze średniej wolnej przestrzeni mieszanki mineralno-asfaltowej ułożonej i zagęszczonej przez walce, ale nie oddanej jeszcze do ruchu. Wartość ta nie będzie możliwa do wyznaczenia podczas projektowania, ponieważ mieszanka nie została jeszcze wytworzona. Zaleca się wówczas, aby wartość została przyjęta z badań poprzednich podobnych konstrukcji z zastosowaniem podobnych mieszanek, lub aby projektant mógł przyjąć docelową wartość z wymagań technicznych.
- **Gęstość objętościowa związanej mieszanki kruszywa (AASHTO T 84 and T 85),  $G_{sb}$**  – Ta wartość jest zależna od rodzaju kruszywa zastosowanego w mieszance mineralno-asfaltowej oraz jej uziarnienia. Większość instytucji ma ustalony przedział tych wartości z poprzednich projektów mieszanek dla zastosowanego rodzaju kruszywa, źródła wydobycia kruszywa i uziarnienia (zależne od rodzaju mieszanki) określonego w projekcie.
- **Gęstość maksymalna mieszanki (AASHTO T 209),  $G_{mm}$**  – Ta wartość jest zależna od rodzaju kruszywa, uziarnienia i zawartości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej. Większość instytucji ma ustalony przedział dla tej wartości z poprzednich projektów mieszanek, w których zastosowano ten sam rodzaj kruszywa i uziarnienie (rodzaj mieszanki). Gęstość maksymalna

mieszanki może zostać obliczona z właściwości poszczególnych składników, jeżeli nie ma archiwalnych danych dla danej mieszanki mineralno-asfaltowej.

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}} \quad (11-1)$$

w którym:

$P_b$  – Zawartość asfaltu wagowo, procent całkowitej masy mieszanki, AASHTO T 308,

$P_s$  – Zawartość kruszywa, procent całkowitej masy mieszanki; ( $P_s = 100 - P_b$ ),

$G_b$  – Gęstość asfaltu, AASHTO T 228, i

$G_{se}$  – Efektywna gęstość związanej mieszanki kruszywa.

- **Wolna przestrzeń w mieszance mineralnej, VMA** – VMA jest daną wejściową w programie MEPDG do wyznaczenia pojawienia się spękań termicznych i wyznaczenia innych właściwości objętościowych. Wolna przestrzeń w mieszance obrazuje zagęszczenie mieszanki zaraz po zagęszczeniu walcami, ale jeszcze przed otwarciem dla ruchu. Ta wartość jest niemożliwa do wyznaczenia na etapie projektowania, ponieważ mieszanka nie została jeszcze wyprodukowana i wbudowana. Zaleca się wyznaczenie tej wartości z innych właściwości objętościowych, które można uzyskać z danych archiwalnych podczas badań innej konstrukcji, ale z zastosowaniem podobnego rodzaju mieszanki, rodzaju kruszywa i uziarnienia.

$$VMA = 100 - \frac{P_s (G_{mb})}{G_{sb}} \quad (11-2)$$

w którym:

$G_{sb}$  – Gęstość objętościowa związanej mieszanki kruszywa, zdefiniowana powyżej, i

$G_{mb}$  – Gęstość objętościowa mieszanki po zagęszczeniu przez walce (AASHTO T 166). Ta wartość będzie niedostępna do wyznaczenia na etapie projektowania, ponieważ mieszanka nie została jeszcze wyprodukowana i wbudowana. Wartość może zostać oszacowana przy użyciu innych dostępnych na etapie budowy i projektowania właściwości objętościowych mieszanki.

$$G_{mb} = G_{mm} \left( 1 - \frac{V_a}{100} \right) \quad (11-3)$$

$G_{mm}$  – Gęstość maksymalna mieszanki, zdefiniowana powyżej, i

$V_a$  – Średnia zawartość wolnych przestrzeni w mieszance, zdefiniowana powyżej.

- **Efektywna zawartość asfaltu objętościowo,  $V_{be}$**  – Efektywna zawartość asfaltu objętościowo reprezentuje zawartość asfaltu w mieszance rozłożonej przez rozściełacz. Ta wartość będzie

niedostępna podczas projektowania, ponieważ mieszanka nie została jeszcze wyprodukowana. Wartość może zostać wyznaczona z innych właściwości objętościowych, jak to przedstawiono poniżej.

$$V_{be} = VMA - V_a \quad (11-4)$$

**Tablica 11-3. Zalecane dane wejściowe i ich wartości; przy ograniczeniu lub braku możliwości badania mieszanki mineralno-asfaltowej (Poziom 2 lub 3)**

Właściwości mierzone	Poziom 2 lub 3 danych wejściowych
Dynamiczny moduł zespolony, $E_{HMA}$ (nowe warstwy z HMA)	Nie ma wymagań co do badań dynamicznego modułu zespolonego, $E_{HMA}$ : Zastosować równanie do wyznaczenia $E_{HMA}$ ; NCHRP 1-37A model oparty na lepkości lub 1-40D model oparty na $G^*$ . Obydwa równania są dostępne w Pomocy programu. Danymi wejściowymi są uziarnienie, lepkość lepiszcza lub dynamiczny moduł ścinania i kąt fazowy, częstotliwość obciążenia, zawartość wolnych przestrzeni oraz efektywna zawartość asfaltu objętościowo. Dane wejściowe mogą być uzyskane z badań laboratoryjnych przygotowanej mieszanki i z badań próbek asfaltu lub przyjęte z danych archiwalnych. Przyjąć wartości domyślne A-TVS zawarte w programie wyznaczone z rodzaju lepiszcza asfaltowego (PG, lepkość lub penetracja), jak to przedstawiono poniżej: $\text{LogLog}\eta = A + \text{VTS}(\text{Log}T_R)$ w którym: $\eta$ = lepkość, cP; $T_R$ = temperatura, Rankine; A i VTS są punktem przecięcia i nachyleniem krzywej zależności regresji lepkości asfaltu – wrażliwości temperaturowej.
Dynamiczny moduł zespolony, $E_{HMA}$ (istniejące warstwy z HMA)	Nie ma wymagań co do badań dynamicznego modułu zespolonego, $E_{HMA}$ : Zastosować równanie do wyznaczenia $E_{HMA}$ jak opisano powyżej. Danymi wejściowymi są uziarnienie, lepkość lepiszcza lub dynamiczny moduł ścinania i kąt fazowy, częstotliwość obciążenia, zawartość wolnych przestrzeni oraz efektywna zawartość asfaltu objętościowo. Dane wejściowe mogą być uzyskane z badań laboratoryjnych odwiertów z nawierzchni i asfaltu wyekstrahowanego z próbek lub przyjęte z danych archiwalnych. Przyjąć wartości domyślne A-TVS oparte rodzaju utwardzonego przez starzenie lepiszcza asfaltowego (PG lub lepkość lub penetracja). Wyznaczyć ocenę stanu istniejącej nawierzchni (doskonały, dobry, średni, zły, bardzo zły); obliczyć moduł z czasu ugięć.
Wytrzymałość na rozciąganie, TS (nowa nawierzchnia z HMA; brak wymagań dla istniejących warstw z HMA)	Zastosować równanie regresji programu MEPDG: $\text{TS}(\text{psi}) = 7416.712 - 114.016 * V_a - 0.304 * V_{a2} - 122.592 * VFA + 0.704 * VFA^2 + 405.71 * \text{Log}_{10}(\text{Pen}77) - 2039.296 * \text{log}_{10}(A)$ w którym: TS = wytrzymałość na rozciąganie pośrednie w temperaturze 14 °F, psi $V_a$ = zawartość wolnych przestrzeni w HMA, po wbudowaniu, procent VFA = wolna przestrzeń wypełniona asfaltem, po wbudowaniu, procent Pen77 = penetracja asfaltu w 77 °F, mm/10 A = punkt przecięcia lepkości asfaltu – wrażliwości temperaturowej Wartości danych wejściowych można uzyskać z badań próbek mieszanki przygotowanych laboratoryjnie, odwiertów (dla istniejących nawierzchni) lub z danych archiwalnych.
Podatność na pęcznienie, D(t) (nowa nawierzchnia z HMA; brak wymagań dla istniejących warstw z HMA)	Zastosować równanie regresji programu MEPDG: $D(t) = D_t * t^m$ $\text{log}(D_t) = -8.524 + 0.01306 * T + 0.7957 * \text{log}_{10}(V_a) + 2.0103 * \text{log}_{10}(VFA) - 1.923 * \text{log}_{10}(A)$ $m = 1.1628 - 0.00185 * T - 0.04596 * V_a - 0.01126 * VFA + 0.00247 * \text{Pen}77 + 0.001683 * T * \text{Pen}77$ w którym: t = czas, w miesiącach T = temperatura, w której mierzona jest podatność na pęcznienie, °F $V_a$ = zawartość wolnych przestrzeni w HMA, po wbudowaniu, % VFA = wolna przestrzeń wypełniona asfaltem, po wbudowaniu, % Pen77 = penetracja asfaltu w 77 °F, mm/10. Wartości danych wejściowych można uzyskać z badań próbek mieszanki przygotowanych laboratoryjnie, odwiertów (dla istniejących nawierzchni) lub z danych archiwalnych.



Uwaga: Program MEPDG wylicza dane wejściowe modułu zespolonego, wytrzymałości na rozciąganie, podatności na pęcznienie, itd. na Poziomie 2 i 3; wszystkie wymagane zmienne danych wejściowych wymagane do obliczeń są dostępne.

**Tablica 11-3. Zalecane dane wejściowe i ich wartości; przy ograniczeniu lub braku możliwości badania mieszanki mineralno-asfaltowej – c.d. tablicy**

Właściwości mierzone	Poziom 2 lub 3 danych wejściowych																					
Zawartość wolnych przestrzeni	Przyjąć wartość dla nowobudowanej mieszanki HMA dostępną z wcześniejszych badań podobnych typów mieszanki w konstrukcji.																					
Zawartość asfaltu objętościowo	Przyjąć wartość dla nowobudowanej mieszanki HMA dostępną z wcześniejszych badań podobnych typów mieszanki w konstrukcji.																					
Całkowita gęstość objętościowa	Przyjąć wartość dla nowobudowanej mieszanki HMA dostępną z wcześniejszych badań podobnych typów mieszanki w konstrukcji.																					
Współczynnik Poissona	<p>Wyznaczyć z równania opartego na temperaturze dla nowych mieszanek HMA w programie MEPDG; Dla istniejących, utwardzonych przez starzenie warstw z HMA, należy użyć typowych wartości przedstawionych poniżej:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Temperatura referencyjna °F</th> <th>Mieszanka szczelna HMA (Poziom 3) [ ] typowe</th> <th>Mieszanka porowata HMA (Poziom 3) [ ] typowe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>&lt; 0 °F</td> <td>0,15</td> <td>0,35</td> </tr> <tr> <td>0-40 °F</td> <td>0,20</td> <td>0,35</td> </tr> <tr> <td>41-70 °F</td> <td>0,25</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td>71-100 °F</td> <td>0,35</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td>101-130 °F</td> <td>0,45</td> <td>0,45</td> </tr> <tr> <td>&gt; 130 °F</td> <td>0,48</td> <td>0,45</td> </tr> </tbody> </table>	Temperatura referencyjna °F	Mieszanka szczelna HMA (Poziom 3) [ ] typowe	Mieszanka porowata HMA (Poziom 3) [ ] typowe	< 0 °F	0,15	0,35	0-40 °F	0,20	0,35	41-70 °F	0,25	0,40	71-100 °F	0,35	0,40	101-130 °F	0,45	0,45	> 130 °F	0,48	0,45
Temperatura referencyjna °F	Mieszanka szczelna HMA (Poziom 3) [ ] typowe	Mieszanka porowata HMA (Poziom 3) [ ] typowe																				
< 0 °F	0,15	0,35																				
0-40 °F	0,20	0,35																				
41-70 °F	0,25	0,40																				
71-100 °F	0,35	0,40																				
101-130 °F	0,45	0,45																				
> 130 °F	0,48	0,45																				
Absorpcyjność krótkofalowa powierzchni	Przyjąć wartość domyślną programu MEPDG 0,85, która była stosowana w procesie globalnej kalibracji (zgodnie z Tablicą 11-2).																					
Przewodność cieplna	Typowa wartość dla HMA mieści się w przedziale od 0,44 do 0,81 Btu/(ft)(hr)(°F). Należy przyjąć wartość domyślną programu 0,67 Btu/(ft)(hr)(°F).																					
Pojemność cieplna	Typowa wartość dla HMA mieści się w przedziale od 0,22 do 0,40 Btu/(lb)(°F). Należy przyjąć wartość domyślną programu 0,23 Btu/(lb)(°F).																					
Współczynnik skurczu termicznego	<p>Stosować równanie programu MEPDG przedstawiane poniżej:</p> $L_{MIX} = \frac{VMA * B_{ac} + V_{AGG} * B_{AGG}}{3 * V_{TOTAL}}$ <p>w którym:</p> <p><math>L_{MIX}</math> = Liniowy współczynnik skurczu termicznego mieszanki asfaltowo-betonowej (1/°C).</p> <p><math>B_{ac}</math> = Objętościowy współczynnik skurczu termicznego mieszanki asfaltu w stanie stałym (1/°C).</p> <p><math>B_{AGG}</math> = Objętościowy współczynnik skurczu termicznego kruszywa (1/°C).</p> <p><math>VMA</math> = Procent wolnych przestrzeni w kruszywie mineralnym (równy procentowi objętości wolnych przestrzeni + procent objętości cementu asfaltowego minus procent objętości pochłoniętego asfaltu).</p> <p><math>V_{AGG}</math> = Objętość kruszywa w mieszance procentowo.</p> <p><math>V_{TOTAL}</math> = 100 procent</p> <p>Typowe wartości dla liniowego współczynnika skurczu termicznego, objętościowego współczynnika skurczu termicznego asfaltu w stanie stałym i objętościowego współczynnika skurczu termicznego kruszywa mierzone na różne sposoby są następujące:</p> <p><math>L_{MIX}</math> = 2,2 do 3,4 * 10<sup>-5</sup> /°C (liniowa).</p> <p><math>B_{ac}</math> = 3,5 do 4,3 * 10<sup>-4</sup> /°C (trzeciego stopnia).</p> <p><math>B_{AGG}</math> = 21 do 37 * 10<sup>-6</sup> /°C (trzeciego stopnia).</p>																					

Uwaga: Program MEPDG wylicza dane wejściowe współczynnika ekstrakcji termicznej, itd.; wszystkie dane wejściowe wymagane do obliczeń są dostępne.

*Komentarz: Dobór metod badań lepiszczy asfaltowych do polskich warunków*  
*Przeprowadzono badania wybranych asfaltów i polimeroasfaltów*  
*stosowanych w Polsce według metod norm PN-EN oraz według metod ASTM*  
*niezbędnych do zastosowania w MEPDG. Zależnie od poziomu (1, 2, 3) należy*  
*wybrać dane właściwości lepiszczy.*

*Komentarz: Dobór metody badawczej mma do polskich warunków*  
*Wyznaczanie modułu dynamicznego (zespolonego) w szerokim zakresie*  
*temperatury i częstotliwości obciążenia nie jest w Polsce powszechnie*  
*przeprowadzane, wykonywane jest raczej na okoliczność prac naukowo-*  
*badawczych. W ostatnich latach w związku z upowszechnieniem się*  
*stosowania betonu asfaltowego o wysokim module sztywności wykonywane*  
*są badania modułu zespolonego metodą belki czteropunktowo zginanej (4PB)*  
*[i]. Badania sprowadzają się do sprawdzenia sztywności w jednej*  
*częstotliwości i temperaturze. Sprzęt jest jednak dość powszechnie stosowany i*  
*dostępny.*

*Badanie metodą jednoosiowego ściskania nie jest w Polsce powszechnie*  
*stosowane, sprzęt jest dostępny w niewielu placówkach badawczych. Wobec*  
*powyższego proponujemy, aby dla potrzeb projektowania nawierzchni metodą*  
*MEPDG moduł dynamiczny badany był metodą 4PB. Zaletą tej metody jest*  
*powszechna dostępność sprzętu do badań oraz dobra korelacja z wynikami*  
*metodą jednoosiowego ściskani., Niezależnie jednak od temperatury badania i*  
*częstotliwości współczynnik proporcjonalności pomiędzy wynikami metodą*  
*4PB a jednoosiowym ściskaniem zmienia się w niewielkim zakresie (około 0,4-*  
*0,45). Efektem tego jest uzyskanie bardzo wysokich wartości R2 przy analizie*  
*regresji wyników ze wszystkich temperatur razem (od 0,94 do 0,98).*  
*Zauważono również, że podział na mieszanki ze względu na typ asfaltu*  
*(drogowy/modyfikowany) wpływa nieznacznie na współczynnik determinacji*  
*regresji. Współczynnik proporcjonalności wynoszący przykładowo przy*  
*częstotliwości 10 Hz kolejno 0,44 (wszystkie mma), 0,43 (mma z asfaltami*  
*drogowymi) oraz 0,46 (mma z polimeroasfaltem) pomiędzy wynikami 4PB a TC*  
*nie wskazuje na konieczność podziału na mieszanki ze względu na typ asfaltu.*  
*Ostatecznie zaproponowano przyjęcie współczynnika przeliczeniowego  $E_{4PB}/E_{TC}$*   
*= 0,45, niezależnie od częstotliwości, temperatury i rodzaju materiałów.*

*Konieczna jest analiza zależności pomiędzy wynikami kąta przesunięcia*  
*fazowego wyznaczonymi metodą 4PB i jednoosiowego ściskania (TC). Na*  
*podstawie przeprowadzonych badań proponuje się przyjąć współczynnik*  
*przeliczeniowy (współczynnik proporcjonalności) kąta przesunięcia fazowego*  
*metodą 4PB do TC na poziomie 1,13 dla mieszanek z asfaltem zwykłym i 1,28*  
*dla mieszanek z polimeroasfaltem:*

*Badanie pełzania (Creep Test)*

---

*Badanie to zostało opracowane w ramach programu SHRP [ii] i opisana w normie amerykańskiej AASHTO T322. Służy do oceny odporności na spękania niskotemperaturowe mieszanek mineralno-asfaltowych. Wyniki pełzania i wytrzymałości na rozciąganie są niezbędne w metodzie SHRP Superpave do wyznaczenia krzywej wiodącej modułu relaksacji i parametrów pęknięcia. Krzywa wiodąca modułu relaksacji określa rozwój spękań termicznych, natomiast parametr pęknięcia stanowi informację o odporności mieszanki na spękania niskotemperaturowe. Badanie pełzania przeprowadza się w temperaturze 0, -10 i -20°C, na próbkach walcowych o wysokości 38-50 mm i średnicy 141-159 mm. Podczas badania mierzone są osiowe i poprzeczne odkształcenia próbki. Obciążenie powinno być tak dobrane, aby odkształcenia poprzeczne zawierały się w przedziale od 0,00125 do 0,0190 mm. Czas badania wynosi 1000s. Każda próbka poddawana jest następnie w tej samej temperaturze badaniu wytrzymałości na rozciąganie. Uzyskane wyniki pełzania i wytrzymałości na rozciąganie wykorzystuje się do obliczenia współczynnika Poissona i podatności pełzania.*

*W metodzie MEPDG badanie pełzania i wytrzymałości na rozciąganie są wykorzystywane w prognozowaniu spękań poprzecznych termicznych niezwiązanych z obciążeniem od pojazdów.*

*Model pęknięcia termicznego jest zaawansowaną wersją metody opracowanej w ramach kontraktu badawczego SHRP A-005. Wielkość propagacji pęknięcia spowodowanego przez określony cykl chłodzenia jest prognozowana przy zastosowaniu prawa Parisa propagacji pęknięcia.*

$$\Delta C = A(\Delta K)^n$$

w którym:

$\Delta C$  = zmiana w głębokości pęknięcia na skutek cyklu chłodzenia,

$\Delta K$  = zmiana współczynnika intensywności naprężeń na skutek cyklu chłodzenia,

$A, n$  = parametry pęknięcia  $mma$ .

*Wyniki doświadczalne wskazują, że właściwe wartości  $A$  i  $n$  mogą być uzyskane z badania podatności pełzania w rozciąganiu pośrednim i wytrzymałości  $mma$  zgodnie z równaniami:*

$$A = 10^{k_z \beta_z (4.389 - 2.52 \text{Log}(E_{HMA} \sigma_m^n))}$$

$$\eta = 0,8 \left[ 1 + \frac{1}{m} \right]$$

w którym:

$k_t$  = współczynnik otrzymany z procesu globalnej kalibracji dla każdego poziomu (Level 1 = 5, Level 2 = 1.5, Level 3 = 3)

$E_{HMA}$  = moduł rozciągania pośredniego  $mma$ ,  $psi$

$\sigma_m$  = wytrzymałość mieszanki na rozciąganie,  $psi$

$m$  = wartość  $m$  uzyskana z krzywej podatności pełzania w rozciąganiu pośrednim (indirect tensile creep-compliance curie) w laboratorium,

$\beta t$  = współczynnik lokalny lub współczynnik kalibracji mieszanki

Współczynnik intensywności naprężeń,  $K$ , został wprowadzony do stosowania w MEPDG poprzez zastosowanie uproszczonego równania opracowanego w analizach metodą elementów skończonych.

$$K = \sigma_{tip} [0,45 + 1,99(C_0)^{0,56}]$$

w którym:

$\sigma_{tip}$  = naprężenie na głębokości końca pęknięcia uzyskane w modelu nawierzchni, psi

$C_0$  = bieżąca długość pęknięcia, ft.

Stopień spękania jest prognozowany przez MEPDG przy zastosowaniu założonej zależności pomiędzy rozkładem prawdopodobieństwa logarytmu głębokości pęknięcia do grubości warstw asfaltowych i procentem spękań. Równanie poniżej przedstawia zależność używaną do określania intensywności spękań termicznych.

$$TC = \beta_{t1} N \left[ \frac{1}{\sigma_d} \text{Log} \left( \frac{C_d}{H_{HMA}} \right) \right]$$

w którym:

$TC$  = zaobserwowana ilość spękań termicznych, ft/mi,

$\beta_{t1}$  = współczynnik regresji obliczony w globalnej kalibracji (400),

$N(z)$  = standardowy rozkład normalny określony na głębokości  $z$ ,

$\sigma_d$  = odchylenie standardowe logarytmu głębokości pęknięcia w nawierzchni (0,769), cale,

$C_d$  = głębokość pęknięcia, cale

$H_{HMA}$  = grubość warstw asfaltowych, cale.

**Opis metody**

Badanie przeprowadza się na próbkach walcowych przygotowanych laboratoryjnie lub wycinanych z nawierzchni. Dla każdej temperatury badania należy przygotować po trzy próbki o gładkich i równoległych podstawach o następujących wymiarach:

wysokość od 38 do 50 mm,

średnica  $150 \pm 9$  mm.

Oprócz podstawowych elementów stanowiska pomiarowego (maszyny wytrzymałościowej) niezbędne są:

uchwyty do próbki,

cztery czujniki LVDTiii do pomiaru przemieszczeń pionowych i poziomych,

zestaw elementów mocujących czujniki LVDT do próbki.

*Próbka poddana zostaje ścisaniu stałą siłą przyłożoną prostopadle do osi próbki. Podczas badania mierzone i rejestrowane są osiowe i poprzeczne przemieszczenia próbki. Następnie każda próbka poddawana jest próbie wytrzymałości na rozciąganie. Na podstawie średnich maksymalnych przemieszczeń i wytrzymałości na rozciąganie oblicza się współczynnik Poissona i podatność pełzania.*

---

### **11.3 Mieszanki betonu cementowego, chudego betonu oraz związanych cementem do podbudowy**

W tablicy 11-4 zestawiono wszystkie dane obliczeniowe poziomu 1 dotyczące materiałów z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego zamieszczonych w Tablicy 11-1. Ponadto Tablica 11-4 zawiera zalecane źródła danych obliczeniowych (tj. zalecane procedury badawcze i inne podstawy oszacowań).

Chociaż w projektowaniu nawierzchni zaleca się korzystanie z danych obliczeniowych poziomu 1 większość zarządców dróg nie posiada aparatury badawczej wymaganej do ustalenia charakterystyk materiałów z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego. Zakładając prawdopodobnie ograniczony dostęp lub całkowity brak zaplecza badawczego potrzebnego do ustalenia charakterystyk materiałów z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego zaleca się wykorzystanie danych obliczeniowych poziomów 2 i 3, które zostały zestawione w Tablicy 11-5. Zwrócić należy jednak uwagę, że w większości przypadków projektanci korzystają łącznie z danych poziomów 1, 2 i 3 w dostosowaniu do konkretnych potrzeb i możliwości zaplecza badawczego.

### **11.4 Materiały związane spoiwami chemicznymi z uwzględnieniem chudego betonu i związanych cementem do podbudowy**

W przypadku stabilizacji materiałami cementopodobnymi lub pucolanowymi, parametrami wymaganymi w projektowaniu MEPDG są: wytrzymałość na ścisanie, umowna wytrzymałość na zginanie (MOR) oraz gęstość. Ponieważ w zadaniach 1-37A i 1-40D programu NCHRP nie przeprowadzono kalibracji wzoru do prognozowania spękań zmęczeniowych nawierzchni pólsztynnych warstw tych nie należy stosować bez uprzedniej kalibracji modelu prognozowania.

Na podstawie jakości mieszanki mineralno-cementowej biuro projektowe może ustalić własne współczynniki kalibracji. Wartości zalecane do stosowania w okresie przejściowym omówiono w instrukcji „Standard Practice for Local Calibration” (NCHRP.2007.b).

Tablica 11-6 zawiera zbiorcze zestawienie wszystkich danych obliczeniowych poziomu 1 dla podanych w Tablicy 11-1 dla wszystkich rodzajów materiałów stabilizowanych chemicznie. Tablica 11-6 podaje również zalecane źródła danych obliczeniowych (tj. zalecane procedury badawcze i inne podstawy oszacowań). Chociaż w projektowaniu nawierzchni zaleca się korzystanie z danych obliczeniowych poziomu 1 większość zarządców dróg nie posiada aparatury badawczej wymaganej do ustalenia charakterystyk materiałów nawierzchniowych. Zakładając prawdopodobnie ograniczony dostęp lub całkowity brak zaplecza badawczego potrzebnego do ustalenia charakterystyki materiałów stabilizowanych chemicznie zaleca się wykorzystanie danych obliczeniowych poziomów 2 i 3, które

zostały zestawione w Tablicy 11-7. W większości analiz projektanci korzystają łącznie z danych poziomów 1, 2 i 3 w dostosowaniu do konkretnych potrzeb i możliwości zaplecza badawczego.

**Tablica 11-4. Parametry wejściowe i metody badawcze dla nowych i istniejących materiałów z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego dla poziomu 1**

Rodzaj projektu	Mierzone własności	Źródło danych		Zalecana norma badawcza lub źródła danych
		Badanie	Oszacowanie	
Nowy beton cementowy na bazie cementu portlandzkiego i nakładka z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego oraz istniejący beton cementowy na bazie cementu portlandzkiego, gdy przedmiotem jest skład nakładki z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego	Moduł sprężystości	X		ASTM C469
	Współczynnik Poissona	X		ASTM C469
	Wytrzymałość na zginanie	X		AASHTO T97
	Pośrednia wytrzymałość na rozciąganie (tylko CRCP)	X		AASHTO T198
	Ciążar jednostkowy	X		AASHTO T121
	Zawartość powietrza	X		AASHTO T152 lub T196
	Współczynnik rozszerzalności cieplnej	X		AASHTO P60
	Krótkotrwała nasiąkliwość powierzchniowa		X	Brak badań krajowych. W MEPDG stosować domyślną wartość.
	Przewodność cieplna	X		ASTM E 1952
	Pojemność cieplna	X		ASTM D 2766
	Temperatura betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego przy braku naprężeń		X	Brak badań krajowych. Oszacować na podstawie danych historycznych lub wybrać z domyślnych wartości wg MEPDG
	Rodzaj cementu		X	Wybrać na podstawie istniejącego lub przewidywanego źródła cementu
	Zawartość cementopodobnych składników		X	Wybrać na podstawie istniejącej lub przewidywanej recepty na mieszankę betonową
	Stosunek wody do cementu		X	Wybrać na podstawie istniejącej lub przewidywanej recepty na mieszankę betonową
	Rodzaj kruszywa		X	Wybrać na podstawie istniejącego lub przewidywanego źródła kruszywa
	Metoda pielęgnacji		X	Wybrać na podstawie rekomendacji i doświadczenia
	Skurcz ostateczny		X	Badania niepraktyczne. Oszacować za pomocą równania wg MEPDG
Skurcz odwracalny		X	Oszacować na podstawie danych historycznych lub wybrać z domyślnych wartości wg MEPDG	
Czas potrzebny do osiągnięcia 50% wartości skurczu ostatecznego		X		
Istniejący w stanie nienaruszonym i spękanym beton cementowy na bazie cementu portlandzkiego	Moduł sprężystości	X		ASTM C469 (wycięte próbki) AASHTO T 256 ( badania nieniszczące ugięć)
	Współczynnik Poissona	X		ASTM C469 (wycięte próbki)
	Wytrzymałość na zginanie	X		AASHTO T 97 (wycięte próbki)
	Ciążar jednostkowy	X		AASHTO T 121 (wycięte próbki)
	Krótkotrwała nasiąkliwość powierzchniowa		X	Niedostępne protokoły z badań krajowych. Stosować domyślne wartości wg MEPDG
	Przewodność cieplna	X		ASTM E1952 (wycięte próbki)
Pojemność cieplna	X		ASTM D2766 (wycięte próbki)	

**Tablica 11-5. Zalecane wejściowe parametry i wartości; z możliwością ograniczonych badań lub bez możliwości badania materiałów z betonu cementowego z cementem portlandzkim (Poziom wejścia 2 lub 3)**

Mierzone własności	Zalecane poziomy wejściowe 2 i 3																										
Moduł sprężystości i wytrzymałość na zginanie nowego betonu cementowego z cementem portlandzkim	28 dniowa wytrzymałość na zginanie ORAZ 28 dniowy moduł sprężystości betonu cementowego z cementem portlandzkim, LUB 28 dniowa wytrzymałość na ściskanie ORAZ 28 dniowy moduł sprężystości betonu cementowego z cementem portlandzkim, LUB 28 dniowa wytrzymałość na zginanie TYLKO ,LUB 28 dniowa wytrzymałość na ściskanie TYLKO																										
Moduł sprężystości istniejącego nienaruszonego betonu cementowego z cementem portlandzkim	Na podstawie stanu nawierzchni, należy wybrać typowe wartości modułu z zakresu wartości podanych niżej: <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <th>Jakościowy Opis Stanu Nawierzchni</th> <th>Typowe Zakresy Modułu, psi</th> </tr> <tr> <td>Odpowiedni</td> <td>3 do 4 x 10<sup>6</sup></td> </tr> <tr> <td>Marginalny</td> <td>1 do 3 x 10<sup>6</sup></td> </tr> <tr> <td>Nieodpowiedni</td> <td>0,3 do 1 x 10<sup>6</sup></td> </tr> </table>	Jakościowy Opis Stanu Nawierzchni	Typowe Zakresy Modułu, psi	Odpowiedni	3 do 4 x 10 <sup>6</sup>	Marginalny	1 do 3 x 10 <sup>6</sup>	Nieodpowiedni	0,3 do 1 x 10 <sup>6</sup>																		
Jakościowy Opis Stanu Nawierzchni	Typowe Zakresy Modułu, psi																										
Odpowiedni	3 do 4 x 10 <sup>6</sup>																										
Marginalny	1 do 3 x 10 <sup>6</sup>																										
Nieodpowiedni	0,3 do 1 x 10 <sup>6</sup>																										
Moduł sprężystości istniejącego spękanego betonu cementowego z cementem portlandzkim	Trzy powszechnie sposoby spękania płyt z betonu cementowego z cementem portlandzkim prowadzą do określenia i umiejscowienia rys, przełamań oraz tarcia. W zależności od charakterystyki materiałów, zarysowanych lub popękanych i umiejscowienia w warstwach z betonu cementowego z cementem portlandzkim rozpatruje się w odrębnej kategorii od tarcia warstw. Na poziomie 3, typowe wartości modułu można przyjąć dla projektu (patrz poniżej) <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <th>Rodzaj spękannej warstwy z betonu cementowego z cementem portlandzkim</th> <th>Typowy Zakres Modułu, psi</th> </tr> <tr> <td>Miejsce pęknięcia, miejsce złamania</td> <td>150,000 do 1000,000</td> </tr> <tr> <td>Tarcie</td> <td>50,000 do 150,000</td> </tr> </table>	Rodzaj spękannej warstwy z betonu cementowego z cementem portlandzkim	Typowy Zakres Modułu, psi	Miejsce pęknięcia, miejsce złamania	150,000 do 1000,000	Tarcie	50,000 do 150,000																				
Rodzaj spękannej warstwy z betonu cementowego z cementem portlandzkim	Typowy Zakres Modułu, psi																										
Miejsce pęknięcia, miejsce złamania	150,000 do 1000,000																										
Tarcie	50,000 do 150,000																										
Współczynnik Poissona	Współczynnik Poissona nowego betonu cementowego z cementem portlandzkim, zwykle waha się pomiędzy 0,11 i 0,21 , a wartością pomiędzy 0,15 i 0,18 są typowymi, które przyjmuje się w projekcie betonu cementowego z cementem portlandzkim. Zobacz poniżej typowych wartości współczynnika Poissona materiałów z betonu cementowego z cementem portlandzkim <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <th>Materiały z betonu cementowego z cementem portlandzkim</th> <th>Poziom 3 - typowy</th> </tr> <tr> <td>Płyty z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego (nowo wybudowane lub istniejące)</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td>Spękana płyta</td> <td></td> </tr> <tr> <td>    Miejsce pęknięcia</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td>    Miejsce złamania</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td>    Tarcie</td> <td>0,30</td> </tr> </table>	Materiały z betonu cementowego z cementem portlandzkim	Poziom 3 - typowy	Płyty z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego (nowo wybudowane lub istniejące)	0,20	Spękana płyta		Miejsce pęknięcia	0,20	Miejsce złamania	0,20	Tarcie	0,30														
Materiały z betonu cementowego z cementem portlandzkim	Poziom 3 - typowy																										
Płyty z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego (nowo wybudowane lub istniejące)	0,20																										
Spękana płyta																											
Miejsce pęknięcia	0,20																										
Miejsce złamania	0,20																										
Tarcie	0,30																										
Ciężar jednostkowy	Z danych historycznych lub z typowego zakresu dla bet. zwykłego: 140 ÷ 160lb/ft <sup>3</sup>																										
Mierzone własności	Zalecane poziom wejściowy 3																										
Współczynnik rozszerzalności cieplnej	Wybierz wartości historyczne lub typowe wartości w oparciu rodzaj kruszywa grubego do betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego. <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <th>Rodzaj kruszywa</th> <th>Współczynnik rozszerzalności cieplnej [ 10<sup>-6</sup>/°F ]</th> </tr> <tr> <td>Andezyt</td> <td>5,3</td> </tr> <tr> <td>Bazalt</td> <td>5,2</td> </tr> <tr> <td>Diabaz</td> <td>4,6</td> </tr> <tr> <td>Gabro</td> <td>5,3</td> </tr> <tr> <td>Granit</td> <td>5,8</td> </tr> <tr> <td>Łupek</td> <td>5,6</td> </tr> <tr> <td>Rogowiec</td> <td>6,6</td> </tr> <tr> <td>Dolomit</td> <td>5,8</td> </tr> <tr> <td>Wapień</td> <td>5,4</td> </tr> <tr> <td>Kwarcyt</td> <td>6,2</td> </tr> <tr> <td>Piaskowiec</td> <td>6,1</td> </tr> <tr> <td>Łupko-poryty</td> <td>5,7</td> </tr> </table> <p>Jeżeli kruszywo grube jest nieznanne, to należy zastosować wg MEPDG wartość domyślną 5,5 10<sup>-6</sup> /°F</p>	Rodzaj kruszywa	Współczynnik rozszerzalności cieplnej [ 10 <sup>-6</sup> /°F ]	Andezyt	5,3	Bazalt	5,2	Diabaz	4,6	Gabro	5,3	Granit	5,8	Łupek	5,6	Rogowiec	6,6	Dolomit	5,8	Wapień	5,4	Kwarcyt	6,2	Piaskowiec	6,1	Łupko-poryty	5,7
Rodzaj kruszywa	Współczynnik rozszerzalności cieplnej [ 10 <sup>-6</sup> /°F ]																										
Andezyt	5,3																										
Bazalt	5,2																										
Diabaz	4,6																										
Gabro	5,3																										
Granit	5,8																										
Łupek	5,6																										
Rogowiec	6,6																										
Dolomit	5,8																										
Wapień	5,4																										
Kwarcyt	6,2																										
Piaskowiec	6,1																										
Łupko-poryty	5,7																										
Krótkotrwała nasiąkliwość powierzchniowa	Użyj poziomu 3 wg MEPDG z domyślnym 0,85, który był używany w globalnym procesie kalibracji (patrz Tablica 11-4)																										
Przewodność cieplna	Typowe wartości dla betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego z zakresu od 0,44 do 0,81 Btu/(ft)(hr) <sup>o</sup> F. Użyj domyślnych wartości określonych w programie 1,25 Btu/(ft)(hr) <sup>o</sup> F.																										

Pojemność cieplna	Typowe wartości dla betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego z zakresu od 0,22 do 0,40 Btu/(lb) <sup>o</sup> F. Użyj domyślnych wartości określonych w programie 0,28 Btu/lb-F.																																																									
Temperatura betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego przy braku naprężeń	<p>Temperatura betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego przy braku naprężeń T<sub>z</sub>, może być wprowadzana bezpośrednio lub może być określana na podstawie miesięcznej temperatury otoczenia i zawartości cementu, stosując równanie poniżej:  <math>T_z = (C_c * 0,59328 * H * 0,5 * 1000 * 1,8 / (1,1 * 2400) + MMT)</math>  gdzie:  T<sub>z</sub> – temperatura betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego przy braku naprężeń (dopuszczalny zakres 60 do 120 °F)  C<sub>c</sub> – zawartość cementu lb/yd<sup>3</sup>  H - -0,0787+0,007*MMT-0,00003*MMT<sup>2</sup>  MMT – średnia miesięczna temperatura w miesiącu budowy, °F  Przykład dla temperatur przy braku naprężeń dla różnych średnich temperatur miesięcznych i różnej zawartości cementu w przy projektowanej mieszance z betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego przedstawiono poniżej:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Średnia miesięczna temperatura [stopniach F]</th> <th rowspan="2">H</th> <th colspan="4">Zawartość cementu lbs/cy</th> </tr> <tr> <th>400</th> <th>500</th> <th>600</th> <th>700</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>40</td> <td>0,1533</td> <td>52*</td> <td>56</td> <td>59</td> <td>62</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>0,1963</td> <td>66</td> <td>70</td> <td>74</td> <td>78</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>0,2333</td> <td>79</td> <td>84</td> <td>88</td> <td>93</td> </tr> <tr> <td>70</td> <td>0,2643</td> <td>91</td> <td>97</td> <td>102</td> <td>107</td> </tr> <tr> <td>80</td> <td>0,2893</td> <td>13</td> <td>109</td> <td>115</td> <td>121</td> </tr> <tr> <td>90</td> <td>0,3083</td> <td>115</td> <td>121</td> <td>127</td> <td>134</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>0,3213</td> <td>126</td> <td>132</td> <td>39</td> <td>145</td> </tr> </tbody> </table>						Średnia miesięczna temperatura [stopniach F]	H	Zawartość cementu lbs/cy				400	500	600	700	40	0,1533	52*	56	59	62	50	0,1963	66	70	74	78	60	0,2333	79	84	88	93	70	0,2643	91	97	102	107	80	0,2893	13	109	115	121	90	0,3083	115	121	127	134	100	0,3213	126	132	39	145
Średnia miesięczna temperatura [stopniach F]	H	Zawartość cementu lbs/cy																																																								
		400	500	600	700																																																					
40	0,1533	52*	56	59	62																																																					
50	0,1963	66	70	74	78																																																					
60	0,2333	79	84	88	93																																																					
70	0,2643	91	97	102	107																																																					
80	0,2893	13	109	115	121																																																					
90	0,3083	115	121	127	134																																																					
100	0,3213	126	132	39	145																																																					
Mierzone własności	Zalecane poziomy wejściowe 2 i 3																																																									
Rodzaj cementu	Oszacować na podstawie doświadczenia																																																									
Zawartość materiału cementopodobnego	Oszacować na podstawie doświadczenia																																																									
Współczynnik woda do cementu	Oszacować na podstawie doświadczenia																																																									
Rodzaj kruszywa	Oszacować na podstawie doświadczenia																																																									
Metoda pielęgnacji	Oszacować na podstawie doświadczenia																																																									
Skurcz ostateczny	Oszacowanie przy zastosowaniu równania regresji wg MEPDG																																																									
Skurcz odwracalny	Użyj wg MEPDG domyślnie 50 procent, chyba że są dostępne bardziej dokładne informacje																																																									
Czas potrzebny do osiągnięcia 50% wartości skurczu ostatecznego.	Użyj w MEPDG domyślnie 35 dni, chyba że są dostępne bardziej dokładne informacje																																																									

Uwaga: Projektowanie szczegółowego badania nie jest wymagane na poziomie 3. Wymagane są historyczne wyniki badań wykonanych według listy protokołów badań z poprzednio wykonanych konstrukcji



**Tablica 11-6 Wejściowe wymagania i metody badań materiałów stabilizowanych chemicznie dla nowych i istniejących materiałów stabilizowanych chemicznie.**

Rodzaj projektu	Rodzaj materiału	Mierzone własności	Źródło danych		Zalecana metoda badawcza i/lub źródło danych	
			Badanie	Oszacowanie		
Nowy	Beton chudy i kruszywo stabilizowane cementem	Moduł sprężystości	X		ASTM C469	
		Wytrzymałość na zginanie (wymagane tylko w przypadku stosowania konstrukcji nawierzchni HMA)	X		AASHTO T97	
	Mieszanka popiół lotny- cement-wapno	Moduł sprężystości		X	Brak badań. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	
		Wytrzymałość na zginanie	X		AASHTO T97	
	Grunt stabilizowany	Moduł sprężystości		X	Brak badań. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	
		Wytrzymałość na zginanie	X		ASTM D 1635	
	Grunt stabilizowany wapnem	Moduł elastyczny	X		AASHTO T 307	
		Wytrzymałość na zginanie		X	Brak badań. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	
	Wszystkie	Ciężar jednostkowy			X	Badanie nie wymagane. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3
			Współczynnik Poissona		X	Badanie nie wymagane. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3
		Przewodność cieplna	X		ASTM E 1952	
		Pojemność cieplna	X		ASTM D 2766	
		Absorpcja powierzchni		X	Brak badań. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	
	Istniejący	Wszystkie	Oblicz moduły z czas ugięcia w FWD	X		AASHTO T 256 & ASTM D 5858
Wytrzymałość na zginanie (wymagane tylko w przypadku stosowania w konstrukcji nawierzchni HMA)				X	Badanie nie wymagane. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	
Ciężar jednostkowy				X	Badanie nie wymagane. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	
Współczynnik Poissona				X	Badanie nie wymagane. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	
Przewodność cieplna			X		ASTM E 1952	
Pojemność cieplna			X		ASTM D 2766	
Absorpcja powierzchni				X	Brak badań. Oszacować za pomocą poziomów 2 i 3	

**Tablica 11-7 Zalecane dla poziomów 2 i 3 wejściowe parametry i ich wartości dla materiałów stabilizowanych chemicznie**

Wymagany parametr wejściowy	Wymagany poziom wejściowy																		
Moduł sprężystości/ sztywności sprężystej	przyjąć wytrzymałość na ściskanie bez skrępowania bocznego ( $f'_c$ lub $q_u$ ) w psi wyznaczone na próbkach laboratoryjnych lub wyciętych, po przeliczeniu na moduł sprężystości/sztywności sprężystej przy wykorzystaniu poniższych współczynników:																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Materiał</th> <th>Zależności do obliczania modułu</th> <th>Metoda badania</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Beton chudy i kruszywo stabilizowane cementem</td> <td><math>E = 57000 (f'_c)^{0.5}</math></td> <td>AASHTO T22</td> </tr> <tr> <td>Porowata stabilizacja cementem kruszywa</td> <td>Przyjąć poziom wyjściowy 3</td> <td>Brak</td> </tr> <tr> <td>Mieszanka popiół lotny cement-wapno</td> <td><math>E = 500 + q_u</math></td> <td>ASTM C 593</td> </tr> <tr> <td>Grunt stabilizowany cementem</td> <td><math>E = 1200 (q_u)</math></td> <td>ASTM D 1633</td> </tr> <tr> <td>Grunt stabilizowany wapnem</td> <td><math>Mr = 0.124(q_u) + 9.98</math></td> <td>ASTM D 5102</td> </tr> </tbody> </table>	Materiał	Zależności do obliczania modułu	Metoda badania	Beton chudy i kruszywo stabilizowane cementem	$E = 57000 (f'_c)^{0.5}$	AASHTO T22	Porowata stabilizacja cementem kruszywa	Przyjąć poziom wyjściowy 3	Brak	Mieszanka popiół lotny cement-wapno	$E = 500 + q_u$	ASTM C 593	Grunt stabilizowany cementem	$E = 1200 (q_u)$	ASTM D 1633	Grunt stabilizowany wapnem	$Mr = 0.124(q_u) + 9.98$	ASTM D 5102
	Materiał	Zależności do obliczania modułu	Metoda badania																
	Beton chudy i kruszywo stabilizowane cementem	$E = 57000 (f'_c)^{0.5}$	AASHTO T22																
	Porowata stabilizacja cementem kruszywa	Przyjąć poziom wyjściowy 3	Brak																
	Mieszanka popiół lotny cement-wapno	$E = 500 + q_u$	ASTM C 593																
	Grunt stabilizowany cementem	$E = 1200 (q_u)$	ASTM D 1633																
	Grunt stabilizowany wapnem	$Mr = 0.124(q_u) + 9.98$	ASTM D 5102																
	Lub wybrać podane poniżej typowe wartości $E$ i $M_r$ w psi																		
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Beton chudy, <math>E</math></td> <td>2,000,000</td> </tr> <tr> <td>Kruszywo stabilizowane cementem, <math>E</math></td> <td>1,000,000</td> </tr> <tr> <td>Porowata stabilizacja cementem kruszywa</td> <td>750,000</td> </tr> <tr> <td>Grunt stabilizowany cementem</td> <td>500,000</td> </tr> <tr> <td>Mieszanka popiół lotny cement-wapno, <math>E</math></td> <td>1,500,000</td> </tr> <tr> <td>Grunt stabilizowany wapnem, <math>M_r</math></td> <td>45,000</td> </tr> </tbody> </table>		Beton chudy, $E$	2,000,000	Kruszywo stabilizowane cementem, $E$	1,000,000	Porowata stabilizacja cementem kruszywa	750,000	Grunt stabilizowany cementem	500,000	Mieszanka popiół lotny cement-wapno, $E$	1,500,000	Grunt stabilizowany wapnem, $M_r$	45,000					
	Beton chudy, $E$	2,000,000																	
	Kruszywo stabilizowane cementem, $E$	1,000,000																	
Porowata stabilizacja cementem kruszywa	750,000																		
Grunt stabilizowany cementem	500,000																		
Mieszanka popiół lotny cement-wapno, $E$	1,500,000																		
Grunt stabilizowany wapnem, $M_r$	45,000																		
Wytrzymałość na zginanie (wymagana jedynie w przypadku nawierzchni podatnych)	Przyjąć 20% wytrzymałości na ściskanie wyznaczonej na próbkach laboratoryjnych lub wyciętych z nawierzchni jako szacunkową wartość wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu dla wszystkich materiałów związanych spoiwem hydraulicznym																		
	Lub wybrać podane poniżej typowe wartości $M_r$ w psi																		
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Materiał stabilizowany chemicznie ułożony pod nawierzchnią podatną (podbudowa)</td> <td>750</td> </tr> <tr> <td>Materiał stabilizowany chemicznie zastosowany jako podbudowa pomocnicza, jako materiał wyselekcjonowany lub podłoże pod nawierzchnią podatną</td> <td>250</td> </tr> </tbody> </table>	Materiał stabilizowany chemicznie ułożony pod nawierzchnią podatną (podbudowa)	750	Materiał stabilizowany chemicznie zastosowany jako podbudowa pomocnicza, jako materiał wyselekcjonowany lub podłoże pod nawierzchnią podatną	250														
Materiał stabilizowany chemicznie ułożony pod nawierzchnią podatną (podbudowa)	750																		
Materiał stabilizowany chemicznie zastosowany jako podbudowa pomocnicza, jako materiał wyselekcjonowany lub podłoże pod nawierzchnią podatną	250																		
Współczynnik Poissona	Wybrać odpowiednią typową wartość współczynnika Poissona:																		
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Chudy beton i kruszywo stabilizowane cementem</td> <td>0.1 do 0.2</td> </tr> <tr> <td>Grunt stabilizowany cementem</td> <td>0.15 do 0.35</td> </tr> <tr> <td>Materiały stabilizowane wapnem i popiołem aktywnym</td> <td>0.1 do 0.15</td> </tr> <tr> <td>Grunt stabilizowany wapnem</td> <td>0.15 do 0.2</td> </tr> </tbody> </table>	Chudy beton i kruszywo stabilizowane cementem	0.1 do 0.2	Grunt stabilizowany cementem	0.15 do 0.35	Materiały stabilizowane wapnem i popiołem aktywnym	0.1 do 0.15	Grunt stabilizowany wapnem	0.15 do 0.2										
	Chudy beton i kruszywo stabilizowane cementem	0.1 do 0.2																	
	Grunt stabilizowany cementem	0.15 do 0.35																	
	Materiały stabilizowane wapnem i popiołem aktywnym	0.1 do 0.15																	
Grunt stabilizowany wapnem	0.15 do 0.2																		
Ciężar jednostkowy	Przyjąć standardową wartość MEPDG wynoszącą 150 pcf																		
Przewodność cieplna	Przyjąć standardową wartość MEPDG wynoszącą 1,25 BTU/h-ft-°F																		
Pojemność cieplna	Przyjąć standardową wartość MEPDG wynoszącą 0,28 BTU/h-ft-°F																		

***Komentarz: Mieszanki związane hydraulicznie spoiwami stosowane w podbudowach i ulepszonym podłożu drogowym***

***Wymiarowanie mechaniczne nawierzchni drogowych opiera się na właściwościach sprężystych warstw drogowych. We wszystkich przyjmowanych modelach obliczeniowych uwzględnia się moduły sprężystości  $E$  warstw konstrukcji drogowej. W niniejszej części pracy wykonano badania mieszanek związanych hydraulicznie (HBM) (ang. hydraulically bound mixtures) metodą pośredniego rozciągania (rozłupywania) wg PN EN 12697-26 [iv], z dostosowaniem jej do specyficznych właściwości mieszanek związanych hydraulicznie. Specyficzne właściwości to: duża sztywność, kruchość oraz wysoka wartość modułu sprężystości, nawet przy małej wytrzymałości na***

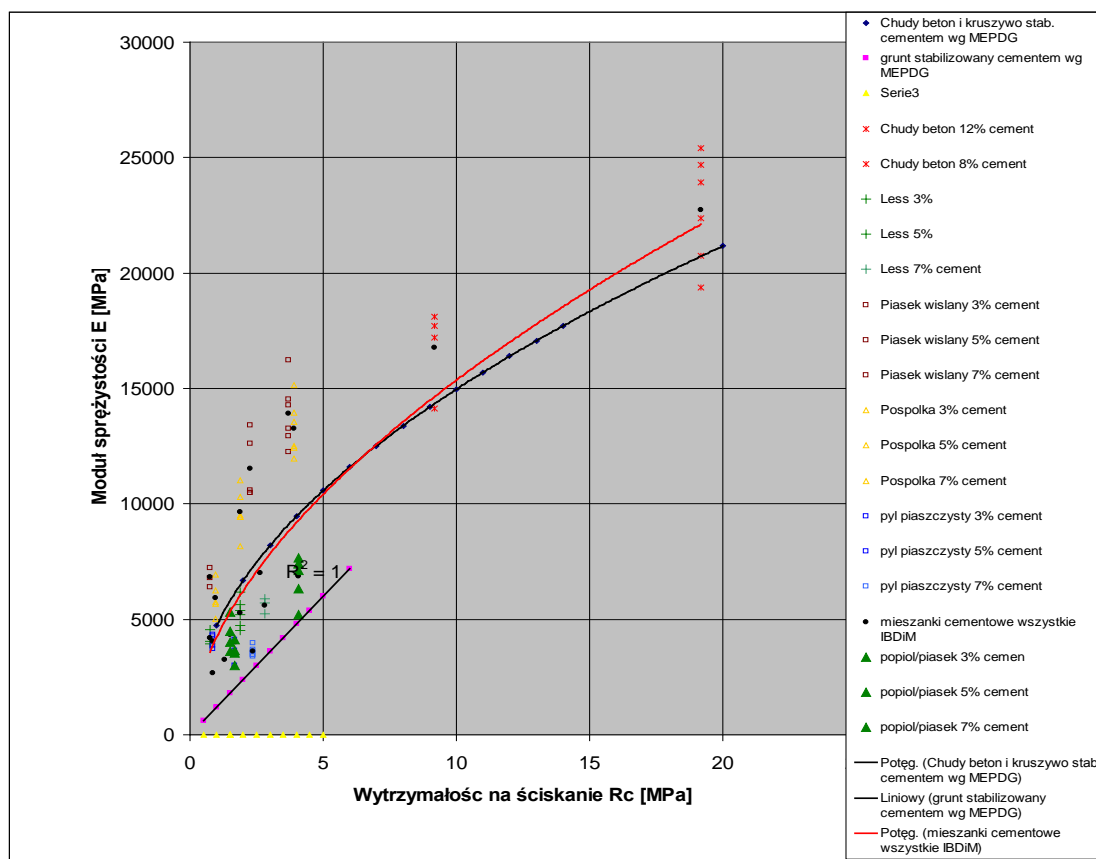
*ściskanie ( $R_c$ ). Prace badawcze [Marrani, Lancieri]v wykazali, że odkształcenie badawcze (dla mieszanek związanych cementem), powinno być mniejsze niż 0,005%, jakie stosuje się w przypadku badań mieszanek asfaltowych. Wynika to z większej sztywności i kruchości mieszanek związanych hydraulicznie. Badania przeprowadzono stosując obciążenie  $F=0.3F_{max}$  ( $F_{max}$ –siła niszcząca) wywołujące odkształcenie od 0,001 do 0,002%, powtarzane w 5 cyklach obciążeniowych określając sztywność sprężystą (resilient modulus). Badania przeprowadzono dla typowych materiałów związanych hydraulicznie stosowanych w konstrukcjach drogowych w Polsce w celu porównania wyników z zależnościami podanymi w podręczniku MEPDG (tablica 5).*

**Tablica 1. Typowe materiały związane hydraulicznie**

Materiał	Zależności do obliczania modułu	Metoda badania
Beton chudy i kruszywo stabilizowane cementem	$E = 57000 (f_c)^{0.5}$	AASHTO T22
Porowata stabilizacja cementem kruszywa	Przyjąć poziom wyjściowy 3	Brak
Mieszanka popiół lotny cement-wapno	$E = 500 (q_u)$	ASTM C 593
Grunt stabilizowany cementem	$E = 1200 (q_u)$	ASTM D 1633
Grunt stabilizowany wapnem	$M_r = 0.124(q_u)+9.98$	ASTM D 5102

*$E$  i  $M_r$  w psi, wytrzymałość na ściskanie bez skrępowania bocznego ( $f'_c$  lub  $q_u$ ) w psi*

*Badania mają zweryfikować zależności amerykańskie  $E=f(R_c)$ , czy można zależności te bezpośrednio stosować w poziomach 2 i 3 w stosunku do polskich materiałów. Zależności amerykańskie przeliczono na jednostki stosowane w Europie.*



Rysunek 1. Zbiorcze przedstawienie graficzne zależności MEPDG oraz uzyskanych wyników IBDiM wraz z rozrzutem wyników

## 11.5 Materiały do podbudowy mineralnej i nasypów

Podobnie jak w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco (HMA) i betonu cementowego na bazie cementu portlandzkiego (PCC) również dla niezwiązanych warstw nawierzchni i podbudowy jest wymagane określenie właściwości fizycznych i technicznych. Właściwości fizyczne obejmują: gęstość objętościową, wilgotność oraz parametry stanu gruntu, a jedynym parametrem technicznym jest moduł sztywności sprężystej. Warstwy nawierzchni muszą charakteryzować się ww. właściwościami i stanem fizycznym w momencie dopuszczenia nawierzchni do ruchu ciężkiego.

W przypadku zmiany przebiegu drogi oraz dróg nowo projektowanych skorzystać można ze standardowych wartości modułu uwzględnionych w MEPDG (dane poziomu 3), oszacować jego wartość na podstawie wartości innych właściwości materiałowych (dane poziomu 2) lub wyznaczyć empirycznie w laboratorium (dane poziomu 1). W przypadku remontu lub przebudowy nawierzchni moduł sztywności sprężystej poszczególnych warstw nie związanych wyznaczyć można metodą ponownych obliczeń na podstawie czaszy ugięcia lub oszacować na podstawie wyników badań DCP lub CBR. Jeśli moduł sztywności sprężystej wyznaczany jest metodą ponownych obliczeń z wartości modułu warstwy sprężystej wyznaczonych przez pomiary czaszy ugięcia, wymagane jest jego przeliczenie na warunki laboratoryjne. Współczynniki przeliczeniowe, które należy zastosować w

przypadku warstw nie związanych podano w wydanych przez FHWA instrukcjach projektowych nr FHWA-RD-97-076 i FHWA-RD-97-83 (Von Quintus and Killingsworth, 1997a i b). Wartości zalecane w ww. instrukcjach projektowych zestawiono w Tablicy 11-8. Wartości modułu sztywności sprężystej oszacowane na podstawie badań DCP lub innych można wprowadzić do programu MPEDG po ich sprawdzeniu w oparciu o korelacje dla miejscowych materiałów oraz ewentualnym przeliczeniu na warunki laboratoryjne. Badanie DCP należy przeprowadzić zgodnie z normą ASTM D6951 lub inną równoważną procedurą.

**Tablica 11-8. Wartości-C do obliczeń warstwowych wartości modułów na podstawie ekwiwalentu modułu zmierzonego laboratoryjnie**

Rodzaj warstwy	Lokalizacja	C-Value lub $M_r/E_{FWD}$
Kruszywo	Pomiędzy warstwą stabilizacyjną a HMA	1.43
Podbudowa/dolna warstwa podbudowy	Poniżej warstwy PCC	1.32
	Poniżej warstwy HMA	0.62
Podłoże-nasyp	Poniżej podłoża stabilizowanego / nasypu	0.75
	Poniżej warstwy HMA lub PCC	0.52
	Poniżej podbudowy z niezwiązanego kruszywa	0.35

W Tablicy 11-9 zestawiono dane obliczeniowe poziomu 1 wymagane do wprowadzenia w przypadku nie związanych spoiwem i wymienionych w Tablicy 11-1 materiałów na wykonanie warstw podbudowy, podbudowy pomocniczej, nasypów oraz podłoża gruntowego. W Tablicy 11-9 podano dodatkowo zalecane procedury badawcze. Chociaż w projektowaniu nawierzchni zaleca się korzystanie z danych obliczeniowych poziomu 1 większość zarządców dróg nie posiada aparatury badawczej wymaganej do ustalenia charakterystyki materiałów nawierzchniowych. Zakładając prawdopodobnie ograniczony dostęp lub całkowity brak zaplecza badawczego potrzebnego do ustalenia charakterystyki niezwiązanego materiału podbudowy, podbudowy pomocniczej, nasypów oraz podłoża gruntowego zaleca się wykorzystanie danych obliczeniowych poziomów 2 i 3, które zostały zestawione w Tablicy 11-10. W większości analiz projektanci korzystają łącznie z danych poziomów 1, 2 i 3 odpowiednio do konkretnych potrzeb i możliwości zaplecza badawczego, co jest dopuszczalne.

**Tablica 11-9 Wymagania i metody badań nowych i istniejących materiałów niezwiązanych do podbudowy z kruszywa, warstwy mrozochronnej (podbudowy pomocniczej), nasypów oraz podłoża gruntowego**

Rodzaj konstrukcji	Wyznaczany parametr	Dane wyznaczone:		Zalecany protokół badawczy i/lub źródło danych
		Empirycznie	Szacunkowo	
Nowa (próbki laboratoryjne) i istniejąca (materiał wyekstraktowany)	Dwie możliwości:  Współczynniki regresji $k_1$ , $k_2$ , $k_3$ uogólnionego modelu konstytutywnego określającego moduł sztywności sprężystej w funkcji stanu naprężenia oraz przez regresję wyznaczonych laboratoryjnie wartości modułu sztywności sprężystej.  Wyznaczenie średniej projektowej wartości modułu sztywności dla oczekiwanego stanu naprężenia zabudowanego materiału na podstawie wyznaczonego laboratoryjnie modułu sztywności sprężystej.	X		AASHTO T 307 lub NCHRP I-28A  Uogólniony model wykorzystywany w instrukcji MEPDG opisuje następujące równanie:  $M_r = k_1 p_a \left( \frac{\Theta}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3}$ gdzie: $M_r$ = moduł sztywności sprężystej, psi $\Theta$ = suma naprężeń głównych $= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ $\sigma_1$ = największe naprężenie główne $\sigma_2$ = pośrednie naprężenie główne $\sigma_3$ = najmniejsze naprężenie główne dla ograniczającego ciśnienia $\tau_{oct}$ = oktaedryczne naprężenie ścinające $=$ $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$ $P_a$ = znormalizowane naprężenie  $k_1, k_2, k_3$ = stałe regresji
	Współczynnik Poissona		X	Brak norm krajowych, zastosować wartości standardowe podane w instrukcji MEPDG.
	Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu ziarnowego	X		AASHTO T 180
	Wilgotność optymalna	X		AASHTO T 180
	Ciężar właściwy	X		AASHTO T 100
	Wodoprzepuszczalność	X		AASHTO T 215
	Parametry krzywej charakteryzującej układ grunt-woda	X		Płyta naciskowa (AASHTO T 99) lub Papier filtracyjny (AASHTO T 180) lub Piknometr (AASHTO T 100)
Istniejący materiał przewidziany to pozostawienia	Moduł obliczony powtórnie z badania FWD	X		AASHTO T 256 i ASTM D 5858
	Współczynnik Poissona		X	Brak norm krajowych, zastosować wartości standardowe podane w instrukcji MEPDG.

**Tablica 11-10 Zalecane dla poziomu 2 i 3 parametry i wartości wejściowe dla materiałów niezwiązanej podbudowy z kruszywa, warstwy mrozoochronnej (podbudowy pomocniczej), nasypów oraz podłoża gruntowego**

Wymagany parametr wyjściowy	Wymagany poziom wejściowy																																																																																																							
Moduł sztywności sprężystej	Przyjąć dane wejściowe poziomu 3 na podstawie klasyfikacji geotechnicznej AASHTO dla materiałów niezwiązanej podbudowy z kruszywa, podbudowy pomocniczej, nasypu i podłoża gruntowego. Klasa geotechniczna AASHTO wynika z uziarnienia, wskaźnika plastyczności i granicy płynności.																																																																																																							
	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Klasa geotechniczna AASHTO</th> <th colspan="6">Zalecane wartości modułu sztywności sprężystej przy optymalnej wilgotności gruntu (AASHTO T 180)</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Podbudowa zasadnicza/pomocnicza nawierzchni podatnych i sztywnych</th> <th colspan="2">Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami podatnymi</th> <th colspan="2">Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami sztywnymi</th> </tr> <tr> <th>psi</th> <th>MPa</th> <th>psi</th> <th>MPa</th> <th>psi</th> <th>MPa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A-1-a</td> <td>40000</td> <td>276</td> <td>29500</td> <td>203</td> <td>18000</td> <td>124</td> </tr> <tr> <td>A-1-b</td> <td>38000</td> <td>262</td> <td>26500</td> <td>183</td> <td>18000</td> <td>124</td> </tr> <tr> <td>A-2-4</td> <td>32000</td> <td>221</td> <td>24500</td> <td>169</td> <td>16500</td> <td>114</td> </tr> <tr> <td>A-2-5</td> <td>28000</td> <td>193</td> <td>21500</td> <td>148</td> <td>16000</td> <td>110</td> </tr> <tr> <td>A-2-6</td> <td>26000</td> <td>179</td> <td>21000</td> <td>145</td> <td>16000</td> <td>110</td> </tr> <tr> <td>A-2-7</td> <td>24000</td> <td>165</td> <td>20500</td> <td>141</td> <td>16000</td> <td>110</td> </tr> <tr> <td>A-3</td> <td>29000</td> <td>200</td> <td>16500</td> <td>114</td> <td>16000</td> <td>110</td> </tr> <tr> <td>A-4</td> <td>24000</td> <td>165</td> <td>16500</td> <td>114</td> <td>15000</td> <td>103</td> </tr> <tr> <td>A-5</td> <td>20000</td> <td>138</td> <td>15500</td> <td>107</td> <td>8000</td> <td>55</td> </tr> <tr> <td>A-6</td> <td>17000</td> <td>117</td> <td>14500</td> <td>100</td> <td>14000</td> <td>97</td> </tr> <tr> <td>A-7-5</td> <td>12000</td> <td>83</td> <td>13000</td> <td>90</td> <td>10000</td> <td>69</td> </tr> <tr> <td>A-7-6</td> <td>8000</td> <td>55</td> <td>11500</td> <td>79</td> <td>13000</td> <td>90</td> </tr> </tbody> </table>	Klasa geotechniczna AASHTO	Zalecane wartości modułu sztywności sprężystej przy optymalnej wilgotności gruntu (AASHTO T 180)						Podbudowa zasadnicza/pomocnicza nawierzchni podatnych i sztywnych		Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami podatnymi		Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami sztywnymi		psi	MPa	psi	MPa	psi	MPa	A-1-a	40000	276	29500	203	18000	124	A-1-b	38000	262	26500	183	18000	124	A-2-4	32000	221	24500	169	16500	114	A-2-5	28000	193	21500	148	16000	110	A-2-6	26000	179	21000	145	16000	110	A-2-7	24000	165	20500	141	16000	110	A-3	29000	200	16500	114	16000	110	A-4	24000	165	16500	114	15000	103	A-5	20000	138	15500	107	8000	55	A-6	17000	117	14500	100	14000	97	A-7-5	12000	83	13000	90	10000	69	A-7-6	8000	55	11500	79	13000	90
	Klasa geotechniczna AASHTO		Zalecane wartości modułu sztywności sprężystej przy optymalnej wilgotności gruntu (AASHTO T 180)																																																																																																					
			Podbudowa zasadnicza/pomocnicza nawierzchni podatnych i sztywnych		Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami podatnymi		Nasyp i podłoże gruntowe pod nawierzchniami sztywnymi																																																																																																	
		psi	MPa	psi	MPa	psi	MPa																																																																																																	
	A-1-a	40000	276	29500	203	18000	124																																																																																																	
	A-1-b	38000	262	26500	183	18000	124																																																																																																	
	A-2-4	32000	221	24500	169	16500	114																																																																																																	
	A-2-5	28000	193	21500	148	16000	110																																																																																																	
	A-2-6	26000	179	21000	145	16000	110																																																																																																	
	A-2-7	24000	165	20500	141	16000	110																																																																																																	
	A-3	29000	200	16500	114	16000	110																																																																																																	
	A-4	24000	165	16500	114	15000	103																																																																																																	
	A-5	20000	138	15500	107	8000	55																																																																																																	
	A-6	17000	117	14500	100	14000	97																																																																																																	
A-7-5	12000	83	13000	90	10000	69																																																																																																		
A-7-6	8000	55	11500	79	13000	90																																																																																																		
	<p>Uwagi: 1. Moduł sztywności sprężystej przeliczany jest przez program na wartość <math>k</math> w celu analizy nawierzchni sztywnych.</p> <p>2. Na etapie budowy wartości modułu sztywności sprężystej dla tej samej klasy geotechnicznej AASHTO są różne dla nawierzchni podatnych i sztywnych ze względu na różny poziom stanu naprężeń pod tymi nawierzchniami. Pod wpływem naprężeń wartości modułu sztywności gruntu zmieniają się odpowiednio do stanu naprężenia (wg Tablicy 11-9). Wartości standardowe programu MEPDG obliczono jako medianę z wartości dla odcinków badawczych bazy danych LTPP i wykorzystano do analizy technicznej. Przyjęcie tych wartości jest uzasadnione w przypadku gruntów charakteryzujących się maksymalną gęstością objętościową szkieletu gruntowego i optymalną wilgotnością, wyznaczonymi zgodnie z AASHTO T 180.</p>																																																																																																							
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu ziarnowego	Oszacować na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynięcia																																																																																																							

Wilgotność optymalna	Oszacować na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynięcia
Ciężar właściwy	Oszacować na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynięcia
Wodoprzepuszczalność	Wybrać na podstawie: uziarnienia, wskaźnika plastyczności, granicy płynięcia
Parametry krzywej charakteryzującej układ grunt-woda	Wybrać na podstawie klasy geotechnicznej materiału kruszywo/podłoże

Poniżej opisano parametry i wartości obliczeniowe zalecane w przypadku podbudów niezwiązanych spoiwem:

- Uziarnienie** – w przypadku nowych materiałów zaleca się przyjęcie wartości średniego wykresu z pola dobrego uziarnienia określonego w specyfikacji lub średnie z dzienników budowy dla podobnych materiałów. W przypadku warstw istniejących nawierzchni przyjąć należy średnią wartość uziarnienia zapisaną w dzienniku budowy. W przypadku braku tych danych należy podstawić średnie wyniki badań laboratoryjnych przeprowadzanych na materiałach pobranych w terenie. Uziarnienie niezwiązanego spoiwem kruszywa lub gruntu nasypu należy wyznaczyć zgodnie z AASHTO T 88. W przypadku niewystarczającej ilości materiału pobranego do badań w terenie skorzystać można z wartości standardowych programu MEPDG w klasyfikacji stanu gruntu.
- Granice Atterberga** – w przypadku nowych materiałów zaleca się przyjęcie wartości w połowie przedziału dopuszczonego w specyfikacji lub średnią wartość granicy płynności lub wskaźnika plastyczności z dzienników budowy dla podobnych materiałów. W przypadku warstw istniejących nawierzchni przyjąć należy średnią wartość granic Attenberga oznaczonych dla podobnych materiałów, przy zabudowywaniu których obowiązywała ta sama specyfikacja materiałowa. Granicę płynności można wyznaczyć zgodnie z AASHTO T 89, natomiast granicę plastyczności i wskaźnik plastyczności - według AASHTO T 90. W przypadku niewystarczającej ilości materiału pobranego do badań w terenie skorzystać można z wartości standardowych programu MEPDG w klasyfikacji stanu gruntu.
- Gęstość objętościowa szkieletu ziarnowego** – w przypadku nowych materiałów zaleca się przyjęcie maksymalnej gęstości objętościowej podanej w specyfikacji z uwzględnieniem przewidzianego dla danej budowy stopnia zagęszczenia lub średniej gęstości objętościowej z pomiarów przeprowadzonych na poprzednio realizowanych budowach dla podobnego materiału. W przypadku warstw istniejących nawierzchni, które nie zostały przewidziane do usunięcia w ramach prac remontowych przyjąć należy średnią wartość gęstości objętościowej z dokumentacji powykonawczej lub średnią wartość uzyskaną w badaniach terenowych. Uwzględnione w programie MEPDG wartości standardowe gęstości objętościowej stanowią medianę maksymalnych gęstości objętościowych dla stanów poszczególnych materiałów. W przypadku warstw istniejących nawierzchni, które nie zostały przewidziane do usunięcia w ramach prac remontowych wartości standardowe można wykorzystać jedynie po uprzednim potwierdzeniu ich w badaniach terenowych.
- Wilgotność** – w przypadku nowych materiałów zaleca się przyjęcie optymalnej wilgotności uwzględniającej przewidziany dla danej budowy wskaźnik zagęszczenia lub średniej wilgotności z pomiarów przeprowadzonych na poprzednio realizowanych budowach dla podobnego materiału. W przypadku warstw istniejących nawierzchni, które nie zostały



przewidziane do usunięcia w ramach prac remontowych przyjęć należy średnią wilgotność uzyskaną w badaniach terenowych. Uwzględnione w programie MEPDG wartości standardowe wilgotności stanowią medianę optymalnych wilgotności dla poszczególnych stanów materiału. Wartości standardowe można wykorzystać jedynie po uprzednim potwierdzeniu ich w badaniach terenowych.

- **Współczynnik Poissona** – skorzystać ze standardowej wartości programu MPEDG, chyba że inna wartość wynika z posiadanych przez projektanta protokółów badań.
- **Moduł sztywności sprężystej** – w przypadku nowych materiałów skorzystać z wartości poziomów 2 lub 3, chyba że zarządca drogi posiada archiwalne protokoły badań. Właściwości materiałów potrzebne do wprowadzenia danych poziomu 2 lub 3 obejmują uziarnienie, stan gruntu, granice Atterberga, wilgotność i gęstość objętościową. W przypadku warstw niezwiązanych i dolnych warstw podbudowy wartość modułu sztywności sprężystej wyznaczyć można na podstawie badania CBR (AASHTO T 193) lub otrzymanej doświadczalnie wartości-R (AASHTO T 190).

W przypadku braku archiwalnych informacji i danych empirycznych dotyczących modułu sztywności sprężystej można zastosować wartość średnią dla materiału w warunkach in-situ. Moduł sztywności sprężystej można oszacować na podstawie stanów równoważnych naprężeń zgodnie z procedurą opisaną w opisanych powyżej instrukcjach projektowych FHWA (Von Quintus and Killingsworth, 1997a i b). W przypadku oszacowania sztywności sprężystej na podstawie wartości obliczeniowych poziomu 3 z badań stanu gruntu, wartości modułu odnosi się do optymalnej wilgotności i gęstości objętościowej (zgodnie z tablicami 11-10). Powyższe standardowe wartości programu należy skorygować w przypadku gdy optymalna wilgotność i maksymalna gęstość objętościową warstwy w czasie układania odbiegały od wartości wynikających z normy AASHTO T 180. Niższą lub wyższą wilgotność i gęstość objętościową można uwzględnić przy pomocy równań regresyjnych otrzymanych na podstawie empirycznych oznaczeń modułu sztywności sprężystej LTPP (Von Quintus and Yau, 2001).

W przypadku istniejących warstw nie związanych wartości modułów sztywności należy oszacować na podstawie czas ugięcia w badaniu FWD. Jak wskazano powyżej uzyskane w obliczeniach wartości modułów sprężystości, w celu wykorzystania w programie MEPDG, należy przeliczyć w odniesieniu do warunków laboratoryjnych. W przypadku braku pomiarów czasu ugięcia w badaniu FWD lub ich dużej rozbieżności oraz obciążonych dużym błędem w stosunku do zmierzonych czas skorzystać można z wyników badania DCP.

- **Wodoprzepuszczalność gruntu** – W przypadku nowych i istniejących warstw niezwiązanych parametr ten można wyznaczyć zgodnie z AASHTO T 215. Skoro jednak wszystkie prace kalibracyjne dotyczące wersji 1.0 wykonano korzystając z wartości standardowych programu MEPDG zaleca się skorzystanie z tych samych wartości.
- **Krzywa retencji** – W przypadku nowych i istniejących warstw niezwiązanych spoiwem skorzystać można ze standardowych badań AASHTO służących do wyznaczania parametrów obliczeniowych pozwalających przewidzieć zmianę w wilgotności warstw niezwiązanych w funkcji czasu. Skoro jednak wszystkie prace kalibracyjne dotyczące wersji 1.0 wykonano

korzystając z wartości standardowych programu MEPDG zaleca się skorzystanie z tych samych wartości.

## 12 Strategie projektowania nawierzchni

Proces projektowania nawierzchni według MEPDG wymaga wyboru konstrukcji nawierzchni (wstępnego) oraz podania wszystkich danych wejściowych. Jak wcześniej napisano, projekt konstrukcji można przyjąć z aktualnej wersji przewodnika pt.: „*Guide for the Design of Pavement Structures*” (AASHTO, 1993), z wyniku obliczeń przy użyciu innego mechanistyczno-empirycznego oprogramowania do projektowania nawierzchni, katalogu typowych konstrukcji lub na podstawie parametrów nawierzchni i grubości konstrukcji ustalonej przez użytkownika. Niniejszy rozdział zawiera wytyczne dla projektanta do ustalenia strategii przyjmowania wstępnego projektu w zależności od stanu remontowanej nawierzchni oraz opisuje strategie przyjmowane w przypadku nowych i remontowanych nawierzchni, zarówno podatnych jak i półsztywnych. Projektant odsyłany jest do Rozdziału 3, w celu zapewnienia, że przyjęta i przygotowana do analizy strategia projektowa jest zgodna ze strategiami zwalidowanymi globalnie lub lokalnie według metody MEPDG.

### 12.1 Strategie projektowania nowych nawierzchni podatnych

Zastosowana w metodzie MEPDG procedura projektowania nawierzchni podatnych przewiduje zastosowanie wielu różnych mieszanek asfaltowych HMA, wielu kruszyw do warstwy podbudowy oraz metod wzmocnienia podłoża (foundation). Szczególnymi przypadkami nawierzchni podatnych, które można przeanalizować są typowe konstrukcje podatne, odcinki głęboko wzmocniane (deep strength sections), odcinki o pełnej konstrukcji (full-depth sections) oraz odcinki półsztywne (patrz Rysunek 3-1 w Podrozdziale 3.3). Definicja każdego z tych rodzajów odcinków została przedstawiona w Rozdziale 3.

Podczas przyjmowania wstępnej strategii projektowej projektant powinien zasymulować nawierzchnię oraz podłoże (foundation) możliwie najszczegółowiej, a następnie w razie potrzeby przyjmować różne warianty warstw. Zaleca się, aby projektant rozpoczął od możliwie najmniejszej ilości warstw w celu ograniczenia ilości potrzebnych danych wejściowych oraz czasu potrzebnego na ich szacowanie. Wprawdzie w projekcie można uwzględnić więcej niż 10 warstw, projektant powinien początkowo ograniczyć ilość warstw do nie więcej niż 6 – 2 warstw asfaltowych HMA, podbudowy kruszowej niezwiązanej, stabilizowanego podłoża lub wzmocnionego nasypu, warstwy podłoża oraz warstwy sztywnej, jeśli występuje.

Projektant może określić rodzaje warstw i materiałów, które mają być zawarte w projekcie, a następnie podjąć decyzję o danych wejściowych przyjętych dla danej lokalizacji projektu (project site). Następne podrozdziały określają kilka prostych zasad, którymi trzeba się kierować w początkowej fazie strategii projektowej.

#### 12.1.1 Czy grunt znajdujący się w podłożu powinien być wzmocniony / ulepszony?

Projektant musi przeanalizować nudne zapisy i wyniki badań pochodzące z badań podziemnych lub terenowych i określić przewarstwienia podziemnych warstw gruntu (soil strata) – ich rodzaj, moduł sztywności i grubość (patrz Podrozdział 9.3). Jeśli w projekcie zlokalizowano przewarstwienia warstw gruntu ze znacznie różniącymi się modułami sztywności, należy je uwzględnić, jako oddzielne warstwy gruntu. Przykładem na to może być przewarstwienie z wilgotnej łąkowo-piaskowej gliny o

module sztywności mniejszym niż 8000 psi leżącej na przekonsolidowanej, dogęszczonej warstwy gliny o module sztywności przekraczającym 25000 psi.

Ważnym etapem przyjmowania strategii projektowej w nowym projekcie jest przyjęcie dobrego podłoża gruntowego pod warstwy nawierzchni. W celu uzyskania dobrej trwałości nawierzchni podatnych, istotne jest prawidłowe rozwiązanie problemów związanych z warunkami gruntowymi oraz prawidłowe przygotowanie podłoża gruntowego. Rozpoczynając projektowanie, nie można przecenić prawidłowego przygotowania podłoża, które będzie stanowić dobre podparcie dla konstrukcji nawierzchni w czasie i nie będzie wymagało zastosowania grubszych warstw konstrukcyjnych nawierzchni. Należy pamiętać, że metoda MEPDG nie przewiduje bezpośrednio wzrostu nierówności nawierzchni oraz IRI spowodowanego przez grunty ekspansywne, wysadzinowe i pęczniące. Jeśli w projekcie występują grunty wątpliwe, w strategii projektowej należy określić zabiegi poprawiające, mające na celu ograniczenie ich długoterminowego wpływu na nawierzchnię podatną.

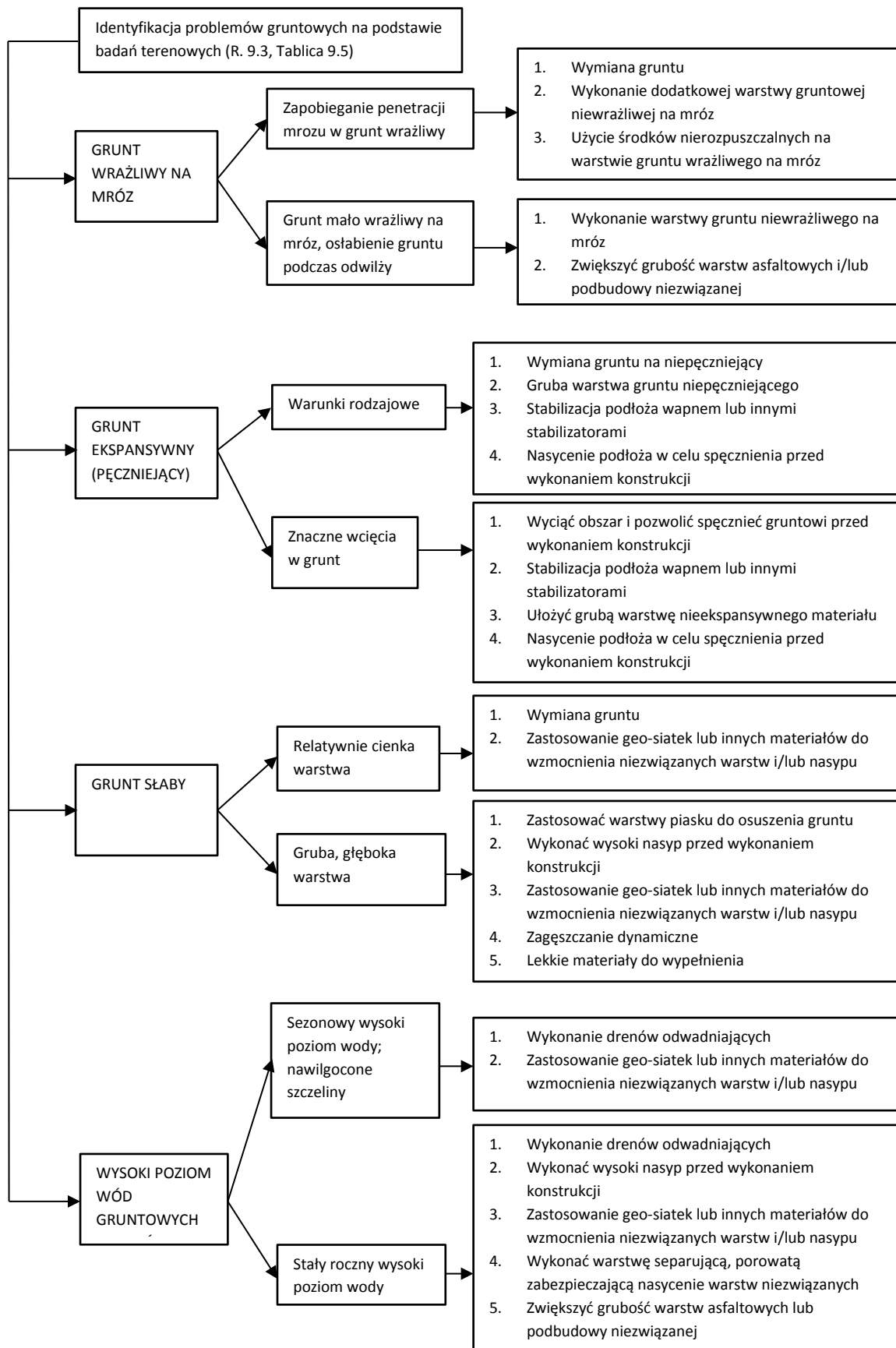
Projektant musi zapoznać się z wynikami rozpoznania warunków gruntowych (patrz Rozdział 9) i zapewnić warstwę podłoża gruntowego o module sztywności przynajmniej 10000 psi stanowiącej podłoże dla każdej warstwy kruszywowej niezwiązanej. Jeśli podłoże gruntowe charakteryzuje się modulem sztywności mniejszym niż 10000 psi projektant powinien rozważyć ulepszenie lub wzmocnienie gruntu w podłożu. W zależności od warunków można stosować różne rozwiązania, w tym zastosować wybrane materiały do nasypów, ustabilizować grunt w podłożu, usunąć i wymienić słabe grunty, i/lub zastosować poziome warstwy odsączające. Rysunek 12-1 jest diagramem przedstawiającym jakie opcje wzmocnienia można rozważyć w projekcie, w zależności od grubości i właściwości gruntu wątpliwego.

Ważną informacją jest, że MEPDG nie obejmuje zagadnień poziomych (lateral) przepływów wód przypowierzchniowych. Jeśli na podstawie doświadczenia projektanta dotyczącego danego terenu lub na podstawie oceny w terenie wynika niebezpieczeństwo wystąpienia przepływu poziomego (lateral) wód przypowierzchniowych, należy rozważyć zastosowanie systemu odwodnienia, które będzie zabezpieczać przed nawadnianiem warstw nawierzchni oraz podłoża. Nawodnienie materiałów konstrukcyjnych nawierzchni znacząco obniża moduł sztywności materiałów niezwiązanych oraz gruntów. Metoda MEPDG przewiduje jedynie następstwo pionowych przemieszczeń wód gruntowych z pokładów zlokalizowanych blisko powierzchni.

Dodatkową informację stanowi fakt, że nie można w sposób bezpośredni zasymulować w konstrukcji nawierzchni zastosowania tkanin filtracyjnych, geotekstyliów i geosiatek (np. według AASHTO M 288). Podmioty, które rutynowo używają tych materiałów w przekrojach konstrukcyjnych lub strategiach projektowych, powinny określić zalety lub efektywność zastosowania poprzez lokalną kalibrację względem wskaźników trwałości nawierzchni (uszkodzeń i równości). Dostępne są podręczniki oraz kursy dla projektantów dotyczące odpowiedniego projektowania i wykonawstwa z użyciem geosyntetyków (Holtz, i in., 1998; Koerner 1998), jak również podręcznik AASHTO PP 46 – *Recommended Practice for Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base Course of Flexible Pavement Structures*.

### **12.1.2 Czy występuje warstwa sztywna lub poziom wody gruntowej?**

Warstwę sztywną lub pozornie sztywną definiuje się jako niższą warstwę gruntu, która ma wysoki moduł sztywności lub sprężystości (większy niż 100000 psi). Warstwę sztywną może być skała macierzysta (bedrock), silnie zwiędnięta skała macierzysta, rudawiec (konkrekcja glebowa) (hard-pan), piaskowiec, łupek ilasty lub nawet mocno skonsolidowane gliny.



Rysunek 12-1. Diagram wyboru wariantu poprawy gruntu w celu polepszenia trwałości nawierzchni

Jeśli wiadomo, że sztywna warstwa występuje w zasięgu projektu, warstwa ta może być uwzględniona w analizie. Jeśli wprowadzimy do programu MEPDG tą warstwę, nastąpi ograniczenie grubości ostatniej warstwy podłoża gruntowego do maksimum 100 cali. Może okazać się konieczne zastosowanie przez projektanta wielu warstw podłoża gruntowego, jeśli grubość skały macierzystej (bedrock) przekracza 100 cali. W niektórych regionach występują skały lub rudawce (konkrecje glebowe) (hard-pan) składające się z wielu cieńszych warstw pod powierzchnią terenu. Projektant może w takim przypadku potraktować te warstwy jako skałę macierzystą i przyjąć dla nich ekwiwalentny moduł sprężystości.

Inną istotną uwagą w miejscu występowania litej skały lub wychodni skalnej jest możliwość przepływu wód podziemnych nad warstwą sztywną (rigid layer). Projektant powinien uwzględnić ten element przy ustalaniu zakresu niezbędnych prac badawczych i rozpoznania geologicznego w lokalizacji występowania pod powierzchnią litej skały lub wychodni skalnej. Projektant podczas oceny wyników rozpoznania geologicznego powinien określić konieczność zastosowania systemu odwodnienia, pozwalającego w szybki sposób odwodnić miejsca wątpliwe lub wręcz zatamować przepływ wód podziemnych. Ta funkcjonalność projektowa nie odnosi się do infiltracji wody powierzchniowej ani wód opadowych.

Jeżeli zwierciadło wód gruntowych znajduje się płytko pod powierzchnią terenu (do 5 stóp), zalecane jest zastosowanie systemu odwodnienia powierzchniowego w strategii projektowej (NHI, 1999). W MEPDG głębokość zwierciadła podziemnych wód gruntowych wprowadza się licząc od wierzchu projektowanej konstrukcji. Projektant ma możliwość wprowadzenia średniego rocznego lub sezonowego poziomu wód gruntowych. Średni roczny poziom wód gruntowych może być przyjęty w przypadku, gdy projektant nie dysponuje danymi historycznymi o zmienności poziomu wód gruntowych. Jeśli w celu obniżenia poziomu wód gruntowych zastosowano system odwodnienia, można przyjąć w programie niższy poziom wód gruntowych niż stwierdzony podczas rozpoznania geologicznego.

### **12.1.3 Zagęszczony nasyp lub warstwa ulepszonego podłoża gruntowego**

Zaleca się, aby projektant podzielił podłoże gruntowe na dwie warstwy, w szczególności, gdy nie napotkano skały macierzystej bądź innego twardego (skonsolidowanego) gruntu. Większość projektów przebudów (alignment projects) lub budowy nowej nawierzchni wymaga, aby po odhumusowaniu terenu i wykorytowaniu drogi (rough cut) podłoże gruntowe było wzruszone (scarify) a następnie ponownie zagęszczone. Jeśli podłoże gruntowe zagęszczane jest do określonego poziomu przy określonej wilgotności w odniesieniu do badań laboratoryjnych, projektant powinien zasymulować tak przygotowane podłoże jako osobną warstwę. Jeśli podłoże zostanie uwzględnione w projekcie, jego grubość powinna wynosić minimum 8 cali.

Domyślne wartości modułów sztywności materiałów niezwiązanych oraz gruntów zostały przyjęte przy założeniu ich optymalnej wilgotności oraz zagęszczone do maksymalnej gęstości w stanie suchym (maximum dry unit weight) (jak to określono w AASHTO T 180). Jeśli nasyp, ulepszone podłoże gruntowe, lub inny materiał jest ułożony i zagęszczony do innego poziomu i odznacza się odmienną gęstością w stanie suchym, nie należy stosować domyślnych wartości modułów sztywności. Projektowy moduł sztywności może być określony na podstawie danych historycznych

organizacji, badań modułów sztywności pod obciążeniem powtarzalnym (na próbkach zagęszczonych zgodnie ze specyfikacją organizacji) oraz innych badań (CBR, wartość wskaźnika R) lub uzyskanych z równań regresji (np. uzyskanych z bazy danych modułów sztywności LTPP, Von Quintus and Yau, 2001).

#### **12.1.4 Czy warstwa odsączająca powinna być uwzględniona w strategii projektowej?**

Zastosowanie odwodnienia w celu zapobieżenia infiltracji wód powierzchniowych w głąb konstrukcji zależy od praktycznej wiedzy projektanta. W MEPDG zaleca się, aby nie było możliwe gromadzenie wody w konstrukcji nawierzchni. Woda może znacząco osłabić podbudowy kruszywowe oraz podłoże gruntowe, co może spowodować rozpadanie się warstw asfaltowych. W metodzie MEPDG zakłada się, że wszystkie problemy związane z wodą będą rozwiązane poprzez zastosowanie odpowiednich materiałów, wymagań wykonawczych i/lub zastosowaniem systemu odwodnienia w strategii projektowej. Kurs NHI 131026 dostarcza wytyczne i zalecenia do projektowania i wykonawstwa podziemnych elementów odwodnieniowych (NHI, 1999).

Dyskusyjna są zalety i zysk płynące z zastosowania warstwy wodoprzepuszczalnej (wodoprzepuszczalna podbudowa asfaltowa lub kruszywowa) pod warstwami asfaltowymi o uziarnieniu ciągłym. Jeśli warstwa wodoprzepuszczalnej podbudowy asfaltowej ATPB znajduje się bezpośrednio pod warstwą asfaltową o uziarnieniu ciągłym, warstwę ATPB należy traktować jako wysokiej jakości warstwę asfaltową z kruszywem łamanym (patrz Podrozdział 3.5 i 5.2.3). Zastępczy roczny moduł sztywności w przypadku warstwy ATPB (wysokiej jakości podbudowy) wynosił od 65000 do 75000 psi. Minimalna grubość warstwy ATPB wynosi 3 cale.

Jeśli zastosowano podziemną warstwę odsączającą, powinna być ona wyprowadzona poza konstrukcję nawierzchni (day-lighted), lub powinno się zastosować drenaże na jej krawędzi. Podłużne drenaże rurowe powinny posiadać boczne otwory odpowiednio rozmieszczone w celu prawidłowego odprowadzenia wody. Typowa rura drenażowa jest rurą elastyczną o średnicy 4 cali. Innymi rurami drenażowymi są sztywne faliste rury z PCV z gładkimi ściankami wewnętrznymi. Typowym materiałem wypełniającym rury drenarskie jest drobny żwir (pea gravel) lub inne kruszywo o wysokiej wodoprzepuszczalności. Kruszywo umieszczone w rowie (trench) powinno być dobrze zagęszczone i zabezpieczone. Włóknina filtracyjna jest niezbędna w celu zabezpieczenia przed wnikaniem pyłów do układu odwodnienia.

Drenaże krawędziowe powinny być sprawdzone po wykonaniu i powinny być utrzymywane w czasie eksploatacji w celu zapewnienia właściwości filtracyjnych. Przeglądy odbiorowe oraz w czasie eksploatacji nie różnią się niczym od tych wymaganych dla nowych nawierzchni. W celu ułatwienia inspekcji systemu drenarskiego można stosować mini kamery. Jeśli agencja lub właściciel drogi nie wdrożył okresowych inspekcji oraz utrzymania systemu drenarskiego i warstw odsączających, projektant powinien rozważyć zmniejszenie parametrów projektowych i odpowiednio ograniczyć wytrzymałość podłoża gruntowego oraz warstw niezwiązanych.



### **12.1.5 Czy zastosowano stabilizację podłoża w projektowaniu konstrukcji lub platformie konstrukcyjnej?**

Grunty stabilizowane wapnem i/lub wapnem z popiołami lotnymi należy jeśli to możliwe uznawać za osobne warstwy. Jeśli te warstwy zaprojektowano z myślą o wzmocnieniu konstrukcji i zastosowano w nich wystarczającą ilość środka stabilizującego, powinny być traktowane jako warstwy konstrukcyjne. W tym przypadku można uznać, że podatność na zmianę wilgotności, modułu sztywności lub sztywności jest niezmienna w czasie. Podręcznik *The National Lime Association* może być wykorzystywany przy projektowaniu i prawidłowym wykonywaniu warstwy stabilizowanej wapnem (Little, 2000). Jeśli zastosowano inne środki stabilizujące takie jak cement portlandzki lub mieszaniny wapna i popiołów lotnych, należy skorzystać z innych podręczników projektowania i wykonywania podłoża stabilizowanego (PCA, 1995).

Z drugiej strony, jeśli jako podłoże pod kolejne warstwy zastosuje się stabilizację gruntu, to do jego stabilizowania potrzeba małej ilości wapna lub mieszanki pyłów lotnych z wapnem. Z tego powodu warstwy te można traktować jako grunty niezwiązane. Dodatkowo, jeśli te materiały nie są projektowane na zapewnienie długotrwałej wytrzymałości i trwałości, można je potraktować jako materiały niezwiązane i połączyć z kolejną warstwą kruszywową.

### **12.1.6 Czy należy wykonać kruszywową podbudowę/podłoże?**

Podbudowy z kruszywa niezwiązanego oraz materiału niezwiązanego są często stosowane w nawierzchniach podatnych, za wyjątkiem nawierzchni składających się tylko z samych warstw asfaltowych (patrz Podrozdział 3.3). W większości przypadków nie są potrzebne więcej niż dwie warstwy niezwiązane, zwłaszcza gdy jedna z nich jest gruba (grubsza niż 18 cali). Warstwy piaskowe lub piaskowo-gruntowe powinno się oddzielić od kruszywa łamanego lub podbudowy z kruszywa łamanego, gdyż moduł sztywności tych materiałów będzie się znacząco różnił.

Gdy podłoże lub podbudowa wykonane będą z kruszywa lub materiału niezwiązanego (aggregate or granular), moduł sztywności tych warstw zależy od modułu sztywności warstw znajdujących się poniżej. Na podstawie doświadczeń ustalono, że początkowy moduł sztywności warstwy kruszywowej przyjęty do obliczeń nie powinien przekraczać trzykrotności modułu sztywności warstwy znajdującej się poniżej, aby uniknąć jej rozluźnienia. Ta praktyczna zasada może być stosowana do wszystkich warstw kruszywowych. Przy szacowaniu maksymalnego modułu sztywności warstw niższych można skorzystać z Rysunku 12-2 (Barker i Brabston, 1975).

### **12.1.7 Warstwy asfaltowe – rodzaj i ilość**

Ilość warstw asfaltowych w każdym przypadku nie powinna przekraczać trzech. Tak jak w przypadku mieszanek niezwiązanych, warstwy asfaltowe o podobnych właściwościach można grupować w jedną warstwę. Cienkie warstwy asfaltowe (o grubości mniejszej niż 1,5 cala) również mogą być włączane w inne warstwy. Minimalna grubość warstwy wyrównawczej (lift) lub grubość warstwy zastosowana w konstrukcji powinna być czterokrotnie większa niż maksymalny wymiar ziaren kruszywa w mieszance mineralno-asfaltowej.

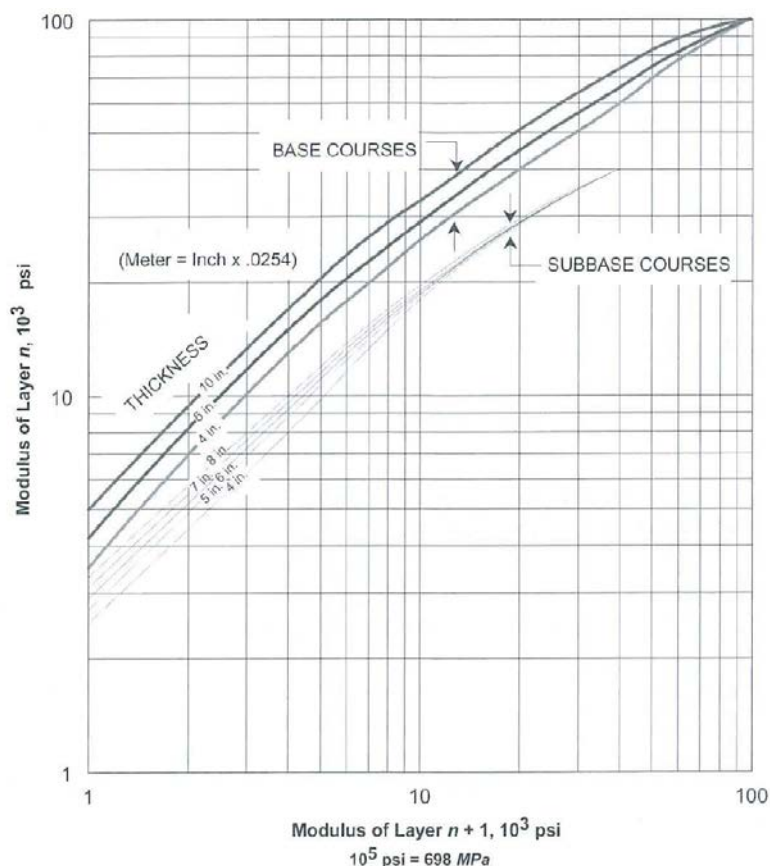
Bardziej istotne jest, że cienkie warstwy ścieralne (plant seal mix), uszorstnione porowate warstwy ścieralne, uszorstnione warstwy ścieralne otwarte (open graded) i inne podobne mieszanki mogą być

połączone z warstwą znajdującą się poniżej warstwy ścieralnej. Modele obliczeniowe spękań niskotemperaturowych oraz spękań typu „z góry na dół” wywołanych obciążeniem (podłużnych) wykorzystują właściwości warstwy ścieralnej do przewidywania długości spękań poprzecznych i podłużnych w warstwach asfaltowych.

Natomiast model spękań siatkowych wykorzystuje parametry najniższej warstwy asfaltowej do przewidywania procentowego udziału powierzchni pasa ruchu ze spękaniem siatkowym. Z tego powodu ważne jest poprawne wprowadzenie w oprogramowaniu MEPDG parametrów najniższej i ścieralnej warstwy asfaltowej.

Jeśli projekt przewiduje układ wielu warstw asfaltowych, to w oprogramowaniu MEPDG należy podać średnio ważone właściwości objętościowe (zawartość wolnej przestrzeni, efektywną zawartość lepiszcza, uziarnienie, gęstość objętościowa oraz wypełnienie wolnych przestrzeni lepiszczem VFB) ze względu na grubość warstw. Warstwa ścieralna, w której zastosowano inny rodzaj asfaltu niż w warstwach niższych powinna być uwzględniona jako osobna warstwa. Podobnie, szczelna warstwa podbudowy asfaltowej (dense-graded) (najniższa warstwa asfaltowa), o grubości większej niż 3 cale powinna być rozpatrywana jako oddzielna warstwa. Pozostałe warstwy powinny się połączyć w jedną warstwę uśrednioną (intermediate), jeśli to możliwe.

Jeśli w skład warstw asfaltowych wchodzi wodoprzepuszczalna podbudowa asfaltowa ATPB (o typowej zawartości wolnej przestrzeni większej niż 15%), to należy się spodziewać znacznego wzrostu ilości spękań zmęczeniowych w konstrukcji nawierzchni (patrz Podrozdział 12.1.4).



Rysunek 12-2. Kryteria ograniczania modułu sztywności podbudów i podłoża z kruszyw niezwiązanymi

### 12.1.8 Jaką należy przyjąć wstępną wartość IRI?

Wstępna wartość IRI jest wymagana w każdej strategii projektowej lub projekcie konstrukcji nawierzchni. Wstępna wartość IRI powinna być na podstawie zapisów o akceptowalnych wartościach z lat ubiegłych, jeśli są dostępne. Nie wszyscy zarządcy dróg stosują kryterium IRI do oceny równości nawierzchni. Poniżej przedstawiono wytyczne dla tych zarządców, którzy do tej pory nie korzystali z IRI jako kryterium odbiorowe gotowej nawierzchni.

Projektowana konstrukcja nawierzchni	Początkowy wskaźnik IRI, in/mi (cali/milę)	
	Akceptowane kryterium IRI	Nieakceptowane kryterium IRI
Typowe nawierzchnie podatne	65	80
Nawierzchnie podatne o wysokiej wytrzymałości	60	70
Pełne nawierzchnie asfaltowe	60	70
Nawierzchnie półsztywne	65	80

## 12.2 Warianty projektowania nowych nawierzchni sztywnych

### 12.2.1 Konstrukcja – rodzaj warstwy, grubość i parametry projektowe

Górną warstwę nowych lub remontowanych nawierzchni betonowych może stanowić być nawierzchnia dyblowana JPCP i nawierzchnia o zbrojeniu ciągłym CRCP.

- Nawierzchnię betonową dyblowaną JPCP zdefiniowano w Rozdziale 3.4. Ten rodzaj nawierzchni jest najczęściej stosowany w St. Zjednoczonych Ameryki i na świecie. Stosuje się ją na drogach o małym obciążeniu, ulicach miast oraz na autostradach o dużym obciążeniu ruchem. Przeprowadzono dużą krajową kalibrację obejmującą setki odcinków testowych zlokalizowanych w St. Zjednoczonych Ameryki. Opracowano i skalibrowano na tej podstawie optymalne modele uszkodzeń oraz IRI. Podczas implementacji (metody) pożądana jest również lokalna walidacja modeli uszkodzeń i parametrów projektowych u zarządcy drogi.
- Nawierzchnię betonową o zbrojeniu ciągłym CRCP zdefiniowano w Rozdziale 3.4. Ten rodzaj nawierzchni jest szeroko stosowany w niektórych stanach i innych państwach. Ta nawierzchnia jest głównie stosowana na autostradach silnie obciążonych ruchem ale stosowano ją również na drogach o małym obciążeniu ruchem. Przeprowadzono dużą krajową kalibrację obejmującą setki odcinków testowych zlokalizowanych w St. Zjednoczonych Ameryki. Opracowano i skalibrowano na tej podstawie optymalne modele uszkodzeń oraz IRI. Podczas implementacji (metody) pożądana jest również lokalna walidacja modeli uszkodzeń i parametrów projektowych u zarządcy drogi.

Płytę betonową układa się zazwyczaj na jednej lub więcej warstw, ale może być również ułożona bezpośrednio na podłożu gruntowym w przypadku dróg niższych kategorii. Dużą rolę odgrywa trwałość warstw niższych. Warstwy niższe mogą być wykonane z wielu rodzajów materiałów i warstw i mogą obejmować wodoprzepuszczalne warstwy drenażowe. Należy zwrócić uwagę, że podbudowa jest określana jako warstwa znajdująca się bezpośrednio pod płytą betonową PCC a warstwy podłoża gruntowego znajdują się bezpośrednio pod warstwą podbudowy.

- **Szczelna warstwa podbudowy** – Można rozważyć zastosowanie warstwy asfaltowej, stabilizowanej cementem, warstwy z chudego betonu lub niezwiązanej warstwy

kruszywowej. Projektant może rozważyć wiele właściwości warstw, ale powinien przyjąć ich odpowiednie parametry konstrukcyjne, termiczne i hydrauliczne. Zalecane dane wejściowe przedstawiono w Rozdziale 5.

- **Wodoprzepuszczalna warstwa podbudowy (warstwa drenażowa)** – Można rozważyć zastosowanie warstwy asfaltowej, stabilizowanej cementem lub niezwiązanej warstwy kruszywowej.
  - Wodoprzepuszczalna warstwa asfaltowa może być zamodelowana dwojako:
    - Wybrać podbudowę asfaltową lub podbudowę asfaltową wodoprzepuszczalną. Ten wybór wymusza określenie wysokiej zawartości wolnych przestrzeni (np. przyjęcie wolnej przestrzeni z przedziału 15-20 procent skutkuje uzyskaniem rozsądnej sezonowej wartości  $E_{HMA}$ ).
    - Wybrać podbudowę stabilizowaną lub podbudowę stabilizowaną cementem. Ten wybór wymaga przyjęcia odpowiedniego dla wodoprzepuszczalnej warstwy asfaltowej modułu sprężystości, który nie zmienia się w czasie eksploatacji i w przypadku zmian temperatury.
  - Wodoprzepuszczalna warstwa stabilizowana cementem może być zamodelowana poprzez wybór podbudowy stabilizowanej lub podbudowy stabilizowanej cementem. Ten wybór wymaga przyjęcia odpowiedniego modułu sprężystości, który nie zmienia się w czasie eksploatacji.
  - Wodoprzepuszczalna warstwa podbudowy z kruszywa niezwiązanego może być zamodelowana poprzez wybór podbudowy niezwiązanej z kruszywa wodoprzepuszczalnego. Ten wybór wymaga wprowadzenia prawidłowych danych odnośnie uziarnienia i innych parametrów.
  - „Przekładaniec” (sandwich section) – jeśli zastosowano warstwę wodoprzepuszczalnego kruszywa pomiędzy warstwą betonową a warstwą nieprzepuszczalną (np. mieszanką mineralno-asfaltową typu zamkniętego lub chudym betonem) nie zostanie przeprowadzona analiza właściwości drenażowych warstwy wodoprzepuszczalnej. W tym przypadku użytkownik powinien wybrać warstwę podbudowy niezwiązanej i zdefiniować kruszywo wodoprzepuszczalne wprowadzając jednocześnie odpowiednie stałe moduły sprężystości, które nie ulegną zmianie w czasie eksploatacji oraz przy zmianie wilgotności.
- **Warstwy podłoża** – Można zastosować warstwy asfaltowe (stabilizowane asfaltem), zawałowany granulat asfaltowy (RAP), warstwę stabilizowaną cementem, wapnem, mieszanką popiołów lotnych i wapna, mieszanką cementu, popiołów lotnych i wapna, grunt stabilizowany cementem oraz materiał niezwiązany. Można rozważać wiele różnych właściwości warstw, natomiast projektant powinien wprowadzić właściwe dane konstrukcyjne, termiczne i hydrauliczne dla tych warstw.
- **Nasyp oraz grunt naturalny** – Materiały klasyfikuje się zgodnie z AASHTO i ogólnie przyjętą procedurą i należy określić ich parametry konstrukcyjne, termiczne i hydrauliczne. Zalecane wartości parametrów podano w Rozdziale 5.
- **Skąła macierzysta** – skąła macierzysta może być masywna i monolityczna lub wysoko spękana i zwiertzała. Zalecane wartości modułów sprężystości obu rodzajów skąły macierzystej podano w Rozdziale 5.

W procesie projektowania konstrukcji nawierzchni należy określić wszystkie dane wejściowe każdej warstwy. Projekt nawierzchni może opierać się na aktualnej procedurze projektowania przyjętej przez zarządcę drogi lub metodą uznaną przez projektanta.

## 12.2.2 Projektowanie nawierzchni betonowych dyblowanych JPCP

Niniejszy podrozdział omawia kilka kluczowych danych zalecanych do projektowania nawierzchni betonowych dyblowanych JPCP.

- **Tarcie kontaktowe** (pomiędzy JPCP a warstwą podbudowy) – Daną do projektowania jest czas, po którym występuje pełne tarcie kontaktowe pomiędzy płytą betonową PCC oraz warstwą znajdującą się poniżej. Ten parametr zazwyczaj ma znaczący wpływ na pękanie nawierzchni JPCP, w której jednorodna struktura uzyskiwana jest po uzyskaniu pełnego współczynnika tarcia między płytą betonową a podbudową. Podczas gdy obecny (chwilowy) współczynnik tarcia może się wahać od zera do pełnego tarcia lub braku poślizgu, rezultaty globalnej kalibracji przeprowadzonej na setkach odcinków testowych wskazują na występowanie pełnego tarcia dla każdego rodzaju podbudowy. Przewidywania ilości spękań były dokładne przy założeniu pełnego tarcia między podbudową, za wyjątkiem podbudowy związanej cementem CTB lub podbudowy z chudego betonu, dla których poczyniono duże starania, aby rozdzielić płytę betonową od podbudowy. Dla spełnienia tego warunku potrzeba było nie tylko miesięcy; od zera do 15 lat potrzeba było do zrównania przewidywanych spękań ze spękaniem obserwowanymi. Na niektórych obserwowanych odcinkach JPCP zaobserwowano szybkie pojawienie się spękań poprzecznych, co może być wytłumaczone poprzez zerowe tarcie na połączeniu z warstwą podbudowy. Z tego powodu zaleca się, aby dla podbudowy niezwiązanej, asfaltowej oraz związanej cementem przyjmować parametr „months to full contact friction” (miesiące do osiągnięcia pełnego współczynnika tarcia) między płytą a podbudową równy projektowanemu okresowi eksploatacji. Jedynym wyjątkiem jest sytuacja, gdy zostaną podjęte nadzwyczajne starania mające na celu odspojenie podbudowy cementowej od nawierzchni JPCP.
- **Poszerzenie betonowego pasa ruchu (Tied concrete shoulder)** – Należy określić długoterminową efektywność przenoszenia obciążenia LTE. LTE poszerzenia pasa ruchu jest określane jako wskaźnik odkształcenia po nieobciążonej ruchem stronie szczeliny do obciążonej ruchem pomnożona przez 100. Im większą uzyskuje się wartość LTE, tym większa redukcja ugięć i naprężeń występuje w płycie betonowej. Poniżej przedstawiono zalecane LTE długoterminowej efektywności przenoszenia obciążenia w miejscu połączenia pasa ruchu i poszerzenia:
  - Pas ruchu i pobocze wykonane monolitycznie, połączone za pomocą zagiętych prętów (deformed bars): od 50 do 70 procent. Duża ilość odcinków podczas kalibracji była modelowana z 70 procentowym LTE w celu przybliżenia niskich poziomów obserwowanych spękań i uszkodzeń.
  - Pas ruchu i pobocze wykonane oddzielnie, połączone za pomocą zagiętych prętów (deformed bars): od 30 do 50 procent. Typową wartością podczas kalibracji było 40 procent, jeśli nie było wiedzy na temat wykonawstwa.
  - Pobocza betonowe niepołączone (untied) lub inne typy poboczny podczas kalibracji były modelowane z zerowym LTE.

- **Efektywność przenoszenia obciążenia przez szczeliny** – nawierzchnia betonowa JPCP może być projektowana z dyblami lub bez dybli w szczelinach poprzecznych. Kluczowym parametrem jest średnica i rozstaw dybli. Kluczowym parametrem wyjściowym dotyczącym trwałości jest uszkodzenie szczelin wraz z kryteriami granicznymi wybranymi przez projektanta. Analiza parametryczna programu (czułości programu) pokazuje, że zastosowanie odpowiedniego rozmiaru dybli może wirtualnie wyeliminować problem uszkodzania szczelin.
  - projektowana średnica dybli powinna wynosić 1/8 grubości płyty betonowej (np. 12 calowa płyta powinna być zbrojona 1,5 calowymi dyblami). Średnica może wynosić od 1 (minimum) do 1,75 cala.
  - zaleca się 12 calowy projektowany rozstaw dybli, ale rozstaw może zawierać się w przedziale od 10 do 14 cali.
- **Rozstaw szczelin** – ten parametr ma bardzo istotny wpływ na spękanie nawierzchni JPCP, uszkodzenie szczelin oraz IRI. Im węższy jest rozstaw szczelin, tym mniej wystąpi uszkodzeń i spękań. Aczkolwiek zabieg ten podnosi koszty wykonania, zatem wymagana jest rozważa. Projekty, w których pod powierzchnią występuje skała macierzysta, charakteryzują się sztywnym podłożem, co może wymagać zmniejszenia rozstawu szczelin w celu uniknięcia spękań.
- **Losowy rozstaw szczelin** – Jeśli w nawierzchni JPCP występuje losowy rozstaw szczelin, to w celu oszacowania ilości spękań poprzecznych należy przeprowadzić osobną analizę dla każdego rozstawu występującego na odcinku. Krytyczne znaczenie będzie miał największy rozstaw szczelin. Procent płyt spękanych dla całego projektu będzie stanowiła średnia wartość z wyników uzyskanych dla różnych zastosowanych rozstawów szczelin.
- **Szczeliny skośne (joint skew)** – Szczeliny skośne są niewskazane w nawierzchni dyblowanej. Jeśli jednak zostanie zastosowane, w celu uwzględnienia zwiększenia efektywnego rozstawu szczelin ze względu na skośność, należy dodać dodatkowe 2 stopy do rozstawu szczelin. To spowoduje zwiększenie uszkodzeń szczelin oraz ilości spękań.
- **Erozyjność podbudowy** – Podatność podbudowy lub podłoża na erozję (mowa o warstwie znajdującej się bezpośrednio pod warstwą betonową PCC) ma decydujący wpływ na inicjację i propagację uszkodzeń nawierzchni. Parametrem do projektowania jest klasa erozyjności, którą sklasyfikowano na podstawie długoterminowych obserwacji erozji różnych rodzajów podbudów:
  - Klasa 1 – materiały ekstremalnie odporne na erozję.
  - Klasa 2 – materiały bardzo odporne na erozję.
  - Klasa 3 – materiały odporne na erozję.
  - Klasa 4 – materiały lekko erozyjne.
  - Klasa 5 – materiały bardzo erozyjne.
- **Temperatura wiązania beznaprężeniowego (Zero-Stress temperature) i skurcz ostateczny (Ultimate Shrinkage)** (opisane w projektowaniu nawierzchni CRCP) – Te czynniki mają wpływ na nawierzchnię JPCP pod względem rozwarcia szczeliny, które wpływa na LTE i uszkodzenie szczelin w ten sam sposób jak rozwarcie pęknięcia i utrata LTE wpływa na nawierzchnię CRCP. LTE w okresie projektowym jest ważnym w analizie parametrem wyjściowym i jego wartość nie powinna być niższa niż 90 procent.
- **Efektywna różnica temperatur trwałego spaczenia/wypaczenia** – Ta dana wejściowa obejmuje wbudowany gradient temperatury podczas wiązania betonu oraz efektywny

gradient wypaczenia na skutek wilgoci (górną powierzchnia sucha a dolna powierzchnia wilgotna) oraz każdy inny efekt długoterminowego pełzania płyty i osiadania na podbudowie. Podczas krajowej kalibracji ustalono wartość  $-10^{\circ}\text{F}$  jako optymalną w celu zminimalizowania spękań. Ta optymalna różnica temperatur może być wykorzystywana do obliczeń, chyba że lokalna kalibracja wskazuje na inne wartości. Z pewnością budowa nocą oraz pielęgnacja betonu przy użyciu wody mogłaby ograniczyć ten wskaźnik, natomiast ekstremalne zmiany temperatury i promieniowanie słoneczne podczas porannego układania betonu mogłyby ten wskaźnik zwiększyć.

### 12.2.3 Projektowanie nawierzchni CRCP

Trwałość nawierzchni CRCP zależy od kilku czynników. Zalecane wartości wielkości charakterystycznych dla nawierzchni CRCP są następujące:

- **Poszerzenie betonowego pasa ruchu (Tied Concrete Shoulder)** – Długoterminowe przenoszenie obciążeń na połączeniu pas ruchu / pobocze jest modelowane tak, aby jego wpływ został uwzględniony w projektowaniu. Użytkownik wybiera rodzaj pobocza z dostępnych w MEPDG wariantów a program przypisuje odpowiednie LTE:
  - Pas ruchu i pobocze wykonane monolitycznie, zazbrojone zagiętymi prętami.
  - Osobno ułożony pas ruchu i pobocze, zazbrojone zagiętymi prętami.
  - Nie połączone pobocze betonowe lub inny rodzaj pobocza.
- **Średnica zbrojenia** – Typowo waha się ona pomiędzy #4 (0,5 cala średnicy) do #7 (0,875 cala). Na autostradach bardziej obciążonych ruchem stosuje się obecnie pręty zbrojenia #6 i #7. Pręty te z reguły powlekane są żywicami epoksydowymi w rejonach o dużym użyciu soli odladzających.
- **Projektowana ilość zbrojenia podłużnego** – Ten parametr może się zmieniać od 0,60 do 1,00 procenta. Ilość zbrojenia zależy od warunków klimatycznych i jest większa w chłodniejszych strefach klimatycznych. Wraz ze wzrostem ilości zbrojenia podłużnego zwiększa się rozstaw oraz szerokość pęknięć. Efektywność przenoszenia obciążenia LTE w czasie pozostaje na wyższym i wyższym poziomie, co minimalizuje niebezpieczeństwo odspojeń.
- **Głębokość zbrojenia** – Głębokość posadowienia stali zbrojeniowej ma znaczący wpływ na utrzymywanie szerokości szczeliny na wierzchu płyty betonowej. Minimalna zalecana głębokość wynosi 3,5 cala, a maksymalna znajduje się w połowie grubości płyty. Umieszczenie zbrojenia powyżej połowy grubości płyty spowoduje utrzymanie wąskich spękań i ograniczy niebezpieczeństwo odspojeń.
- **Rozstaw spękań** – Rozstaw spękań może być wprowadzony przez projektanta na podstawie doświadczenia, lub może być obliczony w modelu podanym w Rozdziale 5. Zalecana wartość rozstawu spękań wynosi od 3 do 6 stóp.
- **Współczynnik tarcia między podbudową a płytą betonową** – Wartość współczynnika tarcia zależy od rodzaju podbudowy. Typowe wartości średnie zostały opracowane na podstawie porównań z rozstawem spękań. Zaleca się następujące wartości i przedziały:

Rodzaj podbudowy dolnej/górnej	Współczynnik tarcia (Niski-Średni-Wysoki)
Drobnoziarnisty grunt	0,5-1,1-2
Piasek	0,5-0,8-1
Kruszywo	0,5-2,5-1
Gлина stabilizowana wapnem	3-4,1-5,3
Stabilizacja asfaltem	2,5-7,5-15
Stabilizacja cementem	3,5-8,9,13
Grunt stabilizowany cementem	6,0-7,9-23
Chudy beton	3,0-8,5-20
Chudy beton niedojrzały	>36 (więcej niż LCB dojrzały)

- Temperatura obojętna (wiązania beznaprężeniowego) (Zero Stress Temperature)** – Temperaturę obojętną określa się jako średnią temperaturę wiązania betonu w chwili twardnienia. Wartość ta może być zdefiniowana przez projektanta lub oszacowana na podstawie następujących danych: średniej godzinowych temperatur otoczenia w miesiącu wykonywania oraz zawartości cementu (wykorzystywane tylko do obliczenia temperatury obojętnej i skurczu ostatecznego). Temperatura wiązania beznaprężeniowego ma istotny wpływ na trwałość nawierzchni CRCP. Im ta temperatury będzie niższa tym węższe będą spękania poprzeczne w czasie i mniejsze prawdopodobieństwo wystąpienia odspojień. Z tego powodu miesiąc wykonywania nawierzchni betonowej ma istotne wpływ na temperaturę wiązania beznaprężeniowego betonu.
- Wystąpienie trwałych spaczeń/wypaczeń** – Efektywna różnica temperatur powodująca spaczenia/wypaczenia (te same zalecenia co w przypadku nawierzchni JPCP).
- Skurcz ostateczny** – Skurcz ostateczny przy 40% wilgotności względnej może być wprowadzony przez projektanta lub oszacowany na podstawie modelu podanego w Rozdziale 5. Zależy on od rodzaju pielęgnacji betonu (dodatek pielęgnacyjny, pielęgnacja wodą, klasa cementu (I, II, III), zawartość wody (poprzez wskaźnik w/c), oraz wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach). W celu ograniczenia skurczu ostatecznego, należy zastosować cement klasy II, pielęgnację wodą, ograniczyć zawartość wody i zwiększyć ogólnie wytrzymałość betonu, a każdy z tych zabiegów powinien być przeprowadzony w rozsądnym zakresie.
- Szerokość pęknięcia** – Szerokość pęknięcia szacowana jest w całym okresie projektowym i jest bardzo istotnym czynnikiem. Wstępnie zależy od temperatury wykonywania płyty betonowej. Projektant wstępnie przyjmuje miesiąc wykonywania warstwy betonowej co jest wykorzystywane w celu oszacowania temperatury wiązania beznaprężeniowego. Skurcz ostateczny betonu również ma wpływ na szerokość pęknięcia w czasie. Z tego powodu każdy zabieg, który ma na celu ograniczenie skurczu jest wskazany dla nawierzchni CRCP.
- LTE spękania** – LTE spękania przez pierwsze 20 lat użytkowania konstrukcji wynosi 100%, ale później może pod wpływem czasu oraz obciążenia obniżyć się do nieakceptowanego poziomu. Wraz z obniżeniem LTE wzrasta szansa na powstawanie odspojień nawierzchni w wyniku zwiększenia generowanych krytycznych naprężeń zginających na wierzchu CRCP. LTE spękania zależy od zmiany szerokości spękania w czasie oraz ilości osi ciężkich pojazdów przejeżdżających po spękaniu, wywołujących powstanie pionowych sił ścinających i



potencjalne zniszczenie. Z tego powodu utrzymywanie LTE na poziomie 90 lub 95 procent jest ważnym kryterium, które może zapewnić minimum lub brak odspojień.

- **Erozja i utrata podparcia krawędzi płyty** – Ten parametr zależy od kilku danych wejściowych, szczególnie od rodzaju podbudowy i jej jakości.
  - Podbudowa asfaltowa HMA: objętościowa zawartość asfaltu.
  - CTB/LCB: moduł sprężystości  $E_c$ .
  - Podbudowa kruszywowa niezwiązana: zawartość pyłów (przechodzących przez sito #200).
  - Roczne opady.
  - Rodzaj i jakość podbudowy/podłoża (wytrzymałość, zapylenie).

Erozja jest obliczana dla okresu 10-letniego z corocznym przyrostem i praktyczną informacją o wartości maksymalnej.

#### 12.2.4 Wstępna równość nawierzchni

Początkowa wartość IRI JPCP i CRCP leży w przedziale od 50 do 100 cali/milę przy typowej wartości 63 cale/milę. Ta wartość może być dostosowana do typowo uzyskiwanej przez zarządcę drogi dla tych rodzajów dróg.

#### 12.2.5 Wąskie lub poszerzone płyty

Ten parametr jest popularnie zwany „Szerokość pasa ruchu”, ale dotyczy szerokości płyty betonowej. Oznakowanie poziome z farby jest zawsze naniesione dla szerokości 12 stóp. Alternatywy projektowe obejmują możliwość zastosowania konwencjonalnej płyty betonowej o szerokości 12 stóp lub poszerzonej o 0,5 do 2 stóp. Można również analizować węższe płyty tj. o szerokości 10 czy 11 stóp. Parametr szerokości kontroluje bliskość krawędzi kół i krawędzi płyty nawierzchni JPCP i CRCP. Im dalej od krawędzi przemieszczają się koła tym mniejsze wywołują uszkodzenia zmęczeniowe prowadzące do spękań podłużnych.

- Domyślna szerokość płyty JPCP wynosi 12 stóp, chyba że zostanie zaznaczone okienko i wpisana zostanie inna szerokość płyty. Wartość ta może wynosić od 12 do 14 stóp. Im szersza jest płyta tym potencjalnie większe niebezpieczeństwo powstania spękań podłużnych, szczególnie przy cienkich płytach (o grubości <10 cali). Odkryto, że zwiększenie szerokości już o 1 stopę ma duży wpływ. Oznakowanie poziome malowane jest dla szerokości 12 stóp. Jeśli zastosowano poszerzoną płytę betonową, uszkodzenia zmęczeniowe obliczane są również dla wewnętrznej krawędzi szczeliny podłużnej (szczeliny między pasami ruchu), gdzie przyjęte LTE wynosi 70 procent. Jeśli w interesie leży zastosowanie węższego pasa, to można osiągnąć w przybliżeniu stosując płytę o szerokości 12 stóp ale ograniczając średni odstęp krawędzi płyty od zewnętrznego boku opony (np. zamiast typowego 18 calowego można ograniczyć do 12 calowego lub do 6 calowego w przypadku płyty o szerokości 11 stóp).
- Domyślna szerokość płyty CRCP wynosi 12 stóp i nie ma formalnie możliwości zwiększenia tej szerokości. Przybliżona metoda zwiększenia szerokości polega na przesunięciu odległości od koła pojazdów do krawędzi płyty o wartość poszerzenia. Zatem jeśli pas jest poszerzany o 12 cali, średnie odstęp opony powinien być  $18+12=30$  cali. Wąski pas ruchu można potraktować jak w przypadku nawierzchni JPCP.

## 13 Warianty projektowania przebudowy

### 13.1 Ogólny przegląd projektowania przebudowy w MEPDG

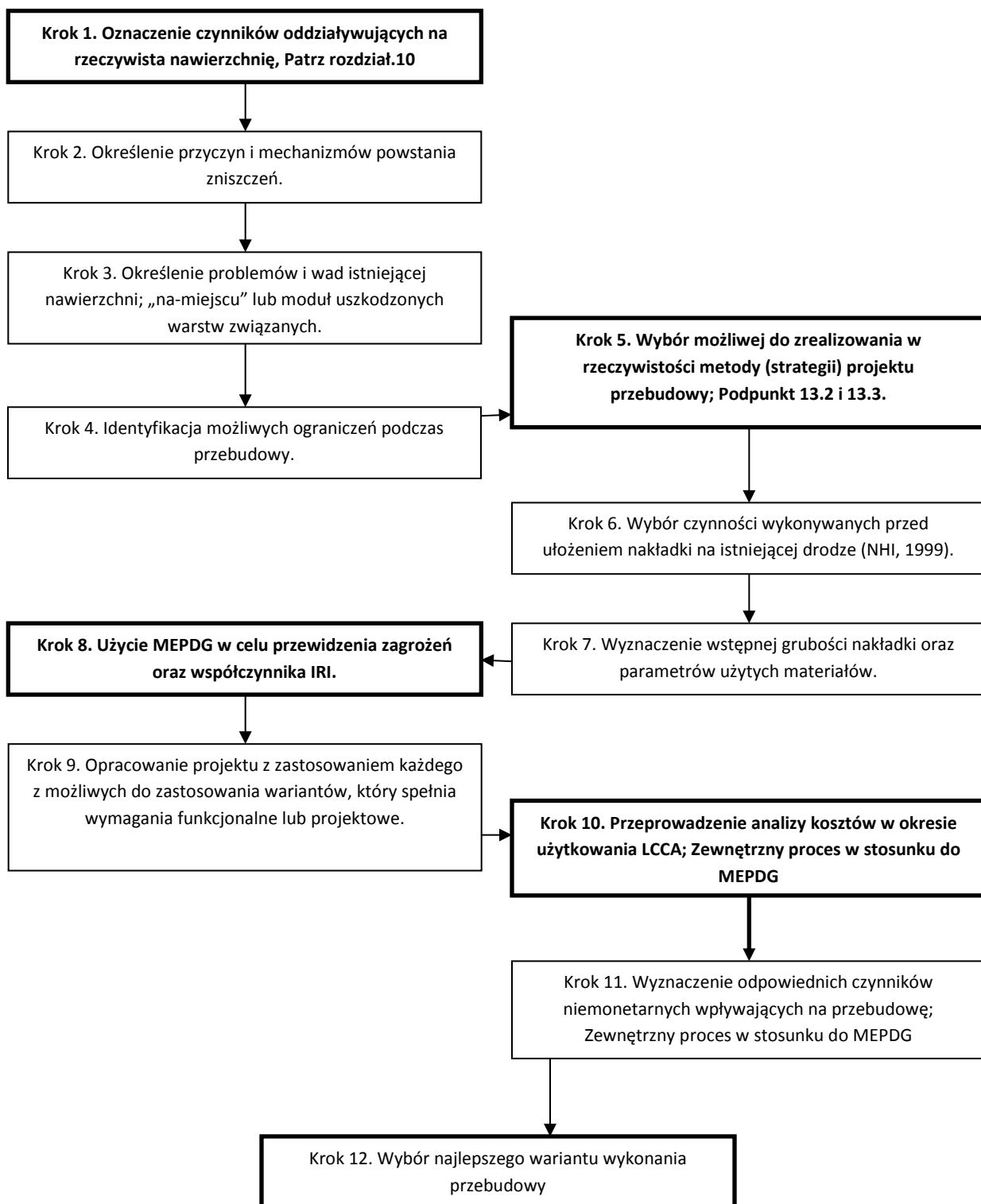
Właściwy wariant wykonania przebudowy nawierzchni powinien z jednej strony uwzględniać przyczyny powstawania uszkodzeń i degradowania nawierzchni, jak i uchronić lub minimalizować prawdopodobieństwo ponownego ich powstania. Oprogramowanie MEPDG umożliwia ocenę szerokiego wachlarza projektów przebudowy, które mogą zostać zastosowane na drogach o konstrukcji podatnej, sztywnej i kompozytowej. Projektowanie przebudowy drogi za pomocą MEPDG jest procesem iteracyjnym, wymagającym od projektanta pewnego doświadczenia w jego użytkowaniu, rozpoczynającym się od projektu naprawy. Podobnie, jak podczas ustalania projektu wstępnego w przypadku nowej nawierzchni, projekt przebudowy może być ustalony wstępnie na podstawie „Wytycznych projektowania konstrukcji nawierzchni” (AASHTO, 1993), katalogu projektowania remontów lub innej zatwierdzonej procedury projektowania. W takim wypadku oprogramowanie MEPDG może być użyte, jako narzędzie do analizy pozwalając upewnić się, że przyjęty projekt przebudowy spełni założone wymagania funkcjonalne.

Zwiększona liczba analizy i ocena techniczna wymagane są w przypadku określenia szczegółowych zabiegów, niezbędnych do zaprojektowania możliwego do zrealizowania w rzeczywistości wariantu przebudowy, w odniesieniu do rzeczywistego stanu nawierzchni. Szkolenie prowadzone w Narodowym Instytucie Drogowym – NHI w zakresie technik remontów nawierzchni pozwoliło na napisanie zaleceń zawierających wytyczne dotyczące wyboru odpowiedniego wariantu zaprojektowania remontu, w zależności od różnorodnych warunków lokalnych, które wpływają na rzeczywistą nawierzchnię (NHI, 1998). Oprogramowanie MEPDG zaleca cztery główne warianty projektowania (podane poniżej), które mogą być zastosowane oddzielnie lub w odpowiedniej kombinacji w celu wykonania efektywnego projektu przebudowy, którego podstawą są warunki zdefiniowane w rozdziale 9.

- Remont bez dobudowania dodatkowego pasa – ten sposób jest brany pod uwagę w przypadku projektowania nowej konstrukcji,
- Remont wraz z dobudowaniem dodatkowego pasa – ten sposób jest brany pod uwagę w przypadku projektowania nowej konstrukcji,
- Strukturalne nakładki, sposób ten obejmuje usuwanie i wymianę wybranych warstw nawierzchni,
- Nakładki niestukturalne,
- Odnowa bez nakładek.

Oprogramowanie MEPDG zawiera szczegółowe wytyczne dotyczące stosowania i projektowania poszczególnych wariantów przebudowy nawierzchni, w zależności od rodzaju i stanu istniejącej nawierzchni. Podaje szczegółowe informacje o materiałach wykorzystywanych do budowy nakładek na istniejących nawierzchniach podatnych i sztywnych. Rozdział ten zawiera ogólne informacje o

wariantach wykonywania przebudów dróg o konstrukcji podatnej, sztywnej oraz kompozytowej. Rysunek 13-1 pokazuje zalecane kolejne kroki, które pozwolą wybrać optymalny wariant przebudowy.



**Rysunek 13-1. Schemat blokowy kolejnych kroków wykonywanych podczas wyznaczenia najodpowiedniejszego wariantu wykonania przebudowy.**

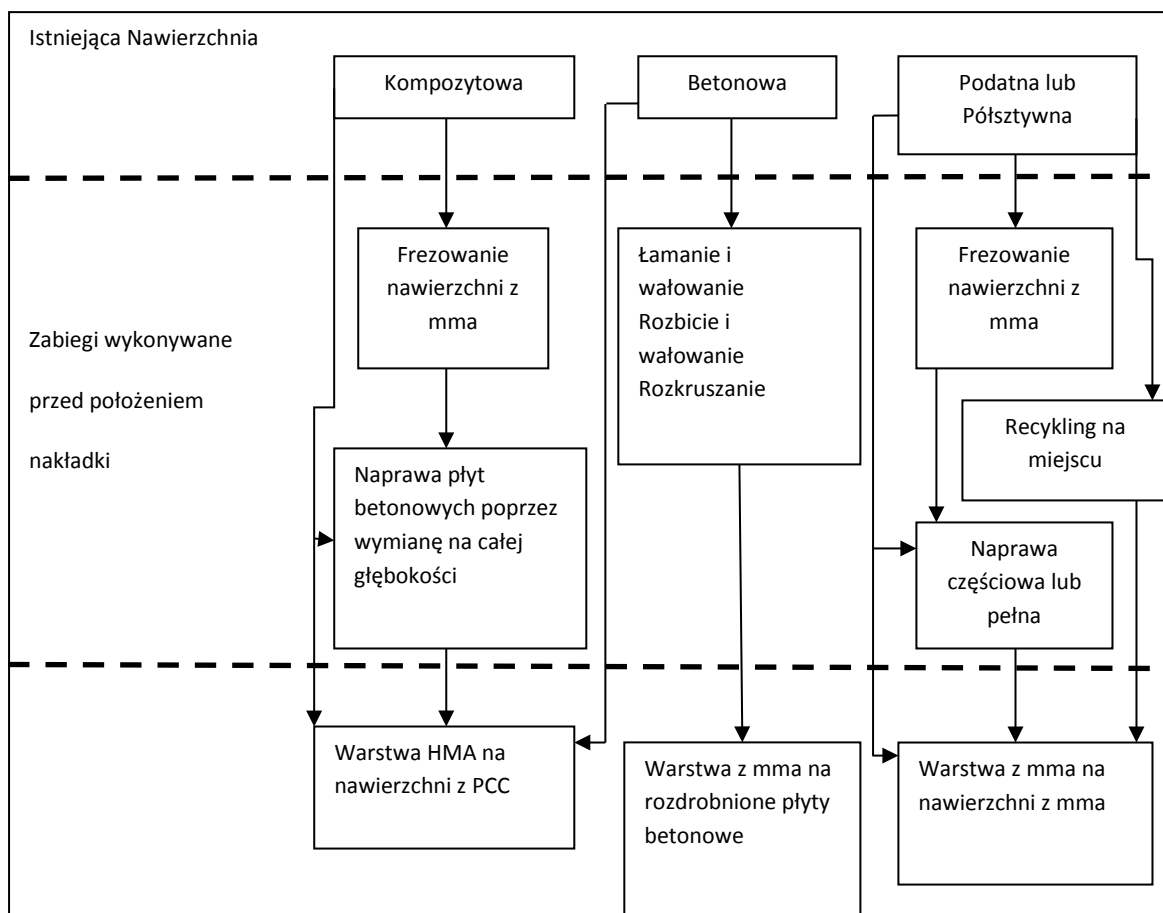
## 13.2 Projektowanie przebudowy z nakładkami z mma)

### 13.2.1 Informacje podstawowe

Oprogramowanie MEPEG zawiera szczegółowe informacje dotyczące wyboru i projektowania nakładek z mma polepszających stan warstwy ścieralnej lub nośność następujących nawierzchni (patrz rysunek 3-2 w punkcie 3.3).

- Nakładka z mma na istniejącą nawierzchnię z mieszanki mineralno-asfaltowej, podatnej i półsztywnej.
- Nakładka z mma na istniejącą nawierzchnię betonową z PCC, przetworzoną poprzez rozdrobnienie płyt metodą: łamania i wałowania, rozbicia i wałowania lub rozkruszenia.
- Nakładka z mma na nienaruszoną nawierzchnię betonową (JPCP i CRCP), włączając nawierzchnie kompozytowe oraz drugą nakładkę na pierwotną nawierzchnię betonową z PCC.

Na rysunku 13-2 przedstawiony jest ogólny schemat blokowy wyboru przebudów z zastosowaniem nakładki z mma na nawierzchnie mineralno-asfaltowe podatne, półsztywne, kompozytowe, rozdrobnione cementowe i nienaruszone cementowe.



Rysunek 13-2 Schemat blokowy wyboru odpowiedniego projektu nakładki z mma

### **13.2.2 Analiza nakładek z mma i projektu przebudowy**

Przy projektowaniu nakładki na istniejącą nawierzchnię podatną lub pólshczywną, projektant musi na wstępie ocenić, czy są potrzebne, a jeżeli tak to jakie, prace przygotowujące nawierzchnię do przebudowy. Prace te mają na celu zminimalizowanie wpływu zaistniałych zniszczeń na nakładkę. Należy również założyć odpowiednią grubość nakładki (wybrać wartość początkową). Prace przygotowawcze mogą zakładać niewykonywanie żadnych prac lub stanowić kombinację: frezowania, naprawy częściowej ewentualnie całkowitej lub recyklingu „na-miejscu” (patrz punkt 13.2.4). W każdym z przypadków, w wyniku przeprowadzonej analizy otrzymuje się odpowiednią nakładkę z mma do położenia na istniejącej nawierzchni z warstwą ścieralną z mieszanki mineralno-asfaltowej.

Podobnie, analizowane rozwiązania przebudowy nawierzchni betonowych z PCC może obejmować wykonanie nakładki z mma na warstwie z betonu cementowego lub nakładki z mma na rozdrobnionej warstwie betonowej z PCC. Wybór rozwiązania zależy od tego czy i jakie prace przygotowawcze zostaną wykonane. Wśród możliwych do wykonania prac są: łamanie i wałowanie płyt, rozbicie i wałowanie płyt lub rozkruszenie. W przypadku analizy przebudowy nawierzchni kompozytowych można zastosować nakładkę z mma na warstwie nienaruszonej lub rozdrobnionej nawierzchni cementowej z PCC. Zależy to od tego czy nawierzchnia asfaltowa została lub nie usunięta oraz czy spodnia warstwa z betonowa PCC została lub nie rozdrobniona.

Zastosowany podczas analizowania nakładki z mma na nawierzchnie z betonu z PCC model funkcjonalny opisany jest w rozdziale 5 i podpunkcie 13.2.8 i zakłada zniszczenie całej struktury płyt z PCC. Analiza trójwarstwowych nakładek umożliwia również zajęcie się: spękaniem odbitymi nad szczelinami, spękaniem nawierzchni cementowej z PCC oraz spękaniem tworzącymi się w warstwie ścieralnej z mma, które powstały na skutek oddziaływania temperatury lub obciążania ruchem. Należy podkreślić, że włączony do MEPDG model spękań odbitych bazuje wyłącznie na obserwacjach empirycznych i nie jest wynikiem dokładnej analizy mechanistyczno-empirycznej M-E. Ostatecznie, przewidywane uszkodzenia są powiązane z prognozowanym współczynnikiem równości IRI w celu stworzenia funkcjonalnego kryterium, które może być uwzględnione wraz z określonymi uszkodzeniami w procesie analizy projektu.

Maksymalna ilość warstw nakładki, która może zostać zastosowana wynosi 4. W liczbę tą wchodzi trzy warstwy z mma oraz jedna warstwa niezwiązana lub stabilizowana spoiwami chemicznymi. Całkowita ilość warstw nakładek oraz istniejącej nawierzchni jest ograniczona do 14. Podczas obliczeń wstępnych projektu zaleca się jednak ograniczyć ilość wszystkich warstw do ośmiu, aby zredukować ilość wymaganych danych wstępnych oraz czas obliczeń.

### **13.2.3 Ocena stanu istniejącej nawierzchni**

Bardzo ważnym elementem umożliwiającym oznaczenie cech i grubości projektowanej nakładki z mma jest prawidłowe scharakteryzowanie istniejącej nawierzchni, włączając w to oznaczenie modułu uszkodzonych warstw, połączonych ze sobą. Ogólne zalecenia dotyczące oceny istniejącej nawierzchni, która ma być poddana przebudowie zostały podane w rozdziale 10. Jeśli chodzi o projekty nowych nawierzchni, wszystkie właściwości istniejących i nowych warstw powinny być reprezentatywne w stosunku do warunków, które mają wystąpić zaraz po zakończeniu przebudowy, tzn. gdy droga zostanie otwarta dla ruchu.

Tablica 10-8 w rozdziale 10 zawiera ogólne zalecenia odnośnie oceniania bieżących własności nawierzchni podatnych, pólstywnych, kompozytowych oraz z nakładką z mma. Tablica 10-2 podaje czynności wykonywanych podczas oceniania nawierzchni do różnych poziomów danych wejściowych. Na poziomie 3, ogólna ocena stanu istniejącej nawierzchni jest daną wejściową do MEPDG. Projektant ma 5 stanów do wyboru: doskonały, dobry, średni, zły oraz bardzo zły. W tablicy 13-1 podane są definicje stanów nawierzchni oraz opisane w skrócie wszystkie sugerowane zabiegi odpowiadające stopniom ogólnej oceny. W celu uzyskania danych wejściowych do poziomu 1 używa się rdzeni oraz odkrywki, aby określić stopień skoleinowania każdej warstwy drogi oraz stwierdzić czy są jakiegokolwiek spękania rozpoczynające się w spodzie lub na wierzchu warstw z mma. Na poziomie 2, rdzenie są używane do oszacowania stopnia skoleinowania w poszczególnych warstwach drogi oraz ustalenia miejsca powstania wszystkich spękań wywołanych obciążaniem.

**Tablica 13-1 Definicje poszczególnych stanów nawierzchni będących danymi wejściowymi na poziomie 3, stopnie ogólnej oceny oraz zalecane sposoby przebudowy.**

Stan ogólny (Tablica 18 z rozdziału 10)	Ogólny poziom stanu nawierzchni Dane wejściowe do poziomu 3		Możliwe sposoby przebudowy (z lub bez prac przygotowawczych, punkt 13.2.4)
Odpowiedni (możliwa dalsza eksploatacja)	Doskonały	Brak spękań, nieznaczne skoleinowanie i/lub nieznaczne uszkodzenie związane z mieszanką (np. wyrywanie ziaren); małe lub brak odkształceń nawierzchni lub nierówności.	Naprawa nawierzchni bez nakładek (nieanalizowana MEPDG). Inna metoda wydłużenia żywotności nawierzchni (nieanalizowana MEPDG). Nakładka niestrukturalna. Nakładka zaprojektowana pod przyszłe natężenie ruchu samochodów ciężarowych
	Dobry	Ograniczone spękania powiązane lub nie z obciążaniem ruchem, nieznaczne lub średnie skoleinowanie, i/lub średnie uszkodzenia związane z mieszanką; występują pewne odkształcenia i nierówności nawierzchni.	Inna metoda wydłużenia żywotności nawierzchni (nieanalizowana w MEPDG). Nakładka niestrukturalna. Nakładka zaprojektowana pod przyszłe natężenie ruchu samochodów ciężarowych, z lub bez frezowania i naprawy warstwy ścierniczej.
Graniczny (możliwa lub niemożliwa dalsza eksploatacja)	Średni	Średnie spękania powiązane lub nie z obciążaniem ruchem, średnie skoleinowanie, i/lub średnie uszkodzenia związane z mieszanką; średnie nierówności nawierzchni (IRI > 189 cm/km).	Zalecane prace przygotowawcze Nakładka strukturalna z lub bez frezowania i naprawy warstwy ścierniczej. Usunięcie i położenie nowych warstw przed wykonaniem nakładki. Recykling ma miejsce przed wykonaniem nakładki.
Nieodpowiedni (dalsza eksploatacja niemożliwa)	Zły	Rozległe spękania niepowiązane z obciążaniem ruchem, średnie spękania powiązane z obciążaniem ruchem, duże skoleinowanie, rozległe uszkodzenia związane z mieszanką; i/lub duże nierówności nawierzchni (IRI > 268 cm/km).	Zalecane prace przygotowawcze, jeżeli nieplanowana jest przebudowa całej konstrukcji Nakładka strukturalna z frezowaniem lub wyrównywaniem warstwy wiążącej oraz naprawa warstwy ścierniczej i naprawy nawierzchni. Usunięcie istniejących i położenie nowych warstw przed wykonaniem nakładki. Recykling ma miejsce przed wykonaniem nakładki. Remont
	Bardzo zły	Rozległe spękania powiązane z obciążaniem ruchem i/lub bardzo nierówna nawierzchnia (IRI > 347 cm/km).	Zalecane prace przygotowawcze, jeżeli nieplanowana jest przebudowa całej konstrukcji Nakładka strukturalna z frezowaniem i naprawą warstwy ścierniczej. Usunięcie istniejących i położenie nowych warstw przed wykonaniem nakładki. Recykling ma miejsce przed wykonaniem nakładki. Remont

### 13.2.4 Decydowanie o konieczności przeprowadzenia prac wstępnych

Różnorodne prace przygotowawcze i sposoby napraw powinny zostać przeanalizowane pod kątem zapobiegania pogarszaniu się stanu nawierzchni, podwyższenia gładkości nawierzchni oraz zapewnienia odpowiednich, zunifikowanych warunków wymaganych do ułożenia nakładki z HMA. W odniesieniu do istniejących nawierzchni podatnych lub półsztywnych, prace przygotowawcze mogą obejmować: nie robienie niczego, ułożenie warstwy wyrównawczej, połączenie frezowania z częściową lub pełną naprawą lub recyklingiem na-miejscu. W przypadku dróg betonowych prace przygotowawcze mogą obejmować: nie robienie niczego, rowkowanie, częściową lub pełną naprawę płyt z nawierzchni betonowych JPCP i JRCP, odspajanie nawierzchni CRCP, i/lub torkretowanie płyt w celu wypełnienia wolnych przestrzeni i ponowne ich wypoziomowanie. Wypełnianie szczelin nie jest zalecanym zabiegiem wstępnym, gdyż podczas układania nakładki z mma, wysoka temperatura może spowodować rozszerzenie się materiału wypełniającego szczeliny i doprowadzić w konsekwencji do powstania bąbli, które obniżą, w znacznym stopniu, równość nawierzchni.

Wyznaczenie, w jakim stopniu uszkodzenia lub zniszczenia mogą zostać naprawione przed położeniem nakładki z mma wymaga staranności oraz połączenia doświadczenia i inżynierskiej oceny. W tabelicy 13-2 zamieszczone są niektóre proponowane metody naprawy lub prace zapobiegawcze możliwe do wykonania na różnych typach nawierzchni. W tabelicy 13-3 podane są główne sposoby prowadzenia przebudowy dróg z mieszanki mma oraz dróg z warstwą z mma położoną na warstwach betonowych. Decyzja o zastosowaniu wybranych prac przygotowawczych może być podjęta w głównej mierze w oparciu o doświadczenie i dane historyczne, niż na podstawie uszkodzeń i współczynnika IRI prognozowanego przez MEPDG.

Jeżeli na przestrzeni kilku lat uszkodzenia istniejącej nawierzchni mogą wpłynąć na właściwości nakładki, to powinny zostać one naprawione przed jej ułożeniem. Przedwczesne uszkodzenia nakładki są często skutkiem wad nawierzchni istniejącej przed przebudową, które nie zostały prawidłowo naprawione przed położeniem nakładki. Podręczniki z kursów NHI nr 131063 oraz 131062 zawierają dobrze opracowane wiadomości, które mogą ułatwić podjęcie decyzji, jakie, jeżeli są potrzebne, prace przygotowawcze są niezbędne do przeprowadzenia (APT, Inc., 2001.1 i 2001.b).

Podczas przebudów nawierzchni wykonanych z mma, frezowanie „na zimno” i recykling „na miejscu” są powszechnie stosowanymi pracami przygotowawczymi. Frezarki w metodzie „na zimno” mogą usunąć z łatwością do 7 cm lub nawet do 10 cm mieszanki mineralno-asfaltowej podczas jednego przejścia. Częściowe usunięcie popękanej i stwardniałej nawierzchni z mma poprzez sfrezowanie „na zimno” poprawia trwałość nakładki z mma, gdyż zapewnia dobre połączenie międzywarstwowe i usuwa uszkodzenia nawierzchni. Frezowanie „na zimno” zwiększa równocześnie równość istniejącej nawierzchni poprzez usunięcie kolein i innych odkształceń. Głębokość frezowania jest daną wejściową do MEPDG.

Recykling „na miejscu” może być rozpatrywany jako opcja przeprowadzenia rekonstrukcji całej konstrukcji, w przypadkach, gdy ułożenie nakładki z mma nie jest możliwe ze względu na zwiększenie zakresu naprawy, które spowodowane jest potrzebą zapewnienia jednorodnych warunków nośności. Najnowsze urządzenia pozwalają wykonać recykling „na miejscu” do głębokości od 20 cm do 30 cm. Jeżeli, w ramach recyklingu „na miejscu” przetwarzane są wszystkie warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej to taka nawierzchnia może być uznana, w procesie projektowania, za nową nawierzchnię

podatną. Rozdrobniona warstwa może być postrzegana jako niezwiązana warstwa z kruszywa lub związana, jeśli emulsja asfaltowa lub inne spoiwo zostało dodane przed zagęszczeniem.

Zarządcy dróg (Agencjes) używają różnorodnych materiałów i technik w ramach projektowania przebudów, w celu opóźnienia pojawienia się spękań odbitych z istniejących nawierzchni na nakładkach z mma. Do gamy rozwiązań tego typu należą: geotekstyli (paving fabrics), warstwy absorbujące naprężenia (SAMI), powierzchniowe utrwalenie (chip seal), warstwa lub mieszanka antyspękaniowa, warstwa amortyzująca oraz recykling „na miejscu” w technologii „na gorąco”. Geotekstyli, cienkie warstwy, techniki zabezpieczania nawierzchni, zabiegi zwiększające trwałość i inne nie-strukturalne warstwy nie są analizowane mechanistycznie w MEPDG.

**Tablica 13-2. Proponowane prace naprawcze lub zapobiegawcze możliwe do wykonania na nawierzchniach podatnych, sztywnych i kompozytowych**

Typ nawierzchni	Uszkodzenie	Prace zapobiegawcze	Metody naprawy
Podatne lub kompozytowe	Spękania siatkowe	Powierzchniowe uszczelnienie /zamknięcie przez lekkie spryskanie lepiszczem	Przebudowa całej konstrukcji
		Naprawy cząstkowe	
	Spękania wzdłużne	Uszczelnienie spękań	Przebudowa części konstrukcji
	Spękania odbite	Rozbicie i wypełnienie spękań	Przebudowa całej konstrukcji
		Nacięcie i wypełnienie szczelin powyżej	
	Spękania blokowe	Wypełnienie szczelin	Powierzchniowe utrwalenie
		Powierzchniowe utrwalenie	
	Przełomy	Brak	Warstwa wyrównująca Frezowanie nawierzchni
Koleiny	Brak	Warstwa wyrównująca Frezowanie nawierzchni	
Wyrwanie ziaren	Skropienie odświeżające	Powierzchniowe utrwalenie/uszczelnienie	
Wyboje	Wypełnianie szczelin	Przebudowa części lub całej konstrukcji	
	Naprawy cząstkowe		
Sztywne	Pompowanie wody w nawierzchni JPCP	Ponowne uszczelnienie szczelin	Uszczelnienie od spodu lub iniekcja pod płyty PCC (efektywność zależy od materiałów i procedur)
		Przywrócenie przekazywania sił przez szczelinę	
		Odwodnienie podbudowy	
		Podparcie krawędzi	
	Pękanie wzdłuż szczelin w nawierzchni JPCP	Uszczelnienie szczelin od spodu	Szlifowanie nawierzchni Wykonanie nakładki
		Ponowne uszczelnienie szczelin	
		Przywrócenie przekazywania sił przez szczelinę	
		Odwodnienie podbudowy	
	Pękanie płyt nawierzchni JPCP	Podparcie krawędzi	Przebudowa całej konstrukcji
		Ponowne uszczelnienie od spodu (utrata wsparcia)	
	Wykruszanie się szczelin lub spękań w JPCP	Przywrócenie przekazywania sił przez szczeliny	Przebudowa części konstrukcji
		Nakładka strukturalna	
Odspojenie (CRCP)	Ponowne uszczelnienie szczelin	Przebudowa całej konstrukcji	
		Przebudowa części konstrukcji	
Rozpad nawierzchni z PCC	Gruntowanie żywica epoksydową lub polimerem	Przebudowa całej konstrukcji	
	Ponowne uszczelnienie od spodu (utrata wsparcia)		
	Brak	Przebudowa całej konstrukcji Gruba nakładka	



**Tablica 13-3. Zestawienie podstawowych warianty technologii prowadzenia przebudowy dróg oraz prac przygotowawczych do położenia nakładki na drogach o nawierzchni z mieszanki mma oraz o nawierzchni mma/PCC**

Warunki pracy nawierzchni	Typ uszkodzenia	Warianty technologiczne wykorzystywane w projektowaniu przebudowy											
		Przebudowa całej konstrukcji z mma	Przebudowa części konstrukcji z mma	Frezowanie na zimno	Recykling „na miejscu” na zimno lub gorąco	Wypełnianie spękań	Powierzchniowe utrwalenie	Nakładka z mma	Nakładka z mma na rozdrobnioną nawierzchnię PCC	Związana nakładka betonowa	Niezwiązana nakładka betonowa	Poprawa odwodnienia podbudowy	Remont (nawierzchni z mma lub PCC)
Strukturalne	Spękania siatkowe												
	Spękania podłużne												
	Spękania temperaturowe												
	Spękania odbite												
	Koleinowanie warstw spodnich												
	Przemieszczenia warstw spodnich												
Funkcjonalne	Nadmierna ilość ubytków												
	Równość												
Odwodnienie, zniszczenie wodą	Wyrwanie ziaren												
	Odmywanie												
	Splywanie/wypocenia												
Trwałość	Wyrwanie ziaren												
	Splywanie/wypocenia												
	Przemieszczanie - mma												
	Koleinowanie - mma												
	Spękania blokowe												
Pobocza	Identyczne z tymi występującymi na pasach ruchu	Takie same, jak są zalecane do naprawy pasów ruchu											

Parametry, kalibracyjne oraz definiowane przez użytkownika, modelu rozwoju spękań odbitych w empirycznym równaniu zawartym w MEPDG pozwalającym oszacować przebieg procesu, są prawidłowe jedynie w przypadku rozpatrywania nakładki z mma wykonanej z zastosowaniem geotekstyliów (patrz Tablica 5-1 w punkcie 5.2.5). Parametry kalibracyjne są oszacowane na podstawie niewielkiej liczby odcinków testowych, na których występowały mało zróżnicowane warunki pracy. Dodatkowe dane doświadczalne są potrzebne w celu wyznaczenie parametrów kalibracyjnych oraz definiowanych przez użytkownika do stosowania przy szerszym zróżnicowaniu warunków i materiałów.

Tymczasowo można użyć domyślnych parametrów kalibracyjnych aby przewidzieć przyrost spękań odbitych w czasie, jednakże przewidywana ilość spękań odbitych nie powinna być uwzględniana podczas projektowania przebudowy. Podczas projektowania technologii przebudowy, która opóźni

powstawanie spękań odbitych należy bazować na danych lokalnych i historycznych. Należy tak postępować do czasu dodania do MEPDG metody bazującej na analizie mechaniczno-empirycznej lub gdy empiryczne równanie regresji zostanie skalibrowane w taki sposób, że będzie odpowiednie do bardziej zróżnicowanych warunków pracy nawierzchni oraz materiałów konstrukcyjnych niż wspomniane powyżej.

### **13.2.5 Wyznaczanie modułu uszkodzonych warstw związanych i osłabienie połączenia międzywarstwowego**

Na proces degradowania stanu nawierzchni składają się uszkodzenia widoczne jak i zniszczenia niewidoczne. Zniszczenia niewidoczne na powierzchni muszą zostać wykryte na podstawie nieniszczących badań ugięć NDT jak i oceny nawierzchni (rdzenie i odkrywki).

Podczas analizy nakładki, moduł dobrze związanych warstw z istniejącej nawierzchni jest charakteryzowany poprzez moduł uszkodzonych warstw, który odpowiada warunkom istniejącym w czasie układania nakładki. Moduł materiałów związanych spoiwem chemicznym oraz mma jest zmniejszony z powodu uszkodzeń wywołanych ruchem związanym z układaniem nakładki. Moduł warstw typu JPCP oraz JRCP nie podlega zmniejszeniu, gdyż są one modelowane w sposób odpowiadający ich rzeczywistemu stanowi. Uszkodzenia w mma jest symulowane w MEPDG poprzez zredukowanie modułu danej warstwy.

Wyniki oceny nawierzchni powinny zidentyfikować obszary, w których potencjalnie może wystąpić osłabienie połączenia międzywarstwowego lub jego brak. Osłabione połączenie międzywarstwowo objawia się spękaniem wywołanymi poślizgiem i wybojami. Ustalono, że w takich warunkach należy rozważyć usunięcie warstw, pomiędzy którymi pojawiają się spękania wywołane poślizgiem lub parametr odpowiadający połączeniu międzywarstwowemu, podczas projektowania nakładki powinien zostać zmniejszony do 0 (pomiędzy sąsiednimi warstwami).

### **13.2.6 Warianty nakładem z mma na istniejącą nawierzchnię**

Tablica 13-3 zawiera różne warianty wykonywania przebudów nawierzchni z mma i z mma z PCC, odpowiadające różnym warunkom pracy nawierzchni, posiadającym pewne wady strukturalno-materiałowe.

#### **Nakładka z mma na istniejącą nawierzchnię podatną lub półsztywną**

Nakładka z mma jest zazwyczaj możliwą do zastosowania techniką naprawy istniejącej nawierzchni podatnej lub półsztywnej, z wyjątkiem, gdy warunki panujące na drodze wymuszają usunięcie i wykonanie nowych warstw lub recykling na miejscu starych warstw z istniejącej nawierzchni. Warunki, w których wykonanie nakładki z mma nie jest możliwe do zastosowania na istniejącej drodze o konstrukcji podatnej lub półsztywnej podane są poniżej:

1. Natężenie rozbudowanych spękań siatkowych jest tak duże, że wymagane jest całkowite usunięcie i położenie nowych warstw nawierzchni.
2. Nadmierne skoleinowanie strukturalne wskazuje na zastosowanie materiałów, które nie mają odpowiedniej odporności, aby uchronić nawierzchnię przed odtworzeniem się kolein.

3. Istniejąca podbudowa stabilizowana wykazuje oznaki poważnych zniszczeń oraz wymaga dużej liczby zabiegów, aby mogła sprostać wymaganiom wobec podbudowy pod nakładkę z mma.
4. Istniejąca podbudowa niezwiązana musi zostać wymieniona z powodu przesiąkania (infiltration) i zanieczyszczenia drobnymi cząstkami gliny lub gruntu, ewentualnie z powodu nasycenia wodą spowodowanego wadliwym odwodnieniem.
5. Wymywaniem materiału z istniejących warstw z mma, które wymusza wymianę tych warstw.

W MEPDG procedura projektowania nakładki z mma na istniejącą nawierzchnię z mma uwzględnia powstanie uszkodzeń w nakładce jak i dalszy rozwój uszkodzeń w istniejącej konstrukcji drogi. Generalnie nakładka ogranicza prędkość rozwoju uszkodzeń w istniejącej nawierzchni. Procedura projektowania umożliwia uwzględnienie „przechodzenia” do nakładki uszkodzeń istniejących w istniejącej nawierzchni w momencie, gdy zaczynają być istotne. Stan istniejącej nawierzchni ma decydujący wpływ na prędkość pojawienia się tych samych uszkodzeń w nakładce.

#### **Nakładki z mma na nienaruszonej nawierzchni z PCC**

Nakładka z mma jest zazwyczaj możliwą do zastosowania techniką naprawy istniejącej nawierzchni z PCC i kompozytowej, jeżeli celem projektowanej nakładki jest ochrona przed spękaniem odbitymi. Warunki, w których wykonanie nakładki z mma nie jest możliwe do zastosowania podane są poniżej:

1. Stopień rozwoju spękań płyt oraz łuszczenia się szczelin jest tak duży, że wymagana jest całkowita wymiana istniejącej nawierzchni z PCC.
2. Wystąpiły znaczące uszkodzenia płyt z nawierzchni z PCC z powodu znacznych problemów z trwałością.

Procedura projektowania zawarta w MEPDG uwzględnia pojawienie się uszkodzeń w nakładce oraz ich dalszy rozwój w istniejącej nawierzchni z PCC. W przypadku istniejących nawierzchni typu JPCP, ocenia się wpływ na nakładkę: szczelin, istniejących spękań i nowych spękań powstających podczas układania nakładki, przy użyciu empirycznego modelu spękań odbitych. Model ten może zostać przystosowany do lokalnych warunków. Podstawową brana pod uwagę metodą stosowania nakładki z mma na istniejącą nawierzchnię typu CRCP jest przebudowa całej konstrukcji. Umożliwia to naprawienia wszystkich „pracujących” spękań, odspojonych bloków. Równocześnie pozwala na zaprojektowanie odpowiedniej nakładki z mma, która zwiększy wytrzymałość (trwałość) odcinka, zapewniając utrzymanie spękań „w ryzach” i wykazać małe straty efektywności przenoszenia obciążeń (LTE) w założonym okresie, na jaki projektowana jest przebudowa. Odpowiednio zaprojektowana nakładka jest niezbędna do zmniejszenia naprężeń rozciągających na górze płyt oraz zniszczeń zmęczeniowych, które doprowadzają do powstawania odspojonych bloków.

#### **Nakładki z mma na rozdrobnionych płytach nawierzchni z PCC**

Projektowanie nakładki z mma na rozkruszonej nawierzchni z PCC jest zbliżone do projektowania konstrukcji nowej drogi o konstrukcji podatnej. Na początku projektowania należy określić modułem sprężystości (elastic modulus) warstwy z rozdrobnionych płyt. Jedną z metod oceny modułu sprężystości warstwy rozdrobnionej nawierzchni z PCC jest metoda obliczeń odwrotnych modułu z

czaszy ugięć zmierzonej podczas historycznych pomiarów (patrz rozdział 10). Trzy proponowane metody rozdrabniania płyt z nawierzchni z PCC podano poniżej:

1. **Rozkruszanie** – łamanie płyt na fragmenty mniejsze niż 30 mm, przetworzenie płyt w warstwę podbudowy o dużej wytrzymałości. Metodę tą można użyć do przetworzenia nawierzchni PCC wszystkich typów, które są zniszczone w znacznym stopniu (poważne pęknięcia płyt na pół, uszkodzenia, łuszczenie się krawędzi spękań i szczelin, „D” spękania, itp.)
2. **Łamanie i wałowanie** – łamanie płyt nawierzchni typu JPCP na fragmenty o typowych wymiarach od 30 do 90 cm.
3. **Rozbicie i wałowanie** – rozbicie płyt nawierzchni typu JRCP przy przerwaniu zbrojenia w poprzek spękań lub rozbicie betonu związanego ze zbrojeniem na fragmenty.

### 13.2.7 Nakładka z mma na nawierzchnie z mma, włączając nawierzchnie półsztywne

Nakładka z MM na istniejącą nawierzchnie podatne lub półsztywne może być użyta do przywrócenia profilu drogi lub w celu zapewnienia istniejącej konstrukcji odpowiedniej wytrzymałości. Nakładka tymczasowa i wstępne prace przygotowawcze powinny zostać wybrane przy uwzględnieniu warunków pracy istniejącej nawierzchni i podłoża gruntowego oraz przyszłe natężenie ruchu. Nakładka z mma może składać się z czterech warstw, włączając w to trzy warstwy z mma i jedną warstwę niezwiązaną (odcinek wielowarstwowy, sandwich section) lub związana spoiwem chemicznym.

Identyczne uszkodzenie, które oceniane są podczas projektowania nowej nawierzchni podatnej są również oceniane podczas projektowania przebudowy nawierzchni podatnej lub półsztywnej (patrz punkt 5.3). W przypadku nawierzchni, na której układana jest nakładka, analiza uszkodzeń obejmuje wzięcie pod uwagę takich uszkodzeń jak spękania i koleinowanie pojawiające się w nakładce z mma oraz dalszego rozwoju uszkodzeń warstw istniejących nawierzchni. Całkowite prognozowane zniszczenie istniejącej nawierzchni oraz nakładki z mma są wykorzystywane do oszacowania zmian wartości wskaźnika IRI w czasie (patrz punkt 5.3).

Prognozowane jest pojawienie się spękań podłużnych i termicznych w nakładce z mma w tym samym miejscu, jak ma to miejsce w projekcie nowej nawierzchni. Zniszczenia zmęczeniowe oceniane są na spodzie warstwy nakładki z mma przy użyciu modelu siatkowych spękań zmęczeniowych.

Prognozowanie spękań odbitych wykonuje się przy użyciu empirycznego modelu spękań odbitych na podstawie spękań w istniejącej nawierzchni.

Rozwój uszkodzeń w istniejącej nawierzchni zależy od zsumowania stanu nawierzchni przy uwzględnieniu wpływu przeprowadzonych prac przygotowawczych przed ułożeniem nakładki, takich jak: frezowanie lub recykling „na miejscu”. W istniejących nawierzchniach podatnych i półsztywnych, w których warstwy mają pozostać, uszkodzenia zmęczeniowe będą rozwijać się w nich zgodnie z ideą uszkodzenia warstwy. Wszystkie reakcje nawierzchni używane do prognozowania rozwoju uszkodzeń zmęczeniowych w istniejących i pozostawianych warstwach z mma są obliczane przy użyciu modułu uszkodzonych warstw, który jest określany na podstawie danych oceny nawierzchni metodami

wyjaśnionymi w rozdziale 10. Reakcje nawierzchni używane do prognozowania rozwoju zniszczeń zmęczeniowych w nakładce z mma wyznacza się, wykorzystując moduł nieuszkodzonej warstwy.

Odształcenia plastyczne we wszystkich warstwach z mma oraz warstwach niezwiązanej podbudowy są uwzględnione przy obliczaniu prognozowanego koleinowania się odnowionej nawierzchni. Tak, jak opisano w rozdziale 5, koleinowanie w warstwach istniejącej nawierzchni będzie trwało nadal i zwiększało się, jednakże, ze względu na efekt utwardzenia przez przeniesiony ruch pojazdów ciężarowych i upływający czas, w mniejszym stopniu w porównaniu do nowych warstw.

### **13.2.8 Nakładki z mma na istniejące na nienaruszonej nawierzchni z PCC włączając nawierzchnie kompozytowe (jedna lub więcej nakładek z mma na nawierzchni JPCP lub JRCP)**

Nakładka z mma może zostać użyta jako remedium na funkcjonalne lub strukturalne wady wszystkich typów nawierzchni z PCC. Ważna jest, aby projektant uwzględnił kilka aspektów takich jak typ istniejących uszkodzeń przed wybraniem właściwego wariantu wykonania przebudowy, który zostanie użyty.

#### **Analiza parametrów charakterystycznych dla nakładek z mma na nawierzchnie JPCP i CRCP**

##### *Liczba warstw nakładki z mma*

Nakładka z mma może składać się z maksymalnie trzech warstw. Dla każdej warstwy należy określić typowe parametry charakteryzujące mieszankę.

##### *Spękania odbite z warstwy JPCP do warstwy nakładki z mma*

Złącza poprzeczne i spękania spodniej warstwy JPCP wywołują powstawanie spękań odbitych w nakładce z mma. Proces ten jest zależny od kilku czynników. Empiryczne modele prognozowania spękań odbitych dołączone do MEPDG mogą zostać dostosowane do warunków lokalnych przy użyciu odpowiedniego oprogramowania (patrz punkt 5.3). Nie zostały one skalibrowane w różnych krajach, a jest to bardzo istotne. Zarówno czas (lata), w którym powstanie 50% spękań odbitych (od szczelin i spękań) oraz temp rozwoju spękań może zostać dostosowane do wybranej grubości nakładki z mma i lokalnych warunków klimatycznych.

Zaleca się zapobiegać spękanom odbitym także, w sposób niezależny od MEPDG. Można zastosować takie środki zaradcze jak: geotekstyli, siatki, nacinanie (i uszczelnianie szczelin) nakładki z mma powyżej szczelin w spodniej warstwie. W ramach MEPDG zaleca się jedynie stosowania geotekstyli, jest to zalecenie oparte na empirycznych zależnościach (patrz rozdział 5).

Przy układaniu nakładki na nawierzchni typu CRCP nie powstają spękania odbite nad poprzecznymi szczelinami. Podczas projektowania można przyjąć, że wszystkie średnie i duże odspojenia zostaną naprawione, a zbrojenie w betonie będzie przywrócone w całej warstwie.

##### *Wpływ nakładki z mma na uszkodzenia zmęczeniowe*

Nakładka z mma ma wpływ znacząco na gradient temperatury w płytach w nawierzchni z PCC. Nawet cienka nakładka z mma znacząco zmniejsza gradient temperatury w nawierzchni z PCC,

skutkiem tego jest spadek ilości uszkodzeń zmęczeniowych zarówno na spodzie jak i górze płyty. Stopień spękań zmęczeniowych, mimo iż jest w dużej mierze uzależniony od grubości nakładki z mma często staje się najistotniejszym kryterium użytkowym podczas projektowania nakładki.

#### *Oszacowanie uszkodzeń powstałych w przeszłości*

W przypadku nawierzchni JPCP i CRCP, na które położona nakładka z mma, należy wykonać oszacowanie uszkodzeń zmęczeniowych powstałych w przeszłości, skumulowanych od momentu otwarcia ruchu. Wynik tego oszacowania, przeszłe uszkodzenia zmęczeniowe, są wykorzystywane (wraz z oszacowaniem przyszłych uszkodzeń zmęczeniowych) do prognozowania powstawania przyszłych spękań w płytach i odspojonych bloków. W przypadku nawierzchni JPCP, uszkodzenia powstałe w przeszłości są szacowane na podstawie liczby (procentu) wszystkich płyt, w których zaobserwowano spękania poprzeczne plus procentowy udział płyt, które zostały wymienione. Dane niezbędne do określenia uszkodzeń powstałych w przeszłości są następujące:

1. Przed rozpoczęciem prac przygotowawczych do ułożenia nakładki jest to procentowy udział płyt z pęknięciami poprzecznymi oraz płyt naprawionych/wymienionych kiedykolwiek w przeszłości. Odpowiada to zsumowanemu udziałowi płyt, które były spękane przed podjęciem jakichkolwiek robót naprawczych.
2. Po wykonaniu prac przygotowawczych jest to procent naprawionych/wymienionych płyt (różnica pomiędzy punktem 1 a 2 jest taka, że w tym przypadku jest to procent płyt, które są spękane w dalszym ciągu, tuż przed położeniem nakładki z mma).

Za naprawy i wymiany należy uznać naprawę płyty na całej głębokości oraz wymianę płyt ze spękaniem poprzecznymi. Procent uprzednio naprawionych i wymienionych płyt jest dodawany do procentu obecnie spękanych płyt w celu ustalenia przeszłych uszkodzeń zmęczeniowych, od momentu otwarcia drogi. Do wykonania tego zadania używa się skalibrowanych do warunków krajowych krzywych zależności uszkodzenia zmęczeniowego od ilości spękanych płyt. Ilość płyt, które popękają w przyszłości jest wyliczana w okresie ustalonym w projekcie w postaci wzrostu uszkodzeń zmęczeniowych miesiąc po miesiącu.

Przykład: Przegląd stanu rzeczywistej nawierzchni wykazało, że zaobserwowano 6 procent płyt spękanych poprzecznie i 4 procent płyt wymienionych w przeszłości. Przyjęto, że wymienione płyty miały spękania poprzeczne. Podczas wykonywania prac przygotowawczych przed ułożeniem nakładki wymieniono 5 procent płyt, które były spękane poprzecznie, 1 procent takich płyt pozostawiono.

Dane wejściowe do MEPDG są następujące:

- Sześć procent płyt ze spękaniem poprzecznymi plus cztery procent płyt wymienionych w przeszłości, po zsumowaniu daje 10 procent.
- Po wykonaniu prac przygotowawczych, całkowity procent wymienionych płyt wynosi 9 procent. Należy zauważyć, że procent płyt spękanych w dalszym ciągu, przed położeniem nakładki wynosi zatem  $10 - 9 = 1$  procent.

W odniesieniu do nawierzchni CRCP stosuje się taki sam sposób postępowania. Ilość zaobserwowanych odspojonych dużych bloków na milę (należy wziąć pod uwagę jedynie bloki

średnie lub duże) dodaje się do ilości odspojień naprawionych w przeszłości. Całkowita ilość odspojonych bloków na milę jest daną wejściową służącą do określenia przeszłych uszkodzeń zmęczeniowych wywołanych powtarzalnym przejazdem osi obciążających, od momentu otwarcia drogi. Do wykonania tego zadania używa się skalibrowanych do warunków krajowych krzywych zależności uszkodzenia zmęczeniowego od ilości odspojonych dużych bloków (odspojień). Ilość odspojień, które pojawią się w przyszłości jest wyliczana w okresie ustalonym w projekcie w postaci wzrostu uszkodzeń zmęczeniowych miesiąc po miesiącu.

*Dynamiczny moduł zespolony (dynamic modulus) reakcji podłoża (wartość dynamicznego parametru  $k$ )*

Moduł reakcji podłoża może zostać scharakteryzowany, przy przebudowie betonowych nawierzchni, jako:

1. Podać wejściowy moduł sztywności sprężystej (resilient modulus) istniejących warstw spodnich (niezwiązanych), włącznie z podłożem gruntowym, tak jak ma to miejsce podczas nowych projektów. Oprogramowanie MEPDG obliczy na podstawie odwrotnej kalkulacji efektywny (pojedynczy) dynamiczny moduł zespolony reakcji podłoża (wartość parametru  $k$ ) (effective single dynamic modulus) w każdym miesiącu z okresu projektowania, dla każdej warstwy. Efektywna wartość parametru  $k$  jest zatem zasadniczo odzwierciedleniem ściśliwości warstw spodnich (np.: niezwiązanej podbudowy, podbudowy zasadniczej i podbudowy pomocniczej (unbound base, subbase and subgrade layers), na których leżą górne warstwy związane (upper bound layers) oraz istniejąca warstwa z mma lub PCC. Wartości wyznaczone w każdym miesiącu będą użyte do zaprojektowania różnych, alternatywnych sposobów wykonania przebudowy.
2. Zmierzyć ugięcie na górze płyt za pomocą FWD, następnie na podstawie odwrotnej kalkulacji ustalić wartość parametru  $k$  w danym miesiącu. Wprowadzić tę wartość średnią i miesiąc, w którym wykonano badanie do MEPDG. Wprowadzona wartość pozostanie przypisana do tego miesiąca, w okresie projektowania. Wartości parametru  $k$  w innych miesiącach będą zmieniać się, w zależności od zmian wilgotności oraz głębokości przemarzania nawierzchni.

*Moduł sprężystości (modulus of elasticity) istniejących płyt nawierzchni JPCP lub CRCP*

Moduł sprężystości istniejących płyt, to ten który można zmierzyć w miejscu i czasie wykonywania przebudowy. Moduł ten będzie oczywiście większy od modułu wyznaczonego po 28 dniach dojrzewania. Jest on szacowany przy wykorzystaniu procedur zamieszczonych w tablicy 13-4. Moduł ten odpowiada nienaruszonej płycie. Nie jest to wartość zredukowana z powodu spękań płyt, jak miało to miejsce w przypadku niezwiązanej nakładki z PCC (unbonded PCC overlays). Warstwa ta jest główną warstwą nośną kompozytowej struktury nakładki. Ilość spękań w istniejącej płycie jest zliczana ma dwa sposoby:

1. Oblicza się procent spękanych płyt i wykorzystuje do obliczenia przeszłych uszkodzeń, które spowodują powstanie spękań w przyszłości w istniejącej płycie.

2. Przyjmuje się procent spękanych płyt, które spowodują spękanie nakładki z mma w prognozowanym stopniu, które wpływają znacznie na trwałość za pośrednictwem kilku czynników (procent powierzchni pasa ruchu) i poprzez wpływ na IRI.

**Tablica 13-4. Dane niezbędne do scharakteryzowania statycznego modułu sprężystości (elastic modulus) istniejącej płyty betonowej PCC potrzebnego do zaprojektowania nakładki z mma**

Dane wejściowe	Kolejne poziomy		
	1	2	3
Stacyjny moduł sprężystości (elastic modulus) istniejącej płyty betonowej PCC potrzebny do projektowania	Stacyjny moduł sprężystości (elastic modulus) istniejącej płyty betonowej PCC $E_{BASE/DESIGN}$ charakteryzujący obecny wiek betonu wyznacza się badań laboratoryjnych odwiertów pobranych z nienaruszonych płyt (1) lub na drodze odwrotnych obliczeń (używając danych z badania ugięć FWD przeprowadzonego na nienaruszonej płycie o niezmięnionej grubości) i przemnożeniu przez 0,8 co umożliwia zamianę modułu dynamicznego w statyczny.	$E_{BASE/DESIGN}$ uzyskany ze zbadania wytrzymałości an ściskanie rdzeni. Wytrzymałości na ściskanie jest zamieniamy na moduł sprężystości. Moduł sprężystości potrzebny do projektowania uzyskiwany jest tak jak opisano w poziomie 1.	$E_{BASE/DESIGN}$ oszacowany na podstawie historycznych danych z badań po 28 dniach. Wartości te są ekstrapolowane do wartości odpowiadających rzeczywistej konstrukcji.

#### **Czasowa odbudowa z zastosowaniem nakładki z mma na nawierzchnie JPCP i CRCP**

Zakres grubości nakładki z mma może być przebadany pod kątem właściwości użytkowych przez MEPDG. Określa się możliwość spełnienia przez nakładkę, w zadowalającym stopniu, kryteriów funkcjonalnych. Część ogólnych zaleceń odnośnie kryteriów funkcjonalnych podano w tablicy 13-5. Należy zauważyć, że w niektórych przypadkach analizowania nakładki na nawierzchnie betonowe, rozwiązaniem jest jedynie cienka nakładka z mma (konstrukcja spełnia w zadowalający sposób wymagania). Ułożenie relatywnie cenniejszej nakładki z mma zmienia w znacznym stopniu gradient temperatury w takim stopniu, iż uszkodzenia zmęczeniowe staną się minimalne. W takim przypadku, projektant może wybrać minimalną grubość nakładki, która spełni postawione wymagania włączając: (1) wymaganą równość, (2) możliwość ułożenia i prawidłowego zagęszczenia oraz (3) ma odpowiednią grubość zapewniającą przetrwanie przez założony okres, na który projektowana jest przebudowa. Większość zarządców dróg określa minimalną grubość nakładki z mma stosowanej w tym celu.

#### **Zmiany w projekcie mające na celu zredukowanie uszkodzeń w nakładce z mma.**

Przygotowany na wstępie projekt przebudowy, w którym występuje nadmierny prognozowany przyrost uszkodzeń oraz niezadowalająca równość musi zostać zmieniony. Zmiany mają na celu zmniejszenie prognozowanego przyrostu uszkodzeń oraz zwiększającej się nierówności do akceptowalnego poziomu (w ramach żądanego poziomu niezawodności). Kilka z najefektywniejszych sposobów przeprowadzenia takich zmian, podanych jest w tablicy 13-6.



**Tablica 13-5. Zalecenia dotyczące kryteriów funkcjonalnych stosowanych wobec nakładki z mma na nawierzchniach JPCP i CRCP**

Rodzaj uszkodzenia	Zalecane zmiany w projekcie
Koleiny w mma	Kryteria odnoszące się do koleinowania należy wybrać podobnie, jak w przypadku projektowania nowej lub remontu nawierzchni. Koleinowanie następuje wyłącznie w nakładce z mma
Prostopadłe spękania w płycie nawierzchni JPCP	Zazwyczaj nie stanowi to problemu, gdyż ułożenie nakładki z mma redukuje w znacznym stopniu ilość spękań poprzecznych, które powstaną w przyszłości. Typowe ograniczenie do 10 % (wszystkie poważne uszkodzenia) wydaje się być racjonalny. Przekroczenie tego limitu wskazuje, że nawierzchnia JPCP, na której ma być ułożona nakładka jest w znacznym stopniu zdegradowana przez uszkodzenia zmęczeniowe i niezbędne jest strukturalne wzmocnienie konstrukcji.
Odspojenia pojawiające się w płcie istniejącej nawierzchni CRCP	Zazwyczaj nie stanowi to problemu, gdyż ułożenie nakładki z mma redukuje w znacznym stopniu ilość odspojonych dużych bloków, które powstaną w przyszłości. Typowe ograniczenie od 5 do 10 na milę (od 3 do 6 na km) (należy wziąć pod uwagę jedynie bloki średnie lub duże) wydaje się być racjonalny. Przekroczenie tego limitu wskazuje, że nawierzchnia CRCP, na której ułożona ma być nakładka jest w znacznym stopniu zdegradowana przez uszkodzenia zmęczeniowe i niezbędne jest strukturalne wzmocnienie konstrukcji.
Spękania odbite z płyty z istniejącej nawierzchni JPCP lub CRCP	Rozwój spękań odbitych jest uzależniony od specjalnych prac zapobiegawczych, które może zalecić projektant. A zatem, jeżeli w ocenie projektanta prace te zredukują lub wyeliminują spękania odbite z istniejących płyt, kryterium to może zostać zignorowane. W MEPDG prognozuje się ilość spękań odbitych na podstawie poprzecznych złączy i spękań w nawierzchni JPCP, jednakże jest to przeliczane na procent powierzchni pasa ruchu. Maksymalna dopuszczalna wartość to 1% powierzchni zajmowanej przez wszystkie spękania odbite (uwaga: odpowiada to 100 spękanom poprzecznym na milę (ok. 62/km) lub występowaniu spękań co 53 ft (ok. 16 m). Generuje to znaczne nierówności)
Równość	Ograniczenie wartości wskaźnika IRI należy dobrać, tak jak w przypadku nowej nawierzchni lub remontu. Jedynym wyjątkiem jest sytuacja, w której istniejąca nawierzchnia wykazuje znaczne osiadanie lub wysadziny, których wyrównanie było by bardzo trudne. W takim wypadku należy położyć najpierw warstwę podnoszącą niweletę, a następnie nakładkę o stałej grubości.

### 13.2.9 Nakładki z mma na rozkruszonej nawierzchni z PCC

Celem rozkruszenia płyt betonowych jest wyeliminowanie spękań odbitych w nakładce z mma, poprzez zniszczenie struktury istniejącej nawierzchni betonowej. Cel ten jest osiąganym poprzez połamanie płyt z PCC na fragmenty o rozmiarach od 3 do 8 cali (ok. od 8 do 20 cm) lub mniejsze. Zapewnia to dobre zaklinowanie się rozdrobnionych fragmentów. Rozkruszona warstwa zachowuje się jak wewnątrz zaklinowana warstwa niezwiązana, zmieniając betonową nawierzchnię w warstwę podbudowy wykonaną z kruszywa o wysokiej jakości.

Proces rozkruszania można zastosować wobec nawierzchni typu JPCP, JRCP i CRCP. W prawidłowo przeprowadzonym procesie, który pozwoli spełnić oczekiwane wymagania funkcjonalne, stal zbrojeniowa z nawierzchni JRCP i CRCP musi zostać całkowicie odspojona od betonu. Celem tego punktu jest przedstawienie wskazówek jak przeprowadzać proces rozkruszenia betonowych nawierzchni w sposób maksymalizujący trwałość tej opcji przebudowy.

Nakładka z mma może zostać użyta, jako remedium na funkcjonalne lub strukturalne wady wszystkich typów nawierzchni z PCC. Ważna jest, aby projektant uwzględnił kilka aspektów takich jak typ istniejących uszkodzeń przed wybraniem właściwej technologii wykonania przebudowy, która zostanie użyta.

**Tablica 13-6. Zalecenia dotyczące modyfikowania pierwotnego projektu mającego na celu zredukowanie uszkodzeń oraz nierówności w nakładce z mma na nawierzchniach JPCP i CRCP**

Rodzaj uszkodzenia	Zalecane zmiany w projekcie
Koleiny w mma	Zmiana właściwości mma. Patrz zalecenia w rozdziale 12
Prostopadłe spękania w płycie nawierzchni JPCP	Naprawa większej ilości spękanych płyt, które były popękane przed ułożeniem nakładki. Zwiększenie grubości nakładki z mma
Szerokość spękań w nawierzchni CRCP	Zaleca się, aby spękania powstające podczas okresu na jaki zaprojektowano przebudowę były węższe 0,02 in (0,51 mm). Niestety projektant nie ma możliwości kontrolowania tego zjawiska podczas projektowania.
Współpraca pęknięć (LTE) w nawierzchni CRCP	Zaleca się, aby efektywność przenoszenia obciążenia w spękanie nawierzchni była większa od 95% w okresie, na jaki zaprojektowano przebudowę. Zapewnia to ochronę przed powstawaniem spękań odbitych i odspojonych dużych bloków (odspojień). Jednym czynnikiem, który można zmienić podczas projektowania, który ma wpływ na to zjawisko jest grubość nakładki z mma.
Odspojenia pojawiające się w płycie istniejącej nawierzchni CRCP	Naprawa wszystkich odspojonych dużych bloków (odspojień) przed ułożeniem nakładki. Zwiększenie grubości nakładki z mma
Spękania odbite z płyty z istniejącej nawierzchni JPCP lub CRCP	Zastosować takie zabiegi pozwalające na kontrolowanie zjawiska spękań odbitych jak: nacinanie i uszczelnianie warstwy nakładki z mma nad poprzecznymi szczelinami w nawierzchni betonowej. Zwiększenie grubości nakładki z mma
Nierówność	Wykonanie równiejszej nawierzchni, poprzez zaostrożenie specyfikacji wykonawczej. Redukcja prognozowanej liczby spękań w płytach oraz odspojień.

#### **Kryteria wyboru optymalnego projektu rozkruszania**

Rozkruszanie jest, w wielu przypadkach, efektywną technologią wykonywania remontu. Jednakże nieprawidłowe postępowanie zapisane w projekcie może doprowadzić do powstania problemów z konstrukcją oraz jej właściwościami użytkowymi. Prawidłowy projekt powinien obejmować następujące etapy, które zilustrowane są na schematach od 13-3 do 13-6.

1. Zidentyfikowanie na miejscu cech drogi i panujących warunków, które mogą mieć szkodliwy wpływ na konstrukcję oraz właściwości rozdrobnionej nawierzchni z PCC (Schemat 13-3).  
Generalnie, można rozważyć zastosowanie technologii rozkruszania do rozdrobnienia nawierzchni jeżeli pod warstwą betonową (przeznaczoną do rozkruszenia): nie ma sztywnej warstwy do głębokości 3 ft (ok. 0,9 m), nie ma zwierciadła wody gruntowej oraz instalacji z mediami do głębokości 5 ft (ok. 1,5 m). Jeżeli warunki te nie są spełnione, inna technologia przebudowy może być odpowiedniejsza. W takim przypadku technologia rozkruszania może być nadal brana pod uwagę, jednakże należy sprawdzić, przeanalizować szczegółowo jednorodność rozkruszonej nawierzchni z PCC. Innymi słowy, technologia rozkruszania nie jest wykluczona, jeśli warunki nie są spełnione, lecz jej wykorzystanie musi być rozważone z rozwagą.
2. Określenie stanu i uszkodzeń istniejącej nawierzchni z PCC (schemat 13-4 i 13-5).  
Rozkruszanie jest uważane za wykonalny wariant przebudowy, jeżeli nawierzchnia z PCC nie może dłużej pracować, jej cykl życia zakończył się, tj.: gdy powstają znaczne uszkodzenia w okresie, na który projektowana jest przebudowa). Jednakże, jeżeli pojawiają się poziome spękania lub delaminacja pomiędzy różnymi warstwami z PCC w okresie, na który

projektowana jest przebudowa należy sprawdzić, czy inna technologia nie okaże się bardziej efektywna kosztowo.

3. Określić warunki nośności i wytrzymałość podłoża gruntowego (foundation) (schemat 13-6). Sprawdzenie stanu podłoża gruntowego może być przeprowadzone, za pomocą badania FWD lub DCP. Czasza ugięć z FWD i dane z DCP są wykorzystywane do wyznaczenia modułu sprężystości warstw podłoża gruntowego. Częstotliwość wykonania badań musi zostać tak dobrana, aby wykryć wszystkie obszary, w ramach projektu, o słabszych parametrach. Inżynier odpowiedzialny za projekt powinien wyznaczyć obszary, na których moduł podbudowy pod płytami z PCC jest mniejszy niż 5000 Psi (34 MPa), bazując na laboratoryjnych wynikach pomiaru modułu sztywności sprężystej (resilient modulus). Wartość modułu 10000 psi (64MPa) obliczona przy użyciu odwrotnej kalkulacji, z danych pochodzących z badania czaszy ugięć, poniżej nawierzchni z PCC, odpowiada zmierzonemu w laboratorium modułowi sztywności sprężystej (resilient modulus) o wartości około Psi (34 MPa). Wartość modułu podłoża gruntowego, obliczona przy użyciu odwrotnej kalkulacji z danych pochodzących z badania czaszy ugięć, wynosząca poniżej 10000 psi (64MPa) może mieć szkodliwy wpływ na proces rozkruszania. Jeżeli rozkruszanie płyt z PCC wykonywane bezpośrednio na podbudowie z gruntu drobnoziarnistego, zaobserwowana problemy z zagłębieniem się głowicy wibrującej w pokruszone płyty lub w podbudowę.

### **Parametry projektowania rozkruszania nawierzchni z PCC**

#### *Montaż odwodnienia krawędziowego*

Warstwa powstała z rozkruszenia płyt z PCC charakteryzuje się znaczną przepuszczalnością. Cała woda, która infiltrowuje przez rozkruszoną warstwę powinna zostać szybko usunięta. Ma to szczególne znaczenie w przypadku warstwy, pod którą znajduje się ziemia o dużej zawartości drobnych cząstek, charakteryzująca się małą wodoprzepuszczalnością. Nie wymaga się instalowania odwodnienia krawędziowego na obszarze, na którym znajdują się grunty gruboziarniste o wysokiej wodoprzepuszczalności.

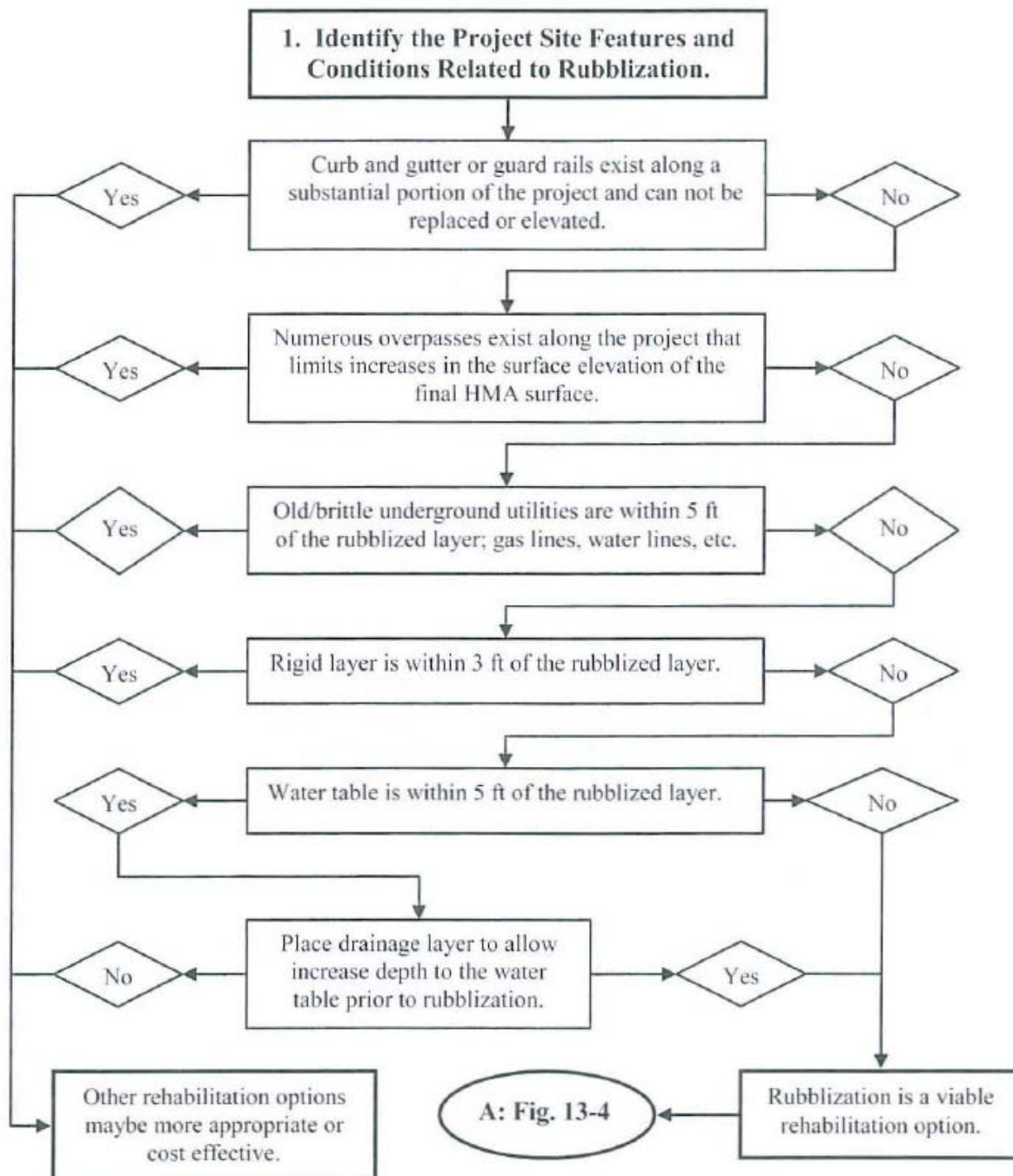
Odwodnienie krawędziowe może zostać zastosowane, w projekcie rozkruszania nawierzchni, do odwodnienia każdej nasyconej warstwy podłoża gruntowego. Zastosowanie i umiejscowienie odwodnienia musi być oparte na ocenie inżynierskiej, aby usunąć wodę ze struktury nawierzchni. Jeżeli zaplanowane jest zastosowanie odwodnienia krawędziowego, należy zainstalować je przed rozpoczęciem procesu rozkruszania (zazwyczaj tygodnie wcześniej), aby zapewnić wystarczający czas do odwodnienia i wyschnięcia warstw spodnich podbudowy.

#### *Warstwy poziomujące*

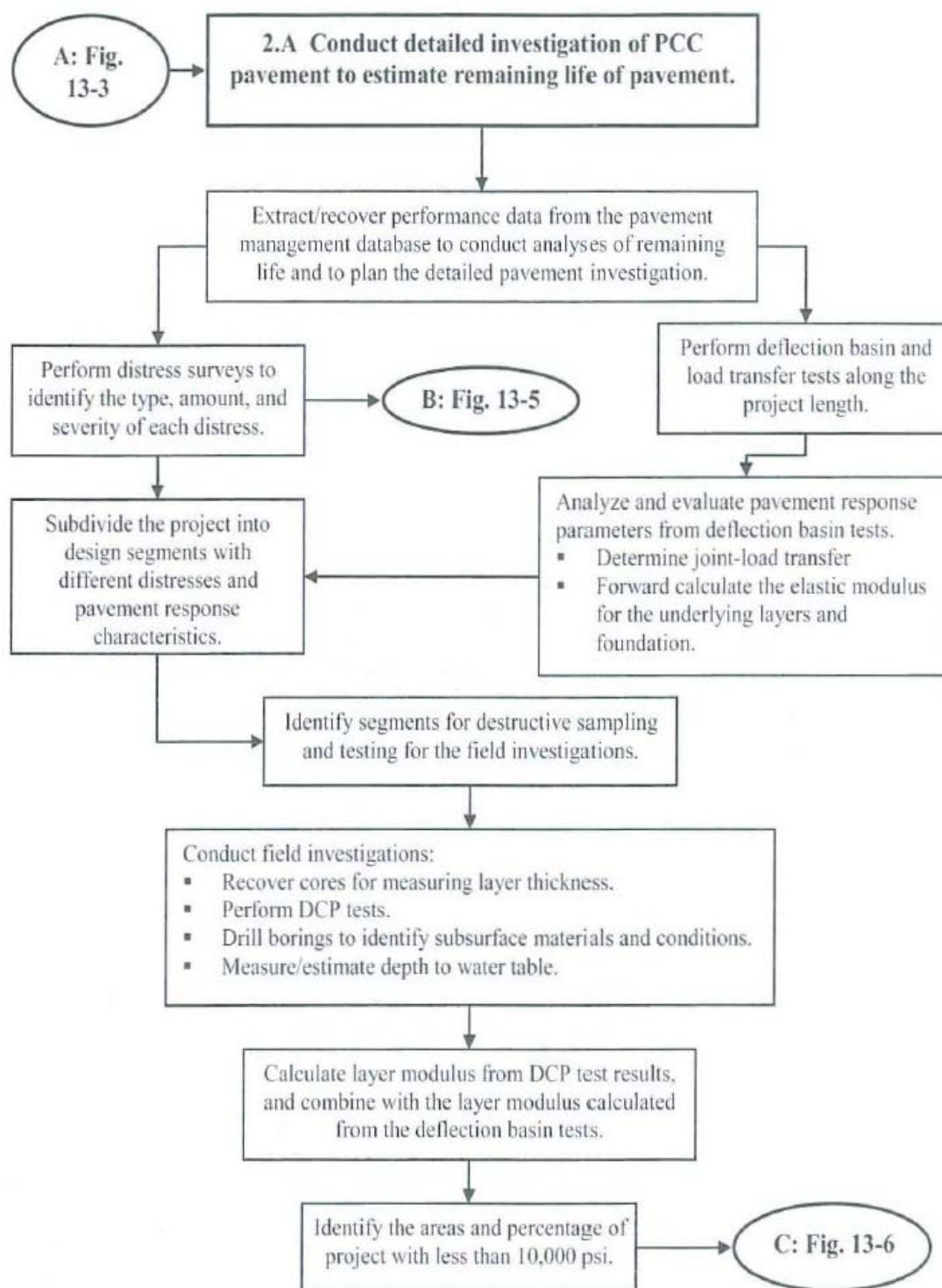
Warstwa poziomująca potrzebna jest do przeprowadzenia korekty pochylenia i profilu podłużnego, pod warstwę ścierną, która ma zostać położona na warstwie z rozkruszonej warstwy z PCC. Materiałami, które mogą wchodzić w skład warstwy poziomującej są: kruszywo łamane, sfrezowany lub recyklowany destruk asfaltowy lub nadająca się do obrabiania drobna mieszanka mma. Należy uwzględnić w projekcie warstwę poziomującą, o grubości od 2 do 4 in (5-10 cm), do wypełnienia obniżen oraz punktowych zagłębien wzdłuż rozkruszanej nawierzchni. Taka warstwa poziomująca

działa również jako warstwa amortyzująca w stosunku do nakładki z mma. Jeżeli obrabialna, drobna mieszanka z mma (mieszanka mineralno-asfaltowa z dużą zawartością asfaltu) jest stosowana, projektant powinien upewnić się, że istnieje odpowiednia warstwa położona wyżej, zabezpieczająca przed pojawieniem się kolein w obrabialnej warstwie.

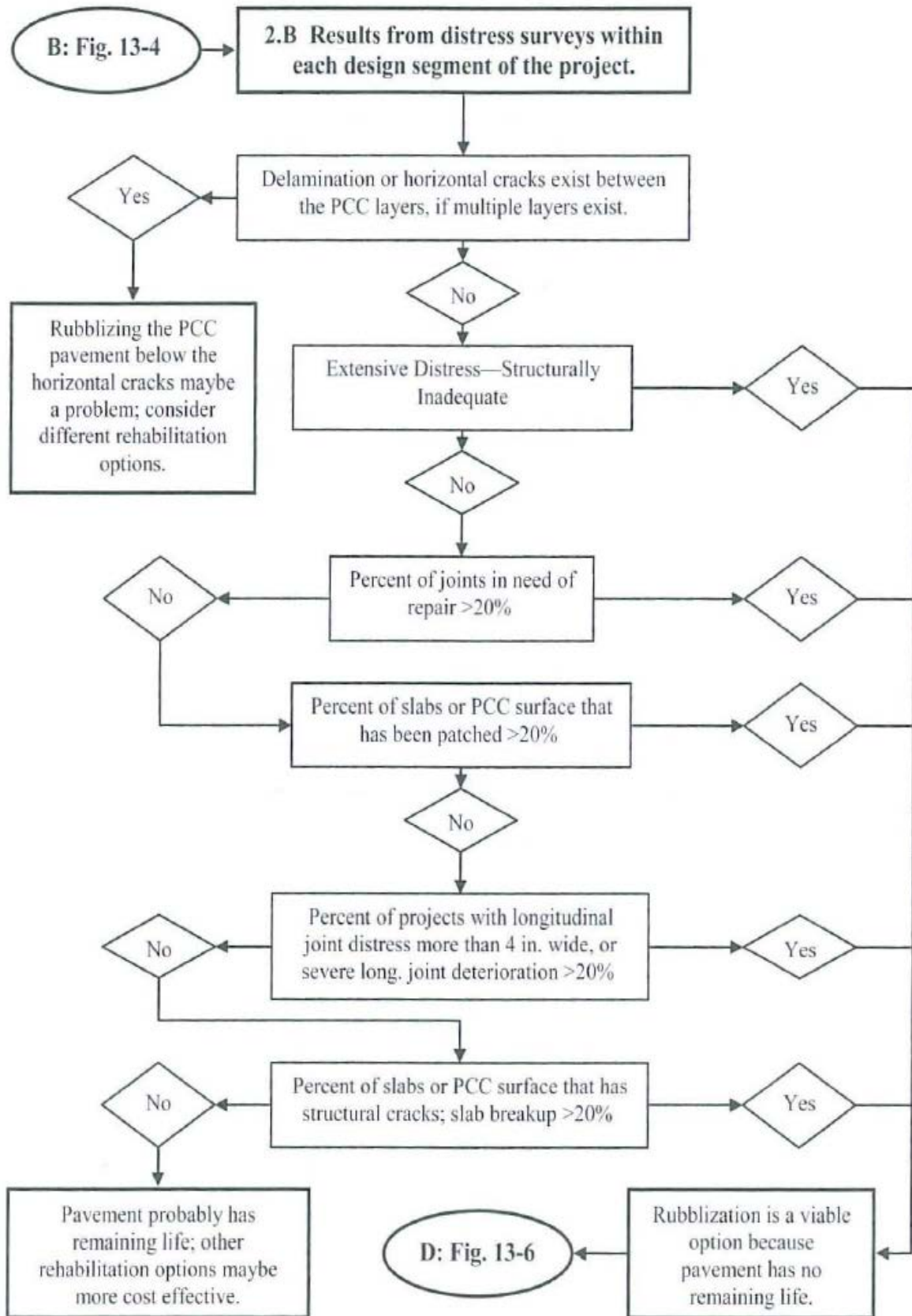
W wielu przypadkach, użycie kruszyw łamanych z podbudowy do warstwy poziomej jest niedozwolone z uwagi na wymagania skrajnie lub ostrzejsze wymagania wobec nawierzchni na mostach, wiaduktach itp. Rozwiązaniem przynoszącym więcej korzyści w długoterminowej ocenie zachowania się nawierzchni jest warstwa pozioma o specyficznych właściwościach antyspękania. Warstwa taka może być zagęszczona do uzyskania wolnej przestrzeni w warstwie, mniejszej od 7%. W innym przypadku, warstwa pozioma może stanowić część projektu strukturalnego, jednakże nie jako jedynie warstwa redukująca grubość nakładki. W przypadku zastosowania warstwy wyrównującej z HMA, nakładka z mma musi mieć dobrze dobraną grubość. Nakładka musi zapewnić, że nawet najcięższe ciężarówki, nie wywołają skoleinowania lub powstania poprzecznych odkształceń w warstwie wyrównującej.



Rysunek 13-3 Warunki rzeczywiste wpływające na wybór technologii rozkruszania do przebudowy nawierzchni z PCC

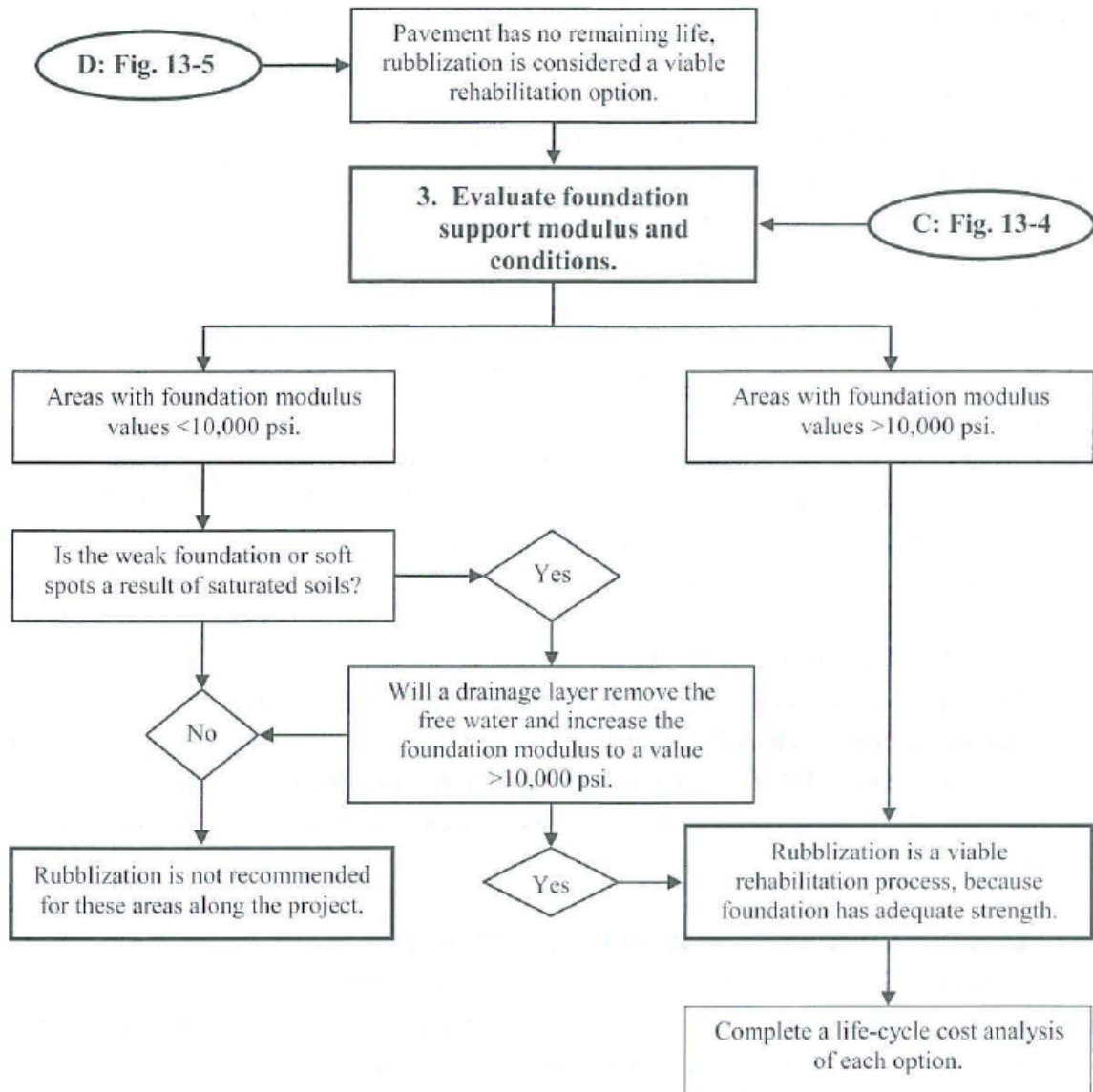


**Rysunek 13-4** Zalecenia dotyczące szczegółowego badania nawierzchni z PCC mającego na celu oszacowanie pozostałego czasu pracy „życia” nawierzchni oraz identyfikowania warunków rzeczywistych wpływających na wybór technologii rozkruszania do przebudowy nawierzchni z PCC



Rysunek 13-5 Ocena stanu nawierzchni i poważnych uszkodzeń pod kątem wyboru wariantów rozkruszania





**Rysunek 13-5 Stan nośności podłoża wpływający na wyboru technologii rozkruszania**

W celu wybrania najlepszego sposobu wykonania przebudowy gwarantującego najlepsze długoterminowe zachowanie się nawierzchni, wszystkie warunki uwzględniane w projekcie oraz użyte materiały muszą zostać ocenione. Można rozważyć zastosowanie warstwy poziomującej w projekcie, jeżeli rozdrobniona nawierzchnia musi złączyć czasowo oddana do ruchu, przed rozłożeniem dodatkowej warstwy z mma. Grubość warstwy poziomującej oraz jej właściwości muszą być zbadane i zapewnić przeniesienie oczekiwanego ruchu podczas wykonywania robót konstrukcyjnych.

#### **Minimalna grubość nakładki z mma układanej na rozkruszonych płytach z PCC**

Z technologicznego punktu widzenia minimalna grubość nakładki z mma układanej na rozkruszonej nawierzchni z PCC wynosi 4 in. (ok. 10 cm). Minimalna grubość nakładki z mma nie obejmuje grubości warstwy wyrównującej z mma, służącej do skorygowania profilu nawierzchni. Wykonanie konstrukcji nawierzchni zależy od współzależności pomiędzy reakcjami nawierzchni i wytrzymałości różnych



warstw. Obciążenie od koła wywołuje naprężenia i odkształcenia w każdej warstwie, które mogą spowodować odkształcenia i spękania warstwy z mma. Procedura projektowania przebudowy doprowadza do wyznaczenia grubości nakładki, która spełni zarówno technologiczne i strukturalne wymagania, wynikające z właściwości rozkruszonej nawierzchni. Procedura projektowa bazująca na analizie mechanistyczno-empirycznej M-E była używana przez wielu zarządców dróg, jednakże głównie w orzecznictwie sądowym i po-wykonawczej ocenie konstrukcji nawierzchni. Ocena zagadnienia zmęczenia nakładki z HMA decyduje o wymaganiach odnośnie grubości nakładki układanej na rozkruszonej nawierzchni, w oparciu o procedury oparte na analizie mechanistyczno-empirycznej M-E.

Tablica 11-5 w rozdziale 11 przedstawia zakres wartości równoważnego modułu sprężystości, (equivalent elastic modulus), które mogą zostać wykorzystane. Równoważny moduł sprężystości rozkruszonej warstwy zależy od specyfikacji danej warstwy określonego zarządcy dróg. Podczas projektowania nakładki z mma zaleca się przyjąć wartość równoważnego modułu sprężystości rozkruszonej warstwy na poziomie 65 000 psi (450 MPa). Wartość ta jest niższa od zalecanej w publikacji z serii Informacje NAPA (nr 117), jednakże została wyliczona na podstawie obliczeń odwrotnych z modułów warstw wyznaczonych z czasu ugięć oraz analizy rzeczywistego zachowania się rozkruszonych nawierzchni, na terenie Stanów Zjednoczonych.

W przypadku grubych (powyżej 10 in. ok. 25 cm) nawierzchni typu JPCP i JRCP, występuje zazwyczaj duża zmienność modułu pomiędzy górą i spodem rozkruszonej warstwy. Jest to typowe zjawisko, spowodowane zróżnicowaniem średnic cząstek, fragmentów rozkruszonej nawierzchni w warstwie. Projektant może wydzielić w rozkruszonej warstwie jej górną i dolną część (gdy przerabiana jest nawierzchnia typu JPCP) lub rozdzielić ją na warstwy pod i nad zbrojeniem (gdy przerabiana jest nawierzchnia typu JRCP). Projektant może również zastosować wartość średnią, reprezentatywną dla rozkruszonych płyt. Jeżeli dane z badania czasu ugięć nie są dostępne, zaleca się użycie wartości średniej lub równoważnej (65 000 psi) jako modułu rozkruszonej warstwy.

### **13.3 Projektowanie przebudowy z nakładkami z betonu cementowego**

W punkcie tym opisane są mechanistyczno-empiryczne M-E procedury projektowania przebudów istniejących nawierzchni podatnych, sztywnych i kompozytowych z PCC. Rozważane jest również dobudowywanie pasów oraz poszerzanie wąskich pasów. Wiele aspektów projektowania przebudowy jest identycznych, jak w przypadku nowych projektów. Z uwagi na ten fakt, projektant powinien zapoznać się informacjami dotyczącymi projektowania nowych i remontowania nawierzchni z PCC, zamieszczonymi w rozdziale 12.

#### **13.3.1 Przegląd**

Nakładka z PCC i odnowa może zostać użyta jako remedium na funkcjonalne lub strukturalne wady wszystkich typów istniejących nawierzchni. Ważna jest, aby projektant uwzględnił kilka aspektów takich jak typ istniejących uszkodzeń przed wybraniem właściwego wariantu wykonania przebudowy, która zostanie użyta. Kilka różnych wariantów przebudowy, wykorzystujących PCC, może zostać zastosowane na istniejących nawierzchniach, aby przedłużyć ich żywotność. Są one zebrane i przedstawione w tablicy 13-7.

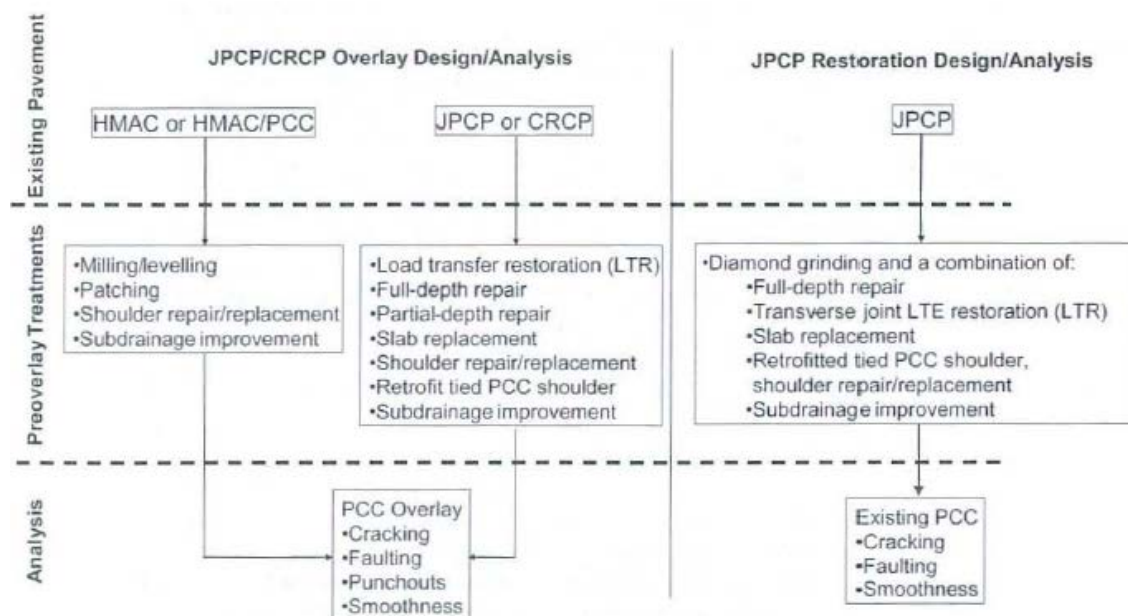
Projektowanie przebudowy jest procesem iteracyjnym, wymagającym od projektanta pewnego doświadczenia. Projektant musi wybrać i zaproponować wstępny projekt czasowy oraz przeanalizować szczegółowo projekt, określając czy spełnia on odpowiednie wymagania funkcjonalne (t.j.: pękanie wzdłuż szczelin lub pękanie płyt z nawierzchni JPCP, odspojenia w nawierzchni CRCP oraz równość nawierzchni JPCP jak i CRCP) założone przez projektanta podczas projektowania. W przypadku gdy pierwotny projekt przebudowy nie może spełnić postawionych wymagań, projektant modyfikuje projekt i przeprowadza powtórny analizę, aż do momentu spełnienia wymagań. Projekt, który spełnia ustanowione wymagania, jest sprawdzany pod względem praktycznej możliwości jego wykonania z punktu widzenia konstrukcyjnego i funkcjonalnego. Jeżeli przejdzie pomyślnie ta ocenę może zostać poddany kolejnym ocenom, takiej jak analizy kosztów w okresie użytkowania (LCCA).

**Tablica 13-7 Warianty przebudowy z użyciem PCC przeprowadzonej w celu skorygowania funkcjonalnych lub strukturalnych wad wszystkich typów istniejących nawierzchni.**

Typ nakładki z PCC	Istniejąca nawierzchnia	Przebudowa istniejącej nawierzchni	Warstwa rozdzielająca i przygotowanie powierzchni
Niezwiązana nakładka z JPCP	JPCP, JRCP i CRCP	Przebudowa polegająca na wymianie płyty lub przebudowa całej konstrukcji (FDR)	Ułożenie warstwy z mma w celu podniesienia poziomu oraz jako warstwy oddzielającej. Nie można pogarszać połączenie międzywarstwowego pomiędzy nakładką z PCC a warstwą mma
	Rozdrobniona JPCP, JRCP i CRCP	Rozdrobnienie z wałowanie istniejącej nawierzchni, jeżeli występuje klawiszowanie płyt	Ułożenie warstwy z mma w celu podniesienia poziomu oraz jako warstwy oddzielającej. Nie można pogarszać połączenie międzywarstwowego pomiędzy nakładką z PCC a warstwą mma
	Kompozytowa (mma/PCC)	Sfrezowanie części lub całości istniejącej nawierzchni z mma by podnieść poziom (całej, jeżeli zaobserwowano wymywanie), FDR istniejącej nawierzchni z PCC lub rozdrobnienie i wałowanie istniejącej nawierzchni.	Ułożenie warstwy z mma w celu podniesienia poziomu oraz jako warstwy oddzielającej. Nie można pogarszać połączenie międzywarstwowego pomiędzy nakładką z PCC a warstwą mma
Niezwiązana nakładka z CRCP	JPCP, JRCP i CRCP	Przebudowa FDR lub rozdrobnienie z wałowanie istniejącej nawierzchni, jeżeli zaobserwowano małą efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę lub klawiszowanie płyt	Ułożenie warstwy z mma w celu podniesienia poziomu oraz jako warstwy oddzielającej. Zwiększyć grubość jeżeli zaobserwowano małą efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę lub spękanie. Zwiększyć maksymalnie połączenie międzywarstwowo pomiędzy nakładką z PCC a warstwą mma.
	Rozdrobniona JPCP, JRCP i CRCP	Rozdrobnienie z wałowanie istniejącej nawierzchni, jeżeli zaobserwowano klawiszowanie płyt lub spękania odbite (mała efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę)	Ułożenie warstwy z mma w celu podniesienia poziomu oraz jako warstwy oddzielającej. Zwiększyć maksymalnie połączenie międzywarstwowo pomiędzy nakładką z PCC a warstwą mma.
Związana nakładka PCC	JPCP lub CRCP w stanie „średnim” lub lepszym	Przebudowa FDR złączy i spękań, których stan ulega pogorszeniu	Przygotowanie istniejącej nawierzchni, aby zwiększyć maksymalnie przyczepność do nakładki z PCC.
Nakładka typu JPCP i CRCP	Podatna	Sfrezowanie części lub całości istniejącej nawierzchni z mma by podnieść poziom i usunąć uszkodzenia. Naprawy cząstkowe, jeżeli są niezbędne.	Ułożenie warstwy z mma w celu podniesienia poziomu oraz jako warstwy oddzielającej. Zwiększyć maksymalnie połączenie międzywarstwowo pomiędzy nakładką z PCC a warstwą mma.

Opisane w niniejszym punkcie procedury projektowania dopuszczają użycie materiałów pochodzących z recyklingu. Użycie takich materiałów do przebudowy jest akceptowalne tak długo, jak właściwości materiału mogą zostać scharakteryzowane przez parametry wykorzystywane w projektowaniu oraz jeżeli materiał taki spełnia wymagania trwałościowe. Proces projektowania przebudowy z PCC wymaga przejścia 9 etapów, podanych poniżej.

- Kroki 1-4 - Ocena istniejącej nawierzchni (patrz rozdział 12)
1. Ustalenie stanu istniejącej nawierzchni
  2. Określenie przyczyn i mechanizmów powstania uszkodzeń
  3. Zdefiniowanie problemów i wad istniejącej nawierzchni
  4. Określenie możliwych ograniczeń
  5. Wybór wariantu przebudowy (patrz punkt 3.4)
  6. Projekt przebudowy (patrz rozdział 13)
  7. Analiza kosztów w okresie użytkowania (LCCA) (jeżeli jest to wymagane)
  8. Wyznaczenie czynników niemonetarnych wpływających na przebudowę (jeżeli jest to wymagane)
  9. Wybór najlepszego wariantu wykonania przebudowy (jeżeli jest to wymagane)



Rysunek 13-7 Ogólny proces projektowania głównych wariantów przebudowy wszystkich rodzajów nawierzchni

### 13.3.2 Analiza charakterystycznych parametrów przebudowy

#### Równość początkowa

Zalecenia odnosząca się do początkowej równości (IRI) nakładki typu JPCP lub CRCP są podobne do wymagań stawianych nowej nawierzchni. Zależy ona w dużym stopniu od specyfikacji projektu w tym zakresie. Oszacowana równość początkowa, odnawianej nawierzchni typu JPCP, zależy od specyfikacji dotyczącej wykonania rowkowania (ta procedura wykonania odnowy musi zawierać zawsze rowkowanie). Początkowy wskaźnik IRI może, mimo to, wymagać podwyższenia w pewnych projektach, jeżeli występuje znaczne osiadanie i problem ten nie może zostać rozwiązany jedynie

poprzez rowkowanie. Może zaistnieć potrzeba wykonania lokalnego poziomowania, poprzez iniekcje lub ułożenie cienkiej nakładki.

#### *Cechy projektowania nakładki z JPCP*

Zalecenie i wskazówki dotyczące w szczególności projektowania złączy i cech połączenia międzywarstwowego pomiędzy nawierzchnia a nakładką z JPCP podane są w tablicy 13-8.

#### *Charakteryzowanie istniejących płyt z PCC*

Moduł sprężystości istniejących płyt, uwzględniając spękania, które nie zostały naprawione, jest daną wejściową mającą bardzo istotny wpływ na projektowanie niezwiązanej nakładki. Średni moduł zależy głównie od ilości spękanych płyt. Tablice 13-9 i 13-10 zawierają podstawowe wskazówki, mówiące jak oszacować ta wielkość.

#### *Moduł dynamiczny reakcji podłoża (parametr k)*

Moduł podbudowy może być scharakteryzowany w następujący sposób w przypadku naprawy PCC:

1. Należy dostarczyć danych odnośnie istniejących warstw niezwiązanych a program MEPDG obliczy efektywny moduł reakcji podbudowy  $k$  dla każdego miesiąca, którego dotyczy analiza. Wartość efektywnego modułu  $k$ , reprezentuje ściśliwość warstw podbudowy (warstwy niezwiązanej, podbudowy i warstw wiążących) na których górne warstwy wiążące i HMA lub PCC są ułożone. Tak uzyskane wartości  $k$  dla poszczególnych miesięcy będą użyte przy projektowaniu wariantów naprawy.
2. Zmierzyć ugięcie wierzchniej warstwy przy zastosowaniu FWD i przeprowadzić obliczenia odwrotne w celu wyznaczenia wartości  $k$  dla poszczególnych miesięcy. Tak uzyskaną wartość średnią i miesiąc w którym przeprowadzono badanie wprowadzić do programu MEPDG. Tak wprowadzona wartość parametru  $k$  jest odpowiednia dla miesiąca badania, ale należy pamiętać, że wartość ta zmienia się dla innych miesięcy w wyniku transportu wilgoci czy przemarzania nawierzchni.

### **13.3.3 Określenie stopnia wcześniejszego uszkodzenia nawierzchni (w przypadku JPCP poddanej naprawie CPR)**

W przypadku nawierzchni JPCP poddanej naprawie CPR, konieczne jest określenie stopnia zniszczenia nawierzchni naprawianej. Wartość stopnia zniszczenia nawierzchni naprawianej jest używana przy prognozowaniu zniszczenia projektowanej konstrukcji. Niezbędne dane do określenia stopnia zniszczenia nawierzchni naprawianej są następujące:

1. Przed naprawą należy określić procentowy udział płyt z pęknięciami poprzecznymi oraz udział procentowy płyt poprzednio naprawianych. W ten sposób można określić udział procentowy płyt, które posiadały spękania poprzeczne przed rozpoczęciem procesu naprawy.
2. Po naprawie określić udział procentowy naprawionych/wymienionych płyt (należy zauważyć, że różnica między [2] a [1] oznacza udział procentowy płyt które po wykonaniu naprawy są ciągle spękane).

**Tablica 13-8. Podsumowanie kluczowych zagadnień przy projektowaniu połączeń i tarcia międzywarstwowego w przypadku nakładek JPCP**

Strategia naprawy	Kluczowe zagadnienia	Charakterystyka
Nakładka z niezwiązanego JPCP na istniejącą nawierzchnię betonową (z warstwą rozdzielającą)	Rozstaw połączeń	Rozstaw połączeń w nakładce jest daną wejściową przy projektowaniu w ramach metody mechanistyczno-empirycznej i ma znaczący wpływ na spękania poprzeczne. Niezwiązana nakładka JPCP jest poddawana większym naprężeniom skręcającym, z powodu sztywnego podłoża z istniejącej nawierzchni a afekt ten może być oszacowany w ramach tzw. analizy wrażliwości. Dla cieńszych nakładek może być wymagany mniejszy odstęp między połączeniami niż w przypadku typowych nakładek JPCP (np. 6 calowa nakładka może mieć rozstaw połączeń wynoszący 12 stóp).
	Niedopasowanie połączeń	Połączenia poprzeczne w przypadku niezwiązanych nakładek betonowych wypadają zwykle nie w tym samym miejscu co w istniejącej nawierzchni. Rekomenduje się minimalną odległość pomiędzy połączeniami nakładki a połączeniem (pęknięciem) poprzecznym nawierzchni istniejącej jako równą 3 stopy. Zapewnia to lepsze przenoszenie obciążenia z warstwy wierzchniej na warstwy ulokowane głębiej.
	Przenoszenie obciążenia	Odpowiednie przenoszenie obciążenia w okolicy połączeń może być zapewnione na dwa sposoby. Pierwszy to odpowiednie przesuwanie względem siebie połączeń w nawierzchni a drugi to tzw. dyblowanie połączeń w przypadku ruchu ciężkiego. Dyble mogą być potrzebne w celu zapewnienia poprawnego przenoszenia obciążenia w perspektywie długoterminowego ruchu ciężkiego. Spełnienie wymagań dotyczących uszkodzenia połączeń w ramach programu MEPDG może prowadzić do konieczności stosowania dybli. Zwiększenie odporności dybli na korozję jest rekomendowane w obszarach gdzie do odmrażania nawierzchni stosuje się sole.
	Tarcie między warstwą JPCP a warstwą HMA	W przypadku wykonania nakładki z JPCP na warstwą separacyjną z HMA przyjęto do kalibracji zerowy współczynnik tarcia.
Nakładka związana z PCC na istniejącą JPCP	Rozstaw połączeń	Układ połączeń w przypadku istniejącej nawierzchni determinuje układ połączeń w nakładce związanej. Typ połączeń oraz ich lokalizacja w przypadku nakładki powinny być zbliżone do tych z warstwy naprawianej.
	Szerokość i głębokość połączeń	Rekomendacja krytyczna: Szerokość połączeń musi być szersza niż w istniejącej nawierzchni a nacięcie musi być głębsze o 0.5 cala niż grubość nakładki związanej. Nacięcie nakładki musi być wykonane najszybciej jak to możliwe tak aby zapobiec rozdzieleniu warstw oraz spękaniami poprzecznym. Niespełnienie powyższych wymagań prowadzi do rozdzielenia warstw konstrukcji.
	Przenoszenie obciążenia	W przypadku nakładek związanych nie stosuje się żadnych dodatkowych elementów poprawiających jakość połączeń.
Nakładka z JPCP na istniejącej nawierzchni podatnej	-	Projektowanie połączeń w przypadku standardowych nakładek betonowych na istniejące nawierzchnie podatne jest podobne jak w przypadku nowych nawierzchni JPCP.

**Tablica 13-9. Dane niezbędne do scharakteryzowania istniejących płyt PCC**

Dane wejściowe	Hierarchiczny poziom danych wejściowych		
	1	2	3
Projektowy moduł sprężystości istniejącej płyty PCC (w przypadku kiedy nieuszkodzona istniejąca płyta z PCC jest traktowana jako podstawa)	<p>Moduł sprężystości w statycznym teście doświadczalnym <math>E_{TEST}</math> otrzymuje się na rdzeniu odwiercanym z płyty (1) w teście laboratoryjnym albo przez obliczenia odwrotne po wykonaniu badania FWD (2) i przemnożeniu uzyskanej wartości przez 0.8 w celu przeliczenia z modułu dynamicznego na statyczny. Przy projektowaniu z wykorzystaniem istniejącej warstwy PCC moduł jest przeliczany tak, żeby uwzględnić spękania poprzeczne:</p> $E_{BASE/DESIGN} = C_{BD} * E_{TEST}$ <p>gdzie <math>E_{TEST}</math> jest modułem uzyskanym w teście statycznym jak wyżej. Wielkość <math>C_{BD}</math> jest tzw. współczynnikiem redukcyjnym określanym na podstawie stanu istniejącej warstwy PCC określanym w następujący sposób:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>C_{BD}</math>=0.42 do 0.75 dla istniejącej nawierzchni w dobrym stanie ogólnym,</li> <li>- <math>C_{BD}</math>=0.22 do 0.42 dla istniejącej nawierzchni w średnim stanie ogólnym,</li> <li>- <math>C_{BD}</math>=0.042 do 0.22 dla istniejącej nawierzchni w złym stanie ogólnym.</li> </ul> <p>Stan nawierzchni jest określony w Tab.11-1. Maksymalna wartość modułu <math>E_{BASE/DESIGN}</math> jest zalecana jako 3 Mpsi.</p>	<p><math>E_{BASE/DESIGN}</math> otrzymany na rdzeniu w badaniu wytrzymałości na ściskanie. Wartość wytrzymałości na ściskanie jest przeliczana na moduł sprężystości. Projektowy moduł sprężystości jest określany jak dla poziomu 1.</p>	<p><math>E_{BASE/DESIGN}</math> Określany z dokumentacji i na podstawie lokalnych doświadczeń dla danego projektu.</p>
PCC z gumą	Nie dotyczy	Nie dotyczy	$E_{BASE/DESIGN}$ należy do przedziału od 50000 do 150000 psi.

**Tablica 13-10. Charakterystyka stanu istniejącej nawierzchni**

Typ istniejącej nawierzchni drogowej	Stan konstrukcji			
	Dobry	Średni	Zły	Nawierzchnia z gumą
JPCP(udział procentowy płyt spękanych)	<10	10-50	>50 lub spękania z osiadaniem	Stosować wartość modułu sprężystości
JRCP(procentowy udział powierzchni zniszczonej)	<5	5-25	>25 lub spękania z osiadaniem	Stosować wartość modułu sprężystości
CRCP(procentowy udział powierzchni zniszczonej)	<3	3-10	>10	Stosować wartość modułu sprężystości
Nawierzchnia podatna (ogólna ocena powierzchni spękanej)	Doskonały: <5% powierzchni spękań (szacowana) Dobry: 5-15% powierzchni spękań (szacowana) Średni: 15-35% powierzchni spękań (szacowana) Zły: 35-50% powierzchni spękań (szacowana) Bardzo zły: >50% powierzchni spękań (szacowana)			

Należy podkreślić, że typy spękań poprzecznych przywoływanych w powyższej tabeli są spowodowane zjawiskiem zmęczenia. Również terminy naprawa i wymiana należy rozumieć jako naprawa na pełną głębokość oraz wymiana płyt, które mają tylko spękania zmęczeniowe.

Oszacowana szkoda zmęczeniowa jest używana wewnątrz w oprogramowaniu do projektowania, w celu oszacowania udziału w zmęczeniu uszkodzeń wynikających z propagowania się pęknięć od spodu do góry i od góry do spodu w następujący sposób:

1. Szacuje się przyszłą szkodę zmęczeniową łącznie ze względu na spękania od spodu do góry i od góry do spodu.
2. Oblicza się udział procentowy odpowiedniego typu propagowania spękań: np. 45% od spodu do góry i 55% od góry do spodu.
3. Na podstawie udziałów procentowych obliczonych w pkt.2 rozdziela się szkodę zmęczeniową.

Wpływ zmęczenia istniejącej nawierzchni z PCC na związaną nakładkę PCC na JPCP/CRCP jest pomijalny. W przypadku niezwiązanych nakładek JPCP lub CRCP na istniejącą nawierzchnię sztywną, szkoda zmęczeniowa istniejącej warstwy PCC jest uwzględniana przez redukcję jej modułu sztywności w sposób pokazany powyżej. W przypadku nakładek JPCP lub CRCP na istniejącą nawierzchnię podatną z HMA zmęczenie jest uwzględniane tak jak określono w pkt.13.2.

### **13.3.4 Projektowanie napraw z zastosowaniem JPCP**

Na wstępie zdefiniowano pewne określenia stosowane przy projektowaniu napraw z zastosowaniem JPCP.

- **CPR** – W MEPDG CPR jest definiowane jako frezowanie i dowolna kombinacja następujących zabiegów naprawczych (1) naprawa połączeń w celu lepszego przenoszenia obciążeń, (2) naprawa systemu drenażowego wzdłuż krawędzi jezdni, (3) naprawa połączeń na pełną głębokość, (4) wymiana płyt, (5) wymiana poboczy. Prawidłowo zaprojektowana i wykonana procedura CPR powinna redukować uszkodzenia i wydłużać okres użytkowania. Oczywiście zależy to tego jakie zastosujemy zabiegi naprawcze.

- **Niezwiązana nakładka z JPCP na istniejącą sztywną nawierzchnię** - Niezwiązana nakładka z JPCP (o grubości większej bądź równej 6 calom) układana jest na istniejącą sztywną nawierzchnię, nawierzchnię z wielu warstw bądź uszkodzoną nawierzchnię PCC (z odpowiednią warstwą separacyjną). Warstwę separacyjną stanowi zwykle cienka warstwa z HMA o grubości 1 do 2 cali. Warstwę separacyjną stosuje się w celu rozdzielenia warstw betonowych i zabezpieczenia przed propagowaniem się spękań z warstwy naprawianej na nakładkę. Zakłada się, że mamy pełne zespolenie między warstwą nakładki a warstwą separacyjną przez cały okres użytkowania.
- **Związana nakładka z PCC na istniejącą z JPCP** – związane nakładki z PCC (o grubości 3 do 5 cali) stosowane na istniejące nawierzchnie z JPCP sprowadzają się do ułożenia cienkiej warstwy betonowej na wierzchu przygotowanej odpowiednio starej warstwy JPCP w celu stworzenia monolitycznej konstrukcji JPCP. Osiągnięcie trwałego połączenia międzywarstwowego jest zasadniczym warunkiem poprawnego wykonania naprawy. Niemniej jednak istniejąca nawierzchnia z JPCP musi być w dość dobrym stanie w celu zapewnienia dobrego zespolenia i znacznej odporności na pękanie. Nowa monolityczna nawierzchnia ma lepsze własności ze względu na możliwość niesienia większych obciążeń i korzystne cechy powierzchniowe.
- **Nakładka JPCP na istniejącą nawierzchnię podatną** – Standardowe nakładki z JPCP (o grubości większej od 6 cali) układane na istniejącą nawierzchnię podatną mogą być projektowane w ramach MEPDG. Nawierzchnia naprawiona w ten sposób poddana obciążeniu zachowuje się podobnie jak nowa nawierzchnia z JPCP z podbudową z HMA i innymi warstwami leżącymi poniżej. W projektowaniu przyjmuje się, że między nakładką a warstwą HMA mamy pełne zespolenie przez cały okres użytkowania. Oczywiście w celu spełnienia tego założenia warto rozważyć możliwość frezowania warstwy HMA przed ułożeniem nakładki.

## Rozważania projektowe

- **Kryteria jakości/zachowania** – Wskaźniki zachowania używane w przypadku napraw z zastosowaniem JPCP są następujące: (1) klawiszowanie płyt, (2) spękania poprzeczne, (3) równość albo IRI. Są one uwzględniane przez MEPDG w celu sprawdzenia adekwatności projektu wstępnego.
- **Projektowana niezawodność** – tak jak w przypadku projektu nowej nawierzchni
- **Współczynniki wpływające na określanie poziomu uszkodzenia** – Szczegółowa charakterystyka współczynników wpływających na jakość naprawy z zastosowaniem JPCP są zaprezentowane w tab. 13.11. Poprzez wybór odpowiednich wartości tych współczynników projektant może zredukować poziom danego typu uszkodzenia i poprawić jakość nawierzchni jako całości przy jednoczesnej możliwej redukcji kosztów.



**Tablica 13-11. Współczynniki wpływające na poziom odporności na uszkodzenia naprawianej nawierzchni z zastosowaniem JPCP**

Parametr	Typ uszkodzenia		Komentarz
	Klawiszowanie	Spękania poprzeczne	
Obecność dybli i ich średnica	√		Odnawiana nawierzchnia JPCP może być wyposażona w dyble, dyble mogą być stosowane w przypadku niezwiązanych i związanych nakładek JPCP na nawierzchnie podatne.
Grubość nakładki z PCC	√	√	Grubość płyty może być modyfikowana.
Wytrzymałość nakładki z PCC na zginanie		√	Wytrzymałość nakładki z PCC na zginanie może być zwiększana w celu zredukowania pęknięcia. Zwiększenie wytrzymałości z reguły prowadzi do zwiększenia wartości modułu sztywności, co powoduje z kolei zwiększenie naprężeń w nawierzchni a więc wiąże się z efektem negatywnym.
Rozstaw połączeń	√	√	Rozstaw połączeń może być modyfikowany dla niezwiązanych nakładek JPCP oraz nakładek JPCP na istniejących warstwach HMA.
Zastosowanie warstwy separacyjnej z HMA	√		Niszczenie warstwy separacyjnej może w znacznym stopniu przyspieszyć proces niszczenia całej nawierzchni.
Połączenie między JPCP i powierzchnią nawierzchni podatnej		√	Pełna informacja na temat kontaktu i tarcia między niezwiązaną nakładką JPCP i warstwą PCC (z zastosowaniem przekładki z HMA) powinna zostać określona. Z kolei w przypadku nakładki JPCP na nawierzchni podatnej należy zapewnić pełne połączenie przez cały okres użytkowania.
Umieszczenie obciążeń w okolicy krawędzi jezdni	√		Zastosowanie płyt o szerokości od 12 do 24 cali albo połączonych betonowych płyt krawędziowych pozwala na poprawienie zachowania nawierzchni w okolicy krawędzi jezdni.
Słabe podparcie krawędzi płyt jezdni (brak poboczy albo poboczy z PCC)	√	√	Istniejące nawierzchnia JPCP może być zmodernizowana przez zastosowanie połączonych krawędziowych płyt PCC
Drenaż podpowierzchniowy	√		Wprowadzenie warstwy separacyjnej o znacznej porowatości w przypadku niezwiązanych i związanych nakładek JPCP zawsze zmniejsza ryzyko powstania uszkodzeń w połączeniach.
Trwałe sfałdowania nawierzchni	√	√	Trwałe sfałdowania nawierzchni mogą być wyeliminowane przez odpowiedni projekt mieszanki.
Sztywność podbudowy (wartość k)		√	Przy naprawie, projektant nie ma kontroli nad tymi parametrami. Jednak ich wpływ może być marginalizowany przez odpowiednie zabiegi projektowe.
Grubość warstwy stabilizowanej		√	
Skurcz w płytach		√	
CTE ( $\alpha_{PCC}$ )	√	√	Kruszywo powinno być tak dobrane, żeby zredukować wartość CTE a w konsekwencji wartość naprężeń w nawierzchni spowodowanych przez zmiany temperatury i znaczne gradienty temperatury.

## 14 Interpretacja i analiza wyników projektu

Oprogramowania zastosowane w metodzie MEPDG jest w stanie oszacować trwałość zaprojektowanej konstrukcji pod względem rodzajów uszkodzeń i jej równości przy zakładanej

trwałości nawierzchni (patrz Rozdział 5). Projektant wybiera projekt konstrukcji, tak jak to zostało omówione w Rozdziale 12 i 13. Projekt konstrukcji można przyjąć z aktualnej wersji przewodnika pt.: „*Guide for the Design of Pavement Structures*” (AASHTO, 1993), z wyniku obliczeń przy użyciu innego oprogramowania do projektowania nawierzchni, katalogu typowych konstrukcji lub na podstawie projektu wykonanego przez projektanta.

Oprogramowanie MEPDG analizuje projekt konstrukcji nawierzchni w założonym okresie eksploatacji. Oprogramowanie podaje następujące dane wyjściowe: dane wejściowe, niezawodność przyjętego rozwiązania projektowego, zastosowane materiały i ich właściwości oraz przewidywaną trwałość konstrukcji. Każda dana wyjściowa powinna być szczegółowo przeanalizowana w celu osiągnięcia najlepszego rezultatu, zgodnie z zapisami tego rozdziału. W przypadku niesatysfakcjonujących rezultatów należy skorygować projekt i ponownie przeprowadzić obliczenia do momentu spełnienia wszystkich parametrów. Przedstawiony proces metodą „prób i błędów” pozwala projektantowi „zbudować nawierzchnię o optymalnych właściwościach na ekranie komputera”, jeszcze przed rozpoczęciem prac budowlanych, mając na względzie, że oczekiwania odnośnie trwałości tej konstrukcji będą zapewnione w sposób najbardziej ekonomiczny.

Niniejszy rozdział zawiera wytyczne dotyczące oceny parametrów projektowych, które muszą być spełnione w celu zaakceptowania projektu konstrukcji.

## 14.1 Podsumowanie danych projektu

Unikalną cechą oprogramowania MEPDG jest zestawienie niemalże wszystkich aktualnych danych wejściowych w części z danymi wyjściowymi. Dane klimatyczne oraz dane dotyczące rozkładu obciążenia od osi pojazdów nie są zawarte w tym rozdziale. Projektant powinien przejrzeć wszystkie dane wejściowe, żeby wykluczyć możliwość wystąpienia błędu podczas wprowadzania danych. Mając na uwadze dużą ilość danych wejściowych, ich sprawdzenie jest istotne.

## 14.2 Niezawodność projektu

Istotną daną wyjściową jest ocena niezawodności rozwiązania projektowego. Przyjęte rozwiązanie projektowe jest akceptowane, jeśli obliczona przewidywana trwałość nawierzchni jest dłuższa niż trwałość zakładana. Jeśli trwałość będzie krótsza niż zakładana, rozwiązanie nie jest akceptowane. Jeśli jeden z zasadniczych warunków dotyczących uszkodzeń nie będzie spełniony, należy skorygować projekt konstrukcji.

Poniżej przedstawiono przykłady nawierzchni podatnej i sztywnej (odpowiednio Tablice 14-1 i 14-2).

- Przykład wyników obliczeń dla nawierzchni podatnej (Tablica 14-1) pokazuje, że zostało spełnione kryterium spękań przechodzących od powierzchni w głąb konstrukcji w betonie asfaltowym (AC) ( $99,92 > 90\%$ ), natomiast kryterium IRI nie zostało spełnione ( $52,51 < 90\%$ ). To wstępne rozwiązanie projektowe nie jest akceptowalne na poziomie ufności 90%, zatem należy je skorygować.
- Przykład wyników obliczeń dla nawierzchni typu JPCP (Tablica 14-2) pokazuje, że zostało spełnione kryterium uszkodzenia szczeliny dylatacyjnej ( $98,09 > 95\%$ ), ale kryterium IRI nie

zostało spełnione ( $93,98 < 95\%$ ). To wstępne rozwiązanie projektowe nie jest akceptowalne na poziomie ufności 90%, zatem należy je skorygować.

**Tablica 14-1. Podsumowanie niezawodności przykładowego wstępnego rozwiązania projektowego nawierzchni podatnej**

Projekt		US 305			
Podsumowanie niezawodności					
Kryterium trwałości	Docelowa wartość kryterium uszkodzenia	Docelowa niezawodność	Przewidywana wartość kryterium uszkodzenia	Przewidywana niezawodność	Akceptowalne?
Czasowy IRI (cal/milę)	172	90	169,3	52,51	NIE
Spękania „z góry na dół” w AC (spękania podłużne; stóp/milę)	2000	90	5	99,92	TAK
Spękania „z dołu do góry” w AC (spękania siatkowe; %)	25	90	0,1	99,999	TAK
Spękania termiczne w AC (spękania podłużne; st./mi.)	1000	90	1	94,16	TAK
Uszkodzenia warstwy związanej chemicznie (spękania zmęczeniowe)	25	90	ND	ND	ND
Deformacje trwałe (tylko AC; cal)	0,25	90	0,58	1,66	NIE
Deformacje trwałe (cała konstrukcja; cal)	0,75	90	0,71	59,13	NIE

**Tablica 14-2. Podsumowanie niezawodności przykładowego wstępnego rozwiązania projektowego nawierzchni podatnej**

Projekt		I-999			
Podsumowanie niezawodności					
Kryterium trwałości	Docelowa wartość kryterium uszkodzenia	Docelowa niezawodność	Przewidywana wartość kryterium uszkodzenia	Przewidywana niezawodność	Akceptowalne?
Czasowy IRI (cal/milę)	172	95	112,5	93,83	NIE
Spękania poprzeczne (% płyt spękanych)	15	95	21,2	32,9	NIE
Średnie uszkodzenie szczeliny (cal)	0,12	95	0,051	98,09	TAK

### 14.3 Dodatkowa informacja (moduł warstwy, ruch pojazdów ciężarowych, inne czynniki)

Kolejną unikalną cechą oprogramowania MEPDG jest przedstawienie danych wyjściowych, takich jak właściwości materiałowe i inne czynniki, w okresie projektowym z podziałem na każdy miesiąc. Projektant może zweryfikować zasadność zastosowania każdego użytego materiału na podstawie zmienności jego właściwości oraz pozostałych czynników. W przypadku nawierzchni podatnych, wśród danych wyjściowych znajduje się dynamiczny moduł mieszanki mineralno-asfaltowej HMA ( $E_{HMA}$ ) oraz moduł sztywności ( $M_r$ ) warstw niezwiązanych w każdym miesiącu okresu projektowego. Wilgotność oraz wpływ mrozu ma decydujące znaczenie w przypadku materiałów niezwiązanych  $M_r$ .

Oprogramowanie MEPDG dostarcza graficzną prezentację wybranych modułów warstw asfaltowych HMA. Dynamiczny moduł każdej podwarstwy w pierwszym kwintylu temperatur (niższe temperatury) prezentowany jest w postaci wykresu w całym okresie projektowym. Wszystkie dynamiczne moduły

(zespolone) HMA dla każdego kwintylu temperatur i każdej podwarstwy prezentowane są w tablicy. Dodatkowo w tablicy zawarte są również moduły sztywności sprężystej warstw niezwiązanych oraz podłoża i ich zmienność w okresie projektowym (miesiąc po miesiącu).

Projektant powinien zweryfikować miesiąc po miesiącu prawidłowość danych wyjściowych dotyczących właściwości materiałów, ilości pojazdów ciężarowych (klasy 4 i wyższej) oraz pozostałe czynniki. Wszystkie podawane dane wyjściowe są z końca miesiąca.

- Kluczowe dane wyjściowe dotyczące nawierzchni podatnych powinny być przeanalizowane i ocenione:
  - Dynamiczny moduł HMA ( $E_{HMA}$ ) każdej warstwy. Oprogramowanie dzieli każdą wprowadzoną warstwę HMA na podwarstwy, których poprawność powinna być zweryfikowana. Największy wpływ na wartości  $E_{HMA}$  mają zazwyczaj właściwości materiałów, jak również temperatura oraz prędkość obciążenia.
  - Można również ocenić moduł sztywności materiałów niezwiązanych ( $M_r$ ) w każdym miesiącu w okresie projektowym. Oprogramowanie dzieli każdą wprowadzoną warstwę niezwiązaną (taką jak podbudowa stabilizowana mechanicznie) na podwarstwy, których poprawność powinna być zweryfikowana. Największy wpływ na wartości  $M_r$  materiałów niezwiązanych ma wilgotność i wpływ mrozu.
  - Sumaryczna liczba pojazdów ciężarowych (klasy 4 lub wyższej) przypadających na pas ruchu jest również jedną z danych wyjściowych. Całkowitą sumaryczną liczbę pojazdów ciężarowych można odczytać w ostatnim miesiącu okresu projektowego. Ta wartość jest dobrym ogólnym wskaźnikiem dla projektu, informującym o całkowitym obciążeniu ruchem (natężeniu ruchu) pojazdów ciężarowych (np. 1 milion pojazdów ciężarowych, 20 milionów pojazdów ciężarowych, 100 milionów pojazdów ciężarowych jest terminologią zalecaną na cele projektowe). Należy zwrócić uwagę, że te wartości w prosty sposób mogą zostać przeliczone na osie obliczeniowe 18-kip ESALs (80 kN) obciążające nawierzchnię podatną poprzez przemnożenie całkowitego obciążenia ruchem przez uśredniony współczynnik pojazdów ciężarowych, lub też rzeczywista ilość osi obliczeniowych może być zaczerpnięta z pośredniego pliku o właściwej nazwie, zawierającej tę informację.
- Kluczowe dane wyjściowe dotyczące nawierzchni sztywnych powinny być przeanalizowane i ocenione:
  - Wytrzymałość na zginanie / moduł zginania PCC – przedstawia wytrzymałość na zginanie PCC w okresie projektowym z podziałem na miesiące.
  - Moduł sprężystości PCC – przedstawia tradycyjny moduł sprężystości PCC w okresie projektowym z podziałem na miesiące.
  - Moduł sztywności materiałów niezwiązanych ( $M_r$ ) w okresie projektowym z podziałem na miesiące. Szczegóły podano powyżej, w części dotyczącej nawierzchni podatnych.
  - Wartość modułu oddziaływania podłoża gruntowego  $k$  – wartość jest obliczana wstecznie dla każdego miesięcznego stanu płyty betonowej  $E$ , modułu podbudowy i podłoża gruntowego ( $E_{HMA}$  w przypadku HMA,  $E$  w przypadku podbudów związanych cementem oraz  $M_r$  w przypadku modułu sztywności podbudowy niezwiązanej lub podłoża gruntowego).

- Sumaryczna liczba pojazdów ciężarowych (klasy 4 lub wyższej) przypadających na pas ruchu jest również jedną z danych wyjściowych. Całkowitą sumaryczną liczbę pojazdów ciężarowych można odczytać w ostatnim miesiącu okresu projektowego. Ta wartość jest dobrym ogólnym wskaźnikiem dla projektu, informującym o całkowitym obciążeniu ruchem (natężeniu ruchu) pojazdów ciężarowych (np. 1 milion pojazdów ciężarowych, 20 milionów pojazdów ciężarowych, 100 milionów pojazdów ciężarowych jest terminologią zalecaną na cele projektowe). Należy zwrócić uwagę, że te wartości w prosty sposób mogą zostać przeliczone na osie obliczeniowe 18-kip ESALs (80 kN) obciążające nawierzchnię sztywną poprzez przemnożenie całkowitego obciążenia ruchem przez uśredniony współczynnik pojazdów ciężarowych, lub też rzeczywista ilość osi obliczeniowych może być zaczerpnięta z pośredniego pliku o właściwej nazwie, zawierającego tą informację.

## 14.4 Przewidywane wskaźniki stanu

Oprogramowanie w efekcie obliczeń podaje informacje o kluczowych rodzajach uszkodzeń oraz równości nawierzchni w każdym miesiącu okresu projektowego. Do projektanta należy dokładna analiza tych danych pod względem prawidłowości występujących wartości oraz ich zgodności z wymaganiami.

- Nawierzchnie podatne.
  - **Zmęczeniowe spękania podłużne** – Spękania typu „top-down”, czyli których inicjacja następuje w wierzchnich warstwach asfaltowych i propagują w kierunku spodu konstrukcji. Występują w śladach kół. Wartość krytyczna tego kryterium jest osiągnięta, gdy spękania podłużne propagują w znacznym tempie i wymagają znacznych napraw wiążących się z zamknięciem pasa ruchu.
  - **Zmęczeniowe spękanie siatkowe** – Tradycyjne spękanie typu „bottom-up”, czyli którego inicjacja następuje w spodnich warstwach i propagują w kierunku wierzchu konstrukcji. Występują w śladach kół. Wartość krytyczna tego kryterium jest osiągnięta, gdy spękania siatkowe propagują w znacznym tempie i wymagają znacznych napraw wiążących się z zamknięciem pasa ruchu.
  - **Spękania poprzeczne** – Są spowodowane przez niskie temperatury, które powodują uszkodzenia w poprzek pasów ruchu. Wartość krytyczna tego kryterium jest osiągnięta, gdy spękania poprzeczne powodują znaczną nierówność (*roughness*) nawierzchni.
  - **Powstawanie kolein lub odkształceń trwałych** – koleinowanie HMA występuje tylko w warstwach związanych asfaltem, ale na całkowitą głębokość koleiny składa się deformacja wszystkich warstw nawierzchni jak i podłoża. Wartość krytyczna tego kryterium jest osiągnięta, gdy skoleinowanie nawierzchni powoduje niebezpieczeństwo dla ruchu.
  - **IRI** – Wskaźnik ten reprezentuje profil nawierzchni i jest mierzony w śladzie kół pojazdów. Wartość krytyczna tego wskaźnika wynika z oceny użytkowników dróg o nieakceptowanym komforcie jazdy. Wartość IRI obliczana jest w funkcji spękań podłużnych, poprzecznych, siatkowych oraz całkowitej koleiny w połączeniu ze współczynnikami klimatycznymi oraz podłoża gruntowego.

- **Spękania odbite** – Spękania odbite występują w sytuacji, gdy została zastosowana nakładka z HMA na istniejącej nawierzchni podatnej, na której występowały spękania siatkowe w śladach kół lub na nawierzchni sztywnej dylatowanej, w której występują szczeliny dylatacyjne oraz spękania poprzeczne. Wartość krytyczna tego wskaźnika jest osiągana, gdy spękania odbite siatkowe wymagają znacznych zabiegów utrzymaniowych lub gdy spękania odbite poprzeczne wymagają znacznych zabiegów utrzymaniowych lub nawierzchnia staje się nierówna.
- Nawierzchnie sztywne (JPCP).
  - **Uszkodzenie szczeliny** – Średnie uszkodzenie szczeliny na zewnętrznej krawędzi płyty betonowej, na najbardziej obciążonym pasie ruchu, jest wskaźnikiem uszkodzenia warstw znajdujących się pod nawierzchnią betonową oraz efektywnością przeniesienia obciążenia LTE. Wartość krytyczna tego wskaźnika jest osiągana, gdy uszkodzenie szczeliny powoduje nierówność nieakceptowaną przez kierowców, a także trudną do zniwelowania poprzez szlifowanie (odnowienie tekstury)(*retexturing*).
  - **Procent spękanych płyt** – Średnia przewidywana ilość spękań poprzecznych (na najbardziej obciążonym pasie ruchu), które powstają z powodu uszkodzeń zmęczeniowych na wierzchu i spodzie płyty betonowej. Lokalizację (na wierzchu lub spodzie płyty betonowej) przeważającej ilości uszkodzeń można odczytać z wykresów i tablic zawierających dane wyjściowe. Jeśli uszkodzenia zmęczeniowe będą występowały przeważająco w wierzchniej części płyty betonowej to można się spodziewać, że spękania zostaną zainicjowane w górnej części płyty i będą propagowały ku dołowi. Wartość krytyczna tego wskaźnika jest osiągana, gdy spękania propagują w znacznym tempie i wymagają znacznych napraw wiążących się z zamknięciem pasa ruchu.
  - **IRI** – Wskaźnik ten reprezentuje profil nawierzchni i jest mierzony w śladzie kół pojazdów. Wartość krytyczna tego wskaźnika wynika z oceny użytkowników dróg o nieakceptowanym komforcie jazdy. Wartość IRI obliczana jest w funkcji uszkodzenia szczelin i spękań płyt w połączeniu ze współczynnikami klimatycznymi oraz podłoża gruntowego.
- Nawierzchnie sztywne (CRCP).
  - **Rozstęp pęknięcia** – Mechanizm powstawania spękań poprzecznych skurczowych polega na kurczeniu się betonu cementowego PCC podczas wysychania oraz obniżania temperatury, przy jednoczesnym utwierdzeniu płyty betonowej przez stal zbrojącą. Wielkość ta jest podawana na wykresie rozwarcia pęknięcia. Pożądana wartość zawiera się pomiędzy 3 a 6 stopami.
  - **Rozwarcie pęknięcia** – Bardzo ważny parametr, którego zmienność zależy od temperatury betonu cementowego PCC podczas wiązania, rozstępu pęknięć, skurczu betonu cementowego PCC w czasie, ilości zbrojenia i tarcia płyty betonowej względem podbudowy. Krytyczna wartość tego wskaźnika wynosi 0,020 cala i jest konieczna do utrzymania wysokiego poziomu efektywności przeniesienia obciążenia LTE.
  - **Efektywność przeniesienia obciążenia LTE** – Postępujące uszkodzenie pęknięcia oraz utrata zdolności przenoszenia obciążenia powinna być uważnie kontrolowana. LTE pęknięcia powinno być utrzymywane na poziomie wyższym niż 90 lub 95 procent w całym projektowanym okresie. W przypadku obniżonej wartości LTE znacząco rośnie zagrożenie wystąpienia odspojień (*punchouts*).

- **Odspojenia** – Spowodowane są uszkodzeniem zmęczeniowym na wierzchu płyty betonowej, występują między dwoma bliskimi pęknięciami poprzecznymi i a objawiają się krótkimi pęknięciami podłużnymi. Prostokątny obszar z betonu cementowego PCC ograniczony dwoma bliskimi pęknięciami poprzecznymi oraz podłużnym pęknięciem zlokalizowanym ok. 120 cm od krawędzi płyty jest narażony na odspojenie, które może nastąpić po pewnym czasie oraz pod wpływem ciężkich obciążeń. Wartość krytyczna tego wskaźnika jest osiągana, gdy odspojenia powstają w znacznym tempie i wymagają znacznych napraw wiążących się z zamknięciem pasa ruchu.
- **IRI** – Wskaźnik ten reprezentuje profil nawierzchni i jest mierzony w śladzie kół pojazdów. Wartość krytyczna tego wskaźnika wynika z oceny użytkowników dróg o nieakceptowanym komforcie jazdy. Wartość IRI obliczana jest w funkcji uszkodzenia odspojeń w połączeniu ze współczynnikami klimatycznymi oraz podłoża gruntowego.

## 14.5 Ocena akceptowalności projektu

Na występowanie uszkodzeń nawierzchni oraz IRI lub równość w istotny sposób wpływa grubość konstrukcji oraz wiele innych czynników. Projektant musi przeanalizować prognozę stanu nawierzchni w celu ustalenia, który element projektu powinien być zmodyfikowany w celu poprawy prognozy (np. grubość warstw, właściwości materiałów, układ warstw, parametry geometryczne lub inne parametry). Niniejszy podrozdział zawiera wytyczne dotyczące analizy projektu w przypadku niespełnienia kryteriów stanu nawierzchni.

Podane wytyczne postępowania odnoszą się do poszczególnych rodzajów uszkodzeń. Projektant powinien mieć na uwadze, że zmiana projektu mająca na celu zredukowanie jednego rodzaju uszkodzeń może spowodować zwiększyć intensywność innego rodzaju zagrożenia. Jako przykład może posłużyć występowanie spękań poprzecznych w nawierzchni z HMA przy Poziomie 3 danych wejściowych, w którym użytkownik w celu ograniczenia spękań poprzecznych zastosuje bardziej miękki asfalt, co prawdopodobnie pogorszy przewidywaną odporność na koleinowanie. Inną możliwość daje Poziom 1 danych wejściowych, w którym wprowadzamy dane uzyskane z badań laboratoryjnych, co może ograniczyć lub nawet pogorszyć poziom przewidywanych uszkodzeń.

Ważniejszy jest fakt, że niektóre parametry wejściowe są ze sobą powiązane; zmiana jednego z nich może spowodować zmianę innego parametru. Na przykład zmniejszenie zawartości asfaltu w mieszance HMA może spowodować zwiększenie zawartości wolnych przestrzeni w wykonanej warstwie i spowodować pogorszenie odporności na powstawanie spękań zmęczeniowych. Projektant musi być uważny podczas wprowadzania zmian we właściwościach warstw. Należy wziąć pod uwagę, że niektóre właściwości zależą od wykonawstwa i mogą być trudne do oceny przed wykonaniem nawierzchni lub wykonaniem nakładki z HMA.

**Tablica 14-3. Wytyczne dotyczące modyfikacji projektu warstw asfaltowych w celu spełnienia kryteriów stanu nawierzchni**

Rodzaj uszkodzenia oraz IRI	Korekta elementu projektowego w celu ograniczenia lub wykluczenia uszkodzenia
Spękania siatkowe (zainicjowane od spodu)	zwiększyć grubość warstw z HMA w przypadku warstw grubszych niż 5 cali zwiększyć dynamiczny moduł w przypadku warstw cieńszych niż 3 cale zmniejszyć dynamiczny moduł Dokonać przeglądu recepty na warstwę podbudowy HMA (zwiększyć zawartość kruszywa łamanego, zastosować piasek łamany, zwiększyć zawartość asfaltu, zastosować twardszy asfalt pamiętając o uzyskaniu tego samego wskaźnika zagęszczenia na drodze, zastosować polimeroasfalt, itp.) Zwiększyć gęstość, zmniejszyć zawartość wolnej przestrzeni w podbudowie z HMA. Zwiększyć moduł sztywności podbudowy kruszywowej (zwiększyć gęstość, zredukować plastyczność, zmniejszyć zawartość drobnych frakcji, itp.)
Termiczne spękania poprzeczne	Zwiększyć grubość warstw asfaltowych HMA Zastosować bardziej miękki asfalt w warstwie ścieralnej Ograniczyć podatność pęcznienia mieszanki asfaltowej do warstwy ścieralnej Zwiększyć zawartość asfaltu w mieszance asfaltowej do warstwy ścieralnej
Koleinowanie warstw asfaltowych	Zwiększyć dynamiczny moduł warstw asfaltowych HMA Zastosować polimeroasfalt w górnych warstwach asfaltowych Zwiększyć zawartość kruszywa łamanego Zwiększyć zawartość piasku łamanego w mieszankach asfaltowych Zmniejszyć zawartość asfaltu w mieszankach asfaltowych
Koleinowanie warstw niezwiązanych i podłoża gruntowego	Zwiększyć moduł sztywności podbudowy kruszywowej; zwiększyć gęstość podbudowy kruszywowej Zastosować stabilizację górnej części podłoża, jeśli jest słabe, nieodporne na mróz i wysadzinowość; zastosować grubsze warstwy kruszywowe Zastosować warstwę nasypu z wyselekcjonowanego materiału o odpowiednim zagęszczeniu Zwiększyć grubość warstw asfaltowych HMA
IRI warstw asfaltowych HMA	Zwiększyć wymaganie równości nawierzchni oraz zwiększyć wynagrodzenie wykonawcy z tego tytułu (budowa równiejszej nawierzchni od początku) Wzmocnić podłoże; zastosować grubsze warstwy mniej wrażliwe na działanie mrozu Zastosować stabilizację pęczniących gruntów Zastosować system drenaży obniżających poziom wody gruntowej
Zmęczeniowe spękania podłużne (zainicjowane od wierzchu)	Uwaga: Zapoznać się z zapisami Rozdziału 3; nie jest zalecane stosowanie równania służącego do przewidywania spękań zainicjowanych na powierzchni nawierzchni, dopóki nie zostanie zweryfikowany krytyczny parametr reakcji nawierzchni oraz metodologia przewidywania. Sumaryczne uszkodzenie oraz funkcja przeniesienia spękań podłużnych (Równania 5-5 i 5-8) powinna być stosowana z ostrożnością w podejmowaniu na jej podstawie decyzji projektowych. Obniżyć dynamiczny moduł asfaltowej warstwy ścieralnej. Zwiększyć grubość warstw asfaltowych. Zastosować bardziej miękki asfalt w warstwie ścieralnej. Zastosować polimeroasfalt w warstwie ścieralnej; MEPDG nie uwzględniła w właściwy sposób zalet mieszanek asfaltowych z PMB
Spękania odbite	Uwaga: Nie jest zalecane podejmowanie decyzji projektowych na podstawie kryterium spękań odbitych dopóki równanie nie zostanie zwalidowane. Zwiększyć grubość nakładki z warstw asfaltowych. Zwiększyć moduł nakładki z warstw asfaltowych.



**Tablica 14-4. Wytyczne dotyczące modyfikacji projektu nawierzchni betonowej JPCP w celu spełnienia kryteriów stanu nawierzchni**

Rodzaj uszkodzenia oraz IRI	Korekta elementu projektowego w celu ograniczenia lub wykluczenia uszkodzenia
Rozwarcie szczeliny	Zbudować nawierzchnię betonową JPCP tak, aby wiązanie betonu odbywało się w niższej temperaturze (schładzać beton cementowy PCC, niższe temperatury wykonywania) Obniżyć skurcz podczas schnięcia betonu PCC (zwiększyć wymiar ziaren kruszywa, zmniejszyć wskaźnik w/c, zmniejszyć zawartość cementu) Zmniejszyć rozstęp szczelin Zredukować współczynnik rozszerzalności termicznej betonu PCC
Efektywność przenoszenia obciążenia LTE szczeliny	Zastosować mechanizmy poprawiające przenoszenie obciążenia (dyble) Zwiększyć średnicę dybli. Ograniczyć rozwarcie pęknięcia (patrz zalecenia dotyczące ograniczania rozwarcia pęknięcia) Zwiększyć wymiar ziaren kruszywa.
Uszkodzenie szczeliny	Zwiększyć grubość płyty betonowej. Zmniejszyć rozwarcie pęknięcia w okresie projektowym. Zwiększyć odporność podbudowy na erozję (szczegółowe wymagania ustalono dla każdego rodzaju podbudowy). Zminimalizować trwałe zniekształcenia/wypaczanie poprzez procedury pielęgnacji eliminujące gradient temperatury podczas wbudowywania. Pobocze połączone z nawierzchnią betonową Poszerzyć płytę betonową nawierzchni o 1 do 2 stóp.
Spękanie płyt	Zwiększyć grubość płyty. Zwiększyć wytrzymałość betonu cementowego PCC. Zminimalizować trwałe zniekształcenia /wypaczanie poprzez procedury pielęgnacji eliminujące gradient temperatury podczas wbudowywania. Pobocze połączone z nawierzchnią betonową (osobne układanie lub lepiej wykonanie monolityczne) Poszerzyć płytę betonową nawierzchni o 1 do 2 stóp. Zastosować beton cementowy PCC o mniejszym współczynniku rozszerzalności termicznej.
IRI nawierzchni betonowej JPCP	Zwiększyć wymaganie odnośnie równości nawierzchni oraz zwiększyć wynagrodzenie wykonawcy z tego tytułu.

**Tablica 14-5. Wytyczne dotyczące modyfikacji projektu nawierzchni betonowej CRCP w celu spełnienia kryteriów stanu nawierzchni**

Rodzaj uszkodzenia oraz IRI	Korekta elementu projektowego w celu ograniczenia lub wykluczenia uszkodzenia
Rozwarcie pęknięcia	Zbudować nawierzchnię betonową CRCP tak aby wiązanie betonu odbywało się w niższej temperaturze (schładzać beton cementowy PCC, niższe temperatury wykonywania) Obniżyć skurcz podczas schnięcia betonu PCC (zwiększyć wymiar ziaren kruszywa, zmniejszyć wskaźnik w/c, zmniejszyć zawartość cementu) Zwiększyć ilość zbrojenia podłużnego. Zmniejszyć głębokość posadowienia zbrojenia (minimalna głębokość 3,5 cala). Zredukować współczynnik rozszerzalności termicznej betonu PCC.
Efektywność przenoszenia obciążenia LTE pęknięcia	Ograniczyć rozwarcie pęknięcia (patrz zalecenia dotyczące ograniczania rozwarcia pęknięcia) Zwiększyć wymiar ziaren kruszywa. Zmniejszyć głębokość posadowienia zbrojenia.
Odspojenia	Zwiększyć grubość płyty betonowej. Zwiększyć ilość zbrojenia podłużnego. Zmniejszyć rozwarcie pęknięcia w okresie projektowym. Zwiększyć wytrzymałość betonu cementowego PCC. Zwiększyć odporność podbudowy na erozję (szczegółowe wymagania ustalono dla każdego rodzaju podbudowy). Zminimalizować trwałe zniekształcenia/wypaczanie poprzez procedury pielęgnacji eliminujące gradient temperatury podczas wbudowywania. Pobocze połączone z nawierzchnią betonową.
IRI nawierzchni betonowej CRCP	Zwiększyć wymaganie odnośnie równości nawierzchni oraz zwiększyć wynagrodzenie wykonawcy z tego tytułu.

# SKRÓTY I OKREŚLENIA

## SKRÓTY

skrót	oryginał	tłumaczenie
AADT	Average Annual Daily Traffic	Średnioroczny Ruch Dobowy
AADTT	Average Annual Daily Truck Traffic	Średnioroczny ruch dobowy samochodów ciężarowych
AASHTO	American Association of State and Highway Transportation Officials	Amerykańskie Stowarzyszenie Urzędników Administracji Dróg i Transportu
ADT	Average Daily Traffic	Średni Ruch Dobowy
ASTM	American Society of Testing and Materials	Amerykańskie Stowarzyszenie Badań i Materiałów
ATPB	Asphalt Treated Permeable Base	Przepuszczalna podbudowa asfaltowa
AVC	Automated Vehicle Classification	Zautomatyzowana klasyfikacja pojazdów
CAM	Cement Aggregate Mixture	Mieszanka mineralno-cementowa
CBR	California Bearing Ratio	Kalifornijski wskaźnik nośności
CPR	Concrete Pavement Restoration	Odnowa nawierzchni betonowej
CRCP	Continuously Reinforced Concrete Pavement	Nawierzchnia betonowa o ciągłym zbrojeniu
CSH	Context Sensitive Help	Pomoc wrażliwa kontekstowo
CTB	Cement Treated Base	Podbudowa związana cementem
CTE	Coefficient of Thermal Expansion	Współczynnik rozszerzalności cieplnej
DCP	Dynamic Cone Penetrometer	Dynamiczny penetrometr stożkowy
DE	Differential Energy	Energia różnicowa
DI	Damage Index	Indeks uszkodzeń
DLL	Dynamic Linked Libraries	Biblioteka dołączalna dynamicznie
DSR	Dynamic Shear Rheometer	Reometr dynamicznego ścinania
ESAL	Equivalent Single Axle-Load	Równoważne obciążenie osi pojedynczej (Oś obliczeniowa)
FD	Fatigue Damage	Uszkodzenie zmęczeniowe
FHWA	Federal Highway Administration	Federalna Administracja Drogowa
FWD	Falling Weight Deflectometer	Ugięciomierz dynamiczny
GPR	Ground Penetrating Radar	Georadar
HMA	Hot-Mix Asphalt	Mieszanka mineralno-asfaltowa na gorąco
ICM	Integrated Climatic Model	Zintegrowany model klimatyczny
IDT	Indirect Tensile	Rozciąganie pośrednie
IRI	International Roughness Index	Międzynarodowy wskaźnik równości
JPCP	Jointed Plain Concrete Pavement	Nawierzchnia betonowa płytowa (niedyblowana lub dyblowana)
JRCP	Jointed Reinforced Concrete Pavement	Nawierzchnia betonowa płytowa zbrojona (zwykle dyblowana)
LCCA	Life-Cycle Cost Analysis	Analiza kosztów okresu użytkowania
LCM	Lean Concrete Base	Podbudowa z chudego betonu
LTE	Load Transfer Efficiency	Efektywność przeniesienia obciążenia
LTPP	Long -Term Pavement Performance Program	Długoterminowy program badawczy nawierzchni
M-E	Mechanistic-Empirical	Mechanistyczno-empiryczne
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide	Poradnik mechanistyczno-empirycznego projektowania nawierzchni
NAPA	National Asphalt Pavement Association	Narodowe Stowarzyszenie Wykonawców Nawierzchni Asfaltowych
NCAT	National Center for Asphalt Technology	Narodowe Centrum Technologii Asfaltowych
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program	Narodowy Drogowy Program Badawczy
NDT	Nondestructive Deflection Testing	Nieniszczące badanie ugięcia
NHI	National Highway Institute	Narodowy Instytut Drogowy
P	Probability	Prawdopodobieństwo
PCA	Portland Cement Association	Stowarzyszenie Cementu Portlandzkiego
PCC	Portland Cement Concrete	Beton cementowy portlandzki

PMS	Pavement Management Systems	Systemy zarządzania nawierzchniami drogowymi
QA	Quality Assurance	Zapewnienie jakości
QC	Quality Control	Kontrola jakości
R	Reliability	Niezawodność
RAP	Recycled Asphalt Pavement	Destrukt asfaltowy
RC	Reflection Cracking	Spękania odbite
RMSE	Root Mean Squared Error	Błąd średniej kwadratowej
SAMI	Stress-Absorbing Interlayer	Membrana przeciwspekaniowa (Warstwa pośrednia absorbująca naprężenia)
SEE	Standard Error of the Estimate	Błąd standardowy oszacowania
SHRP	Strategic Highway Research Program	Strategiczny Drogowy Program Badawczy
TC	Thermal Cracking	Spękania termiczne
TTC	Truck Traffic Classification	Klasyfikacja ruchu pojazdów ciężarowych
VFA	Voids Filled with Asphalt	Wolne przestrzenie wypełnione asfaltem
VMA	Voids In Mineral Aggregate	Wolne przestrzenie w mieszance mineralnej
WIM	Weighing-In-Motion	Ważenie pojazdów w ruchu

## OKREŚLENIA

Określenie	oryginał	tłumaczenie
a	Radius of a loaded area	Promień obciążonego obszaru
$A_{PO}$	Calibration coefficient for the CRCP punchout model, 195.789	Współczynnik kalibracji dla modelu odspojen w CRCP, 195.789
$AC_{PCC}$	PCC air content	Zawartość powietrza w PCC
AGG	Aggregate interlock stiffness factor for the JPCP faulting model	Współczynnik sztywności zaklinowanych ziaren kruszywa w modelu uszkodzonej nawierzchni JPCP
$B_{curl}$	Bradbury's curling/warping stress coefficient	Współczynnik Bradbury'ego naprężenia spaczającego/wypaczającego
$c_1$	First bond stress coefficient	Współczynnik naprężenia pierwszego wiązania
$c_2$	Second bond stress coefficient	Współczynnik naprężenia drugiego wiązania
$c_w$	Average crack width at the depth of the steel for the CRCP model	Średnia szerokość pęknięcia na głębokości stali w modelu nawierzchni CRCP
C	Global calibration constants for the transfer functions; numbered subscripts refer to the specific parameter or constant	Globalne stałe kalibracji funkcji przeniesienia; indeksy dolne odnoszą się do określonego parametru lub stałej
$C_0$	Current transverse crack length for the thermal cracking model	Długość spękania poprzecznego w modelu spękań termicznych
$C_d$	Crack depth of a transverse crack in the thermal cracking model	Głębokość spękania poprzecznego w modelu spękań termicznych
$C_H$	Thickness correction term for fatigue cracking in HMA mixtures	Poprawka grubości spękań zmęczeniowych w mieszankach mineralno-asfaltowych
$CA_m$	Total cracking area in month m, used in the reflection cracking model	Obszar całkowitego spękania w miesiącu m, stosowany w modelu spękań odbitych
CRK	Predicted amount of bottom-up or top-down cracking in the JPCP cracking model; subscripts refer to where crack initiates	Przewidywana ilość spękań z wnętrza lub od góry nawierzchni w modelu spękań nawierzchni JPCP; indeksy dolne odnoszą się do tego gdzie spękanie się pojawiło
d	Dowel diameter	Średnica dybla
$d_b$	Reinforcing steel bar diameter	Średnica zbrojącego pręta stalowego
D	Depth below the pavement surface	Głębokość poniżej powierzchni nawierzchni
$D_{steel}$	Depth to steel layer	Głębokość do warstwy stali
$DAM_{dow}$	Damage at dowel-concrete surface	Uszkodzenie powierzchni kontaktowej dybel-beton
$d_{sp}$	Dowel spacing	Odstęp pomiędzy dyblami
DE	Differential density of energy of subgrade deformation accumulated in a particular month	Różnicowa gęstość energii uszkodzenia podłoża gruntowego akumulowana w określonym miesiącu
DI	Damage index; subscripts define whether it is bottom-up or top-down cracking and specific layer accumulating damage	Indeks uszkodzeń; indeksy dolne definiują czy jest to spękanie dół-góra, czy góra-dół oraz akumulowane uszkodzenie warstwy
E	Elastic modulus of bound paving material; subscripts refer to specific layer or material	Moduł sprężystości związanych materiałów nawierzchniowych; indeksy dolne odnoszą się do określonej warstwy lub materiału
$E_{HMA}, E^*$	Dynamic modulus of hot-mix asphalt mixtures	Dynamiczny moduł zespolony mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco
EROD	Base/subbase erodibility factor for PCC pavements	Współczynnik wyżłobienia podbudowy/podłoża gruntowego nawierzchni PCC
f	Base friction coefficient	Współczynnik tarcia podbudowy
$f'_c$	PCC compressive strength	Wytrzymałość na ściskanie PCC
$f_t$	PCC indirect tensile strength	Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie PCC
$Fault_t$	Predicted mean transverse joint faulting at any given time t	Przewidywalne średnie uszkodzenie szczeliny poprzecznej w określonym czasie t
$FAULT_m$	Mean joint faulting at end of month m	Średnie uszkodzenie szczeliny na koniec miesiąca m
FAULTMAX	Maximum mean transverse joint faulting for a month	Maksymalne średnie uszkodzenie szczeliny poprzecznej w miesiącu

FAULTMAX <sub>0</sub>	Initial maximum mean transverse joint faulting	Początkowe maksymalne średnie uszkodzenie szczeliny poprzecznej
FC	Area of fatigue cracking in HMA mixture	Obszar spękań zmęczeniowych warstwy asfaltowej
FC <sub>Bottom</sub>	Area of alligator cracking that initiates at the bottom of the HMA	Obszar spękań siatkowych inicjowanych w spodzie warstwy asfaltowej
FC <sub>Top</sub>	Length of longitudinal cracking that initiates at the top of the HMA	Długość spękania podłużnego inicjowanego na powierzchni warstwy asfaltowej
FC <sub>CTB</sub>	Area of fatigue cracking of the CTB layer	Obszar spękań zmęczeniowych warstwy CTB
FI	Freezing index	Wskaźnik przemarzania
FR	Base freezing index defined as percentage of time the top base temperature is below freezing temperature for the JPCP faulting model	Wskaźnik przemarzania podbudowy określony jako procent czasu, podczas którego temperatura górnej podbudowy jest niższa niż temperatura przemarzania dla modelu uszkodzenia nawierzchni JPCP
FT <sub>cycles</sub>	Average annual number of freeze-thaw cycles	Średnioroczna liczba cykli zamrażania-odmrażania
h	Thickness of the incremental or sublayer; subscripts refer to specific material or layer	Grubość nadwarstwy lub podwarstwy; indeksy dolne odnoszą się do określonego materiału lub warstwy
H	Total thickness of the pavement layer; subscript refers to the individual layer	Całkowita grubość warstwy nawierzchni; indeks dolny określa indywidualną warstwę
H <sub>eff</sub>	Effective HMA overlay thickness for the reflection cracking regression model	Grubość efektywnej nakładki z mma do modelu regresji spękań odbitych
IRI <sub>0</sub> , IRI <sub>1</sub>	Initial IRI, after construction	IRI początkowe, po wykonaniu nawierzchni
j <sub>w</sub>	Joint opening	Rozwarcie szczeliny
JAGG	Joint stiffness on the transverse crack computed for the time increment	Sztywność szczeliny w spękanii podłużnym obliczona dla przyrostu czasu
J <sub>c</sub>	Joint stiffness on the transverse crack for current time increment	Sztywność szczeliny w spękanii podłużnym dla aktualnego przyrostu czasu
J <sub>d</sub>	Non-dimensional dowel stiffness at the time of load application	Niewymiarowa sztywność dybla w czasie przykładania obciążenia
k	Modulus of subgrade reaction	Moduł oddziaływania podłoża gruntowego
k <sub>1r,2r,3r</sub>	Global field calibration parameters for the rut depth prediction model	Parametry globalnego obszaru kalibracji dla modelu przewidywania głębokości koleiny
k <sub>c1,c2</sub>	Global field calibration parameters for fatigue cracking model of CTB	Parametry globalnego obszaru kalibracji dla modelu spękań zmęczeniowych CTB
k <sub>f1,f2,f3</sub>	Global field calibration parameters for the fatigue cracking prediction model	Parametry globalnego obszaru kalibracji dla modelu przewidywania spękań zmęczeniowych CTB
k <sub>s1</sub>	Global calibration parameter for unbound materials and soils	Parametr globalnej kalibracji dla materiałów niezwiązanych i gruntu
k <sub>t</sub>	Global calibration parameter for the thermal cracking model for HMA	Parametr globalnej kalibracji dla modelu spękań termicznych w mma
k <sub>z</sub>	Depth confinement factor	Wskaźnik ograniczenia głębokości
K	Stress intensity factor	Wskaźnik intensywności naprężenia
l	Radius of relative stiffness for a dowel	Promień względnej sztywności dybla
L	Mean transverse crack spacing, calculated and mean crack spacing based on design crack distribution	Średni rozstęp spękań poprzecznych wyznaczony na podstawie zaprojektowanego rozkładu spękań
LTE <sub>agg</sub>	Joint-load transfer efficiency if the aggregate interlock is the only mechanism for load transfer	Efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę, gdy zaklinowane kruszywo jest jedynym mechanizmem do przeniesienia obciążenia
LTE <sub>base</sub>	Joint-load transfer efficiency if the base is the only mechanism for load transfer	Efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę, gdy podbudowa jest jedynym mechanizmem do przeniesienia obciążenia
LTE <sub>dowel</sub>	Joint-load transfer efficiency if dowels are the only mechanism for load transfer	Efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę, gdy dyble są jedynym mechanizmem do przeniesienia obciążenia
LTE <sub>joint</sub>	Total transverse joint-load transfer efficiency	Całkowita efektywność przeniesienia obciążenia przez szczelinę podłużną

LTE <sub>TOT</sub>	Total crack-load transfer efficiency due to aggregate interlock, steel reinforcement, and base support	Całkowita efektywność przeniesienia obciążenia przez spękanie z powodu zaklinowania kruszywa, zbrojenia stalą oraz zastosowaną podbudowę
M	Slope derived from the indirect tensile creep compliance curve measured in the laboratory, or month within the analysis period	Pochodna nachylenia krzywej zgodności pośredniego rozciągania i pełzania oznaczona w laboratorium, lub miesiąc w analizowanym okresie
M <sub>r</sub>	Resilient modulus	Moduł sztywności sprężystej (moduł sztywności)
M <sub>R</sub>	Modulus of rupture of PCC and chemically stabilized materials	Moduł pęknięcia PCC i chemicznie stabilizowanych materiałów
n	Actual number of wheel load application	Rzeczywista liczba przyłożonego obciążenia koła
N	Allowable number of wheel load applications (subscripts refer to the distress type and layer), or number of data points used in a regression	Dopuszczalna liczba przyłożonych obciążeń koła (indeksy dolne określają rodzaju uszkodzenia i warstwę), lub ilość danych punktów wykorzystywanych w regresji
P	Probability	Prawdopodobieństwo
P <sub>s</sub>	Overburden on the subgrade or foundation	Nadkład na podłożu gruntowym
P <sub>steel</sub>	Percent longitudinal steel	Procent stali podłużnej
P <sub>200</sub>	Percent material passing the #200 sieve	Procent materiału przechodzącego przez sito o oczkach #200
PI	Plasticity Index	Wskaźnik plastyczności
PO	Total number of medium and high severity punchouts per mile	Całkowita ilość średnich i dużych odspojen na milę
PREFORM	1 if preformed sealant is present; 0 if not	1 gdy występuje prefabrykowane uszczelnienie; 0 gdy nie
P <sub>recip</sub>	Average annual precipitation or rainfall	Średnioroczne opady atmosferyczne
r <sub>d</sub>	Residual dowel-action factor to account for residual load transfer provided by the steel reinforcement	Pozostały wskaźnik działania dybla uzasadniający pozostałe przeniesienie obciążenia poprzez stalowe zbrojenie
R	Reliability	Niezawodność
RC	Percent of cracks reflected	Procent spękań odbitych
RD	Rut depth	Głębokość koleiny
SCF	Scaling factor based on site-, design-, and climate-related for the regression equation to predict spalling within the IRI equation for PCC	Współczynnik skalowania powiązany z budową, projektem i klimatem w równaniu regresji stosowanym do przewidywania wykruszeń w równaniu IRI w PCC
S <sub>e</sub> ,SEE	Standard error of the estimate	Standardowy błąd oszacowania
SF	Site factor for the IRI regression models	Lokalny wskaźnik modeli regresji IRI
SPALL	Percentage of joints with spalling of a medium and high severity	Procent szczelin z wykruszeniami średnimi i dużymi
t	Time	Czas
T	Temperature	Temperatura
TC	Length of thermal or transverse cracking	Długość spękań termicznych lub podłużnych
TCRACK	Total transverse cracking combining all types of cracks in the PCC cracking model for JPCP	Całkowite spękania podłużne łączące wszystkie typy spękań w modelu spękań PCC dla JPCP
TFAULT	Total joint faulting cumulated per mile	Całkowite uszkodzenia szczelin skumulowanych na milę
TRA <sub>m</sub>	Total reflected cracking area	Całkowity obszar spękań odbitych
U <sub>m</sub>	Peak bond stress	Maksymalne naprężenie wiązania
V <sub>a</sub>	Percent air voids in the HMA mixture	Procentowa zawartość wolnych przestrzeni w mma
V <sub>be</sub>	Effective asphalt content by volume	Efektywna objętościowa zawartość asfaltu
V <sub>ar</sub>	Variance of a value; subscripts are the predicted distress value for that variance	Rozbieżność wartości; indeksem dolnym jest przewidywana wartość uszkodzenia dla tej rozbieżności
VMA	Voids in Mineral Aggregate	Wolne przestrzenie w mieszance mineralnej
VFA	Voids Filled with Asphalt	Wolne przestrzenie wypełnione asfaltem
w	Joint opening in JPCP	Otwór szczeliny w JPCP
W <sub>c</sub>	Water content of the unbound layer and soil	Zawartość wody w warstwie niezwiązanej lub w gruncie

$WC_{PCC}$	PCC water/cement ratio	Stosunek woda/cement w PCC
WetDays	Average annual number of wet days, greater than 0.1-in. rainfall	Średnioroczna ilość dni deszczowych, więcej niż 0,1 cala opadów
$\alpha_{PCC}$	PCC coefficient of thermal expansion	Współczynnik rozszerzalności cieplnej dla PCC
$\alpha_{PO}$	Calibration constant for the CRCP punchout prediction model, 19.8947	Stała kalibracji modelu przewidywania uszkodzenia (odspojeń) nawierzchni CRCP, - 19.8947
$\beta_{1r,2r,3r}$	Local or mixture calibration constants for the rut depth prediction model of HMA	Stała lokalnej kalibracji lub kalibracji mieszanki dla modelu przewidywania głębokości koleiny mma
$\beta_{c1,c2}$	Local calibration constants for the fatigue cracking model of CTB	Stała lokalnej kalibracji dla modelu spękań zmęczeniowych CTB
$\beta_{f1,f2,f3}$	Local or mixture calibration constants for the fatigue cracking model of HMA	Stała lokalnej kalibracji lub kalibracji mieszanki dla modelu spękań zmęczeniowych mma
$\beta_{PO}$	Calibration constant for the CRCP punchout prediction model, -0.52316	Stała kalibracji dla modelu przewidywania uszkodzenia (odspojeń) nawierzchni CRCP, - 0,52316
$\beta_{s1}$	Local calibration constant for the rut depth model of the unbound layers	Stała lokalnej kalibracji dla modelu głębokości koleiny warstw niezwiązanych
$\beta_t$	Local calibration constant for the thermal cracking model of HMA	Stała lokalnej kalibracji dla modelu spękań termicznych mma
$\Delta, \Delta_p$	Plastic deformation in the pavement layers and foundation; subscripts refer to the individual layers	Deformacje plastyczne w warstwach nawierzchni i podbudowie; indeksy dolne odnoszą się do określonych warstw
$\Delta C$	Change in the crack depth due to a cooling cycle	Zmiana w głębokości spękania spowodowana cyklami chłodzenia
$\Delta CA$	Increment of fatigue cracking area	Przyrost obszaru spękań zmęczeniowych
$\Delta DI$	Incremental damage index; subscripts define whether it is bottom-up or top-down cracking and specific layer accumulating damage	Przyrost indeksu uszkodzeń; indeksy dolne definiują czy jest to spękanie z wnętrza lub od góry nawierzchni oraz sumę uszkodzeń określonej warstwy
$\Delta_{Fault}$	Incremental change in mean transverse joint faulting for a specific month	Przyrostowa zmiana w średniej uszkodzenia szczeliny poprzecznej dla określonego miesiąca
$\Delta K$	Change in the stress intensity factor due to a cooling cycle	Zmiana we współczynniku intensywności naprężeń spowodowana cyklem chłodzenia
$\Delta T_s$	Incremental loss of shear capacity of the load transfer at the joint due to repeated wheel load applications	Przyrostowy ubytek ścinania pojemności przeniesienia obciążenia w szczelinie spowodowany powtarzalnymi obciążeniami na koło
$\Delta T_m$	Effective temperature differential for month m	Efektywna różnica temperatur dla miesiąca m
$\Delta T_{t,m}$	Mean PCC top-surface nighttime temperature; from 8:00 p.m. to 8:00 a.m. for month	Średnia nocna temperatura wierzchniej powierzchni PCC; od 20:00 do 8:00 rano dla miesiąca m
$\Delta T_{b,m}$	Mean PCC bottom-surface nighttime temperature; from 8:00 p.m. to 8:00 a.m. for month m	Średnia nocna temperatura spodniej powierzchni PCC; od 20:00 do 8:00 rano dla miesiąca m
$\Delta T_{sh,m}$	Equivalent temperature differential due to reversible shrinkage for month m for old concrete (shrinkage fully developed)	Równoważna różnica temperatur spowodowana odwracalnymi skurczami dla miesiąca m dla starego betonu (skurcz w pełni wywołany)
$\Delta T_{PCW}$	Equivalent temperature differential due to permanent curl/warp	Równoważna różnica temperatur spowodowana trwałym spaczaniem/wypaczaniem
$\Delta T_\zeta$	Drop in PCC temperature from the concrete "zero-stress" temperature at the depth of the steel for construction month	Spadek temperatury PCC od temperatury betonu „brak naprężenia” na głębokości stali dla miesiąca budowy
$\delta_{curling}$	Maximum mean monthly slab corner upward deflection PCC due to temperature curling and moisture warping	Maksymalne średnie miesięczne ugięcie oddolne wierzchołka płyty z PCC wywołane zmianami temperatur i wypaczeniem spowodowanym wilgocią
$\delta_L$	Deflection at the corner of the loaded slab	Ugięcie wierzchołka obciążonej płyty
$\delta_U$	Deflection at the corner of the unloaded slab	Ugięcie wierzchołka nieobciążonej płyty
$\epsilon_o$	Intercept determined from laboratory repeated load permanent deformation tests	Punkt wyznaczony z badania deformacji trwałych pod obciążeniem powtarzalnym
$\epsilon_p$	Accumulated permanent or plastic strain in the pavement layers; subscripts refer to the individual layers	Skumulowane odkształcenie trwałe lub plastyczne w warstwach nawierzchni; indeksy dolne odnoszą się do określonej warstwy

$\varepsilon_r$	Resilient or elastic strain; subscripts refer to the individual layers	Sprężyste lub elastyczne odkształcenie; indeksy dolne odnoszą się do określonej warstwy
$\varepsilon_{shr}$	Unrestrained concrete drying shrinkage at steel depth	Swobodny skurcz przy wysychaniu betonu na głębokości stali
$\varepsilon_t$	Tensile strain in the HMA layer at critical locations	Odształcenie rozciągające w warstwie z mieszanki mineralno-asfaltowej w krytycznych lokalizacjach
$\varepsilon_v$	Vertical resilient or elastic strain in the unbound sublayer or soil	Pionowe sprężyste lub elastyczne odkształcenie w podbudowie niezwiązanej lub gruncie
$\zeta_d$	Dowel-stiffness factor	Współczynnik sztywności dybla
$\sigma, \sigma_t$	Tensile stress at the bottom of the bound paving layer; subscript refers to the specific layer or condition (month, load, axle type, etc.)	Napężenie rozciągające na spodzie granicy warstwy nawierzchni; indeks dolny odnosi się do określonej warstwy lub warunków (miesiąc, obciążenie, rodzaj osi, itp.)
$\sigma_0$	Westergaard's nominal stress factor based on PCC modulus	Nominalny wskaźnik rozciągania Westergaarda oparty na module PCC
$\sigma_{env}$	Tensile stress in the PCC due to environmental curling	Napężenie rozciągające w PCC spowodowane zawirowaniami środowiskowymi
$\sigma_{Long}$	Maximum longitudinal tensile stress in PCC at steel level	Maksymalne podłużne napężenie rozciągające w PCC na poziomie stali
$\sigma_m$	HMA-mixture tensile strength	Wytrzymałość na rozciąganie mieszanki mineralno-asfaltowej
$\sigma_{tip}$	Far-field stress from pavement response model at depth of crack tip	Napężenie na dużym obszarze z modelu reakcji nawierzchni na głębokości zakończenia spękania
$\tau_i$	Shear stress on the transverse crack	Napężenie ścinające na spękaniu poprzecznym
$\tau_{ref}$	Reference shear stress derived from the PCA test result	Referencyjne napężenie ścinające przyjęte na podstawie wyników badań PCA

<sup>i</sup> PN-EN 12697-26:2012 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 26: Sztywność

<sup>ii</sup> Strategic Highway Research Program

<sup>iii</sup> LVDT - (ang. Linear Variable Differential Transformer) jest to czujnik przemieszczeń liniowych transformatorowy o układzie różnicowym z przesuwającym rdzeniem

<sup>iv</sup> PN-EN 12697-26 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 26: Sztywność

<sup>v</sup> A. Marrani, F. Lancieri (2009) Performance of cement stabilized recycled crushed concrete.