Instytut Badawczy Dróg i Mostów Zakład Technologii Nawierzchni



# TN-253: Przystosowanie do polskich warunków Mechanistyczno-Empirycznej Metody Projektowania Nawierzchni Asfaltowych MEPDG (USA) Etapy 3 i 4, Zadania: 11-2, 12, 13, 14, 15

Opracowali:

Prof. dr hab. inż. Dariusz Sybilski

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 inż. 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

Kierownik Zakładu Technologii Nawierzchni

Prof. dr hab. inż. Dariusz Sybilski

Warszawa, czerwiec 2013 r.

# Spis treści

1	Wprowadzenie 2					
2	Zadani	e 10: Przystosowanie metod oceny właściwości nawierzchni 2	2			
2	2.1 A	naliza danych2	2			
2 P r	2.2 C oomiaro netody l	Ppracowanie metodyki oceny właściwości nawierzchni uwzględniającej specyfikę metod wych dostępnych w Polsce, wyniki uzyskane w trakcie badań terenowych oraz wymagania MEPDG	' 2			
3 ma	Zadani teriałów	e 11-2: Przeprowadzenie badań weryfikujących przyjęte metody zastępcze charakterystyk ,, część 2	:i 2			
3	8.1 B	adania dodatkowe mieszanek mineralno-asfaltowych2	2			
	3.1.1	Trwałość zmęczeniowa	3			
	3.1.2	Odporność na pękanie niskotemperaturowe TSRST	3			
	3.1.3	Badanie pełzania (Creep Test)4	4			
	3.1.4	Wyniki badań	8			
3 A	3.2 V ASHTO	Vłaściwości sprężyste wybranych gruntów naturalnych wraz z oceną wg klasyfikacji PN i – badania porównawcze	8			
4	Zadani	e 12: Przystosowanie metod oceny efektywności ekonomicznej projektu	8			
5 zró: wai poz	Zadani żnicowa runków iomów	e 13: Wykonanie z zastosowaniem MEPDG projektów konstrukcji nawierzchni nych pod względem: obciążenia ruchem, warunków gruntowych, warunków wodnych, termicznych, typu konstrukcji (podatna, półsztywna), konstrukcji nowych i wzmacnianych, hierarchicznych 1, 2 i 3	, 0			
5	5.1 S	cenariusze MEPDG	0			
	5.1.1	Wprowadzenie	0			
	5.1.2	Dane klimatyczne	0			
	5.1.3	Obciążenie ruchem drogowym w roku bazowym22	2			
	5.1.4	Warunki gruntowe i wodne24	4			
	5.1.5	Nowe konstrukcje nawierzchni25	5			
	5.1.6	Wzmacniane konstrukcje nawierzchni 27	7			
	5.1.7	Poziomy hierarchiczne w MEPDG28	8			
	5.1.8	Oznaczenia scenariuszy 28	8			
	5.1.9	Analiza wyników	1			
	5.1.10	Terenowe odcinki doświadczalne43	3			
6	Zadani	e 14: Wykonanie z zastosowaniem MEPDG porównawczej analizy ekonomicznej projektów	N			
			J			

TN 2	TN 253 Przystosowanie do polskich warunków Mechanistyczno-Empirycznej Metody Projektowania						
Nav	vierzchni Asfaltowych MEPDG (USA), Etapy 3 i 4, Zadania: 11-2, 12, 13, 14, 15						
7	Zadanie 15: Opracowanie podrecznika użytkowania MEPDG przystosowanego do polskich						

'	Zudunie 19. Opracowanie podręcznika dzytkowania mier be przystosowanego do polskien	
war	runków	50

# 1 Wprowadzenie

Sprawozdanie przedstawia kolejne zadania tematu TN 253 dotyczącego przystosowania do polickich warunków Mechanistyczno-Empirycznej Metody Projektowania Nawierzchni Asfaltowych. Przestawione zadania dotyczą metod oceny właściwości nawierzchni z uwzględnieniem danych z pomiarów diagnostycznych wybranych odcinków nawierzchni z uwzględnieniem metod badań stosowanych aktualnie w Polsce, przeprowadzenie badań weryfikujących (dodatkowych) właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, stosując przyjęte metody zastępcze stosowane w Polsce oraz metody badań gruntów podłoża.

Przeprowadzono obszerne analizy z zastosowaniem MEPDG projektów konstrukcji nawierzchni zróżnicowanych pod względem: obciążenia ruchem, warunków gruntowych, warunków wodnych, warunków termicznych, typu konstrukcji (podatna, półsztywna), konstrukcji nowych i wzmacnianych, poziomów hierarchicznych 1, 2 i 3, w ramach zadania 13. W zadaniu tym wykorzystano dane z badań diagnostycznych stanu nawierzchni wybranych odcinków drogowych.

Nie przeprowadzono analiz ekonomicznych według MEPDG. Powody ich zaniechania obszernie opisano rozdziale Zadania 12.

# 2 Zadanie 10: Przystosowanie metod oceny właściwości nawierzchni

# 2.1 Analiza danych

Wyniki badań terenowych wykonanych w 2012 r. wykorzystano w Zadaniu 13.

# 2.2 Opracowanie metodyki oceny właściwości nawierzchni uwzględniającej specyfikę metod pomiarowych dostępnych w Polsce, wyniki uzyskane w trakcie badań terenowych oraz wymagania metody MEPDG

Analizę danych wyników badań terenowych wykonanych w 2012 r. wykorzystano w Zadaniu 13.

# 3 Zadanie 11-2: Przeprowadzenie badań weryfikujących przyjęte metody zastępcze charakterystyki materiałów, część 2

W sprawozdaniu przedstawiono drugą część badań dodatkowych materiałów, których celem jest porównanie wyników badań metodami stosowanymi w Polsce i w MEPDG. Przeprowadzone w Zadaniu 11-2 badania są uzupełnieniem badań przeprowadzonych w ramach Zadania 11-1.

# 3.1 Badania dodatkowe mieszanek mineralno-asfaltowych

W ramach zadania 11.2 przeprowadzono następujące badania:

- Podatność pełzania wg AASHTO T 322,
- Trwałość zmęczeniowa wg PN-EN 12697-24,
- Odporność na pękanie niskotemperaturowe metodą TSRST wg PN-EN 12697-46.

### 3.1.1 Trwałość zmęczeniowa

Badania zmęczeniowe zostały przeprowadzone wg normy PN-EN 12697-24. Metoda polega na cyklicznym, czteropunktowym zginaniu próbki belkowej umieszczonym w aparacie zmęczeniowym przy stałej amplitudzie ugięcia. Podczas badania rejestrowana jest siła, ugięcie belki, kąt przesunięcia fazowego, liczba cykli, obliczany jest zespolony moduł sztywności oraz naprężenia i odkształcenia rozciągające. Badanie przeprowadzono w trybie kontrolowanych odkształceń, w temperaturze 10 °C, przy częstotliwości 10 Hz. Celem badania zmęczenia jest określenie trwałości zmęczeniowej danej próbki, następnie wyznaczenie charakterystyki zmęczeniowej mieszanki (tj. zależności pomiędzy odkształceniem w badaniu a uzyskaną trwałością zmęczeniową) i określenie wartości  $\varepsilon_6$ , która jest parametrem charakteryzującym odporność zmęczeniową mieszanki mineralno-asfaltowej. Charakterystyka zmęczeniowa opisana jest równaniem:

$$N = A \times \varepsilon^b$$
 Równanie 1

w którym:

N – trwałość zmęczeniowa,

ε – odkształcenie w badaniu zmęczenia,

A,b – parametry regresji liniowej jeżeli wyniki podano jako ( $\log \varepsilon$ ,  $\log N$ ).

### 3.1.2 Odporność na pękanie niskotemperaturowe TSRST

Badania przeprowadzane są zgodnie z normą PN-EN 12697-46 na stanowisku pomiarowym MTS. Próbki do badań mają kształt prostopadłościenny o wymiarach 50 x 50 x 250 mm. Do górnej i dolnej podstawy próbki przykleja się stalowe krążki, które umożliwiają zamocowanie w ramie wytrzymałościowej (rysunek 1). Do bocznych krawędzi próbki przykleja się ekstensometry do pomiaru odkształceń wzdłużnych. Całość zamykana jest w komorze termicznej. Temperatura początkowa badania wynosi 5°C, a następnie jest obniżana z prędkością 10°C/h. Zadaniem ramy wytrzymałościowej jest niedopuszczenie do odkształcenia (skurczu) próbki. W takich warunkach w próbce indukowane są termiczne naprężenia rozciągające. Podczas badania rejestrowana jest temperatura, siła rozciągająca oraz odkształcenie. Koniec badania następuje w momencie pęknięcia próbki. Wynikiem badania jest naprężenie przy zniszczeniu oraz temperatura pęknięcia.



Rysunek 1 Umocowanie próbki w badaniu TSRST

Spękania niskotemperaturowe należą do spękań indukowanych termicznie. Obniżenie temperatury do wartości ujemnych powoduje zesztywnienie warstwy, przejście ze stanu lepkoplastycznego w stan kruchy, sprężysty. Pojawiają się wówczas naprężenia rozciągające, których czas relaksacji w warunkach niskich temperatur jest wyraźnie wydłużony. Obniżenie temperatury oraz brak możliwości

swobodnych odkształceń powoduje wzrost tych naprężeń. Wytrzymałość mieszanki mineralnoasfaltowej na rozciąganie początkowo rośnie, ale potem zaczyna spadać. W momencie przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie przez naprężenia rozciągające dochodzi do powstania spękań poprzecznych warstw nawierzchni (rysunek 2).

Z powyższych zależności wynika, że mieszanka mineralno-asfaltowa jest tym bardziej odporna na spękania niskotemperaturowe, im w niższej temperaturze osiąga wytrzymałość na rozciąganie. Pojawienie się pęknięcia na powierzchni nawierzchni przyczynia się do powstania tzw. zjawiska karbu i koncentracji naprężeń oraz następuje propagacja pęknięcia.



Rysunek 2 Schemat przebiegu pękania niskotemperaturowego nawierzchnia asfaltowej: czerwona linia – naprężenie rozciągające termiczne, czarna linia – wytrzymałość na rozciąganie mieszanki mineralno-asfaltowej, op – naprężenie niszczące, Tp – temperatura niszcząca

## 3.1.3 Badanie pełzania (Creep Test)

### 3.1.3.1 Zastosowanie

Badanie to zostało opracowane w ramach programu SHRP [<sup>1</sup>] i opisana w normie amerykańskiej AASHTO T322. Służy do oceny odporności na spękania niskotemperaturowe mieszanek mineralnoasfaltowych. Wyniki pełzania i wytrzymałości na rozciąganie są niezbędne w metodzie SHRP Superpave do wyznaczenia krzywej wiodącej modułu relaksacji i parametrów pękania. 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.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Strategic Highway Research Program

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

Model pękania 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.

$$\Delta C = A(\Delta K)^n$$
 Równanie 2

w którym:

ΔC = zmiana w głębokości pęknięcia na skutek cyklu chłodzenia,

ΔK = 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:

 $A = 10^{k_z \beta_z (4.389 - 2.52 Log(E_{HMA} \sigma_m n))}$  Równanie 3

$$\eta = 0.8 \left[ 1 + \frac{1}{m} \right]$$
 Równanie 4

w którym:

k<sub>t</sub> = współczynnik otrzymany z procesu globalnej kalibracji dla każdego poziomu (Level 1 = 5, Level 2 = 1.5, Level 3 = 3)

E<sub>HMA</sub> = moduł rozciągania pośredniego mma, psi

σ<sub>m</sub> = 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.

$$K = \sigma_{tip}[0,45 + 1,99(C_0)^{0,56}]$$
 Równanie 5

w którym:

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

C<sub>0</sub> = 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.

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

Równanie 6

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<sub>d</sub> = głębokość pęknięcia, cale

H<sub>HMA</sub> = grubość warstw asfaltowych, cale.

### 3.1.3.2 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 ±9 mm.

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

- uchwyty do próbki,
- cztery czujniki LVDT<sup>2</sup> do pomiaru przemieszczeń pionowych i poziomych,
- zestaw elementów mocujących czujniki LVDT do próbki.

Próbka poddana zostaje ściskaniu 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.

<u>Unormowane przemieszczenia poziome  $\Delta X_{n,i,t}$  i pionowe  $\Delta Y_{n,i,t}$  obliczane są wg następujących równań:</u>

$$\Delta X_{n,i,t} = \Delta X_{i,t} \times \frac{b_n}{b_{sr}} \times \frac{D_n}{D_{sr}} \times \frac{P_{sr}}{P_n}$$
  

$$\Delta Y_{n,i,t} = \Delta Y_{i,t} \times \frac{b_n}{b_{sr}} \times \frac{D_n}{D_{sr}} \times \frac{P_{sr}}{P_n}$$
  
Równanie 8

w których:

 $\Delta X_{n,i,t}$  – unormowane przemieszczenia poziome dla poszczególnych powierzchni (i=1 do 6) w czasie t (t=0 do t zakończenia),

 $\Delta Y_{n,i,t}$  – unormowane przemieszczenia pionowe dla poszczególnych powierzchni (i=1 do 6) w czasie t (t=0 do t zakończenia),

 $\Delta X_{i,t}$  – pomierzone przemieszczenia poziome w czasie t,

 $\Delta Y_{n,i,t}$  - pomierzone przemieszczenia pionowe dla i-tej powierzchni w czasie t,

b<sub>śr</sub>, P<sub>śr</sub>, D<sub>śr</sub> – średnie wartości z trzech pomiarów wysokości, średnicy i siły,

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> LVDT - (ang. Linear Variable Differential Transformer) jest to czujnik przemieszczeń liniowych transformatorowy o układzie różnicowym z przesuwanym rdzeniem

b<sub>n</sub>, P<sub>n</sub>, D<sub>n</sub> – wartości wysokości, średnicy i siły dla poszczególnych próbek (n=1,2,3).

Dla każdej z sześciu powierzchni należy ustalić <u>unormowane przemieszczenia poziome (ΔX<sub>a,i</sub>) i</u> pionowe (ΔY<sub>a,i</sub>) po połowie całkowitego czasu trwania badania:

$$\Delta X_{a,i} = \Delta X_{n,i,0.5t}$$
 Równanie 9  
 $\Delta Y_{a,i} = \Delta Y_{n,i,0.5t}$  Równanie 10

 $\Delta X_{a,i}$ ,  $\Delta Y_{a,i}$  – średnie odkształcenie poziome lub pionowe,

 $\Delta X_{n,i,0.5t}$  – unormowane odkształcenie poziome po połowie czasu badania,

 $\Delta Y_{n,i,0.5t}$  – unormowane odkształcenie pionowe po połowie czasu badania.

zyskane wartości  $\Delta X_{a,i}$  i  $\Delta Y_{a,i}$  należy uporządkować według wartości rosnących, a następnie odrzucić skrajne wartości. Z pozostałych wartości należy policzyć średnie wyrównane wartości przemieszczeń poziomych i pionowych:

$$\Delta X_{w} = \frac{\sum_{j=1}^{4} X_{r,j}}{4}$$
Równanie 11
$$\Delta Y_{w} = \frac{\sum_{j=1}^{4} Y_{r,j}}{4}$$
Równanie 12

nanie 12

 $\Delta X_{r,j}$  – wartości  $\Delta X_{a,i}$  w porządku rosnącym,

 $\Delta Y_{r,j}$  wartości  $\Delta Y_{a,i}$  w porządku rosnącym,

ΔX<sub>w</sub> – średnia wyrównana wartość przemieszczeń poziomych,

ΔY<sub>w</sub> – średnia wyrównana wartość przemieszczeń pionowych.

Obliczenie średniego wyrównanego przemieszczenia poziomego ΔX<sub>śr.w</sub> z układu sześciu pomierzonych przemieszczeń poziomych:

$$\Delta X_{\acute{s}r,w} = \frac{\sum_{j=2}^{5} \Delta X_{r,j,t}}{4}$$
 Równanie 13

 $\Delta X_{r,i,t}$  – wartości  $\Delta X_{i,t}$  w porządku rosnącym.

Podatność pełzania:

$$D(t) = \frac{\Delta X_{\dot{s}r,w} \times D_{\dot{s}r} \times b_{\dot{s}r}}{P_{\dot{s}r} \times L} \times C$$
 Równanie 14

D(t) – podatność pełzania w czasie t, kPa<sup>-1</sup>,

L=38x10<sup>-3</sup> m (dla próbek o średnicy 150 mm),

$$C = 0,6354 \times (\frac{\Delta X_{w}}{\Delta Y_{w}})^{-1} - 0,332$$
$$[0,704 - 0,213 \cdot (\frac{b_{sr}}{D_{sr}})] \le C \le [1,566 - 0,195 \cdot (\frac{b_{sr}}{D_{sr}})]$$

Równanie 15

Współczynnik Poissona:

$$v = -0.10 + 1.480 \cdot \left(\frac{\Delta X_w}{\Delta Y_w}\right)^2 - 0.778 \cdot \left(\frac{b_{\dot{s}r}}{D_{\dot{s}r}}\right)^2 \cdot \left(\frac{\Delta X_w}{\Delta Y_w}\right)^2$$
 Równanie 16

 $0,05 \le v \le 0,50$ 

Warunki badania są następujące:

- temperatura badania: 0, -10, -20°C,
- obciążenie powinno być tak dobrane, aby przemieszczenia poziome zawierały się w przedziale od 0,00125 do 0,019 mm,
- czas badania 1000s,
- prędkość ściskania w badaniu wytrzymałości 12,5 mm/min.

### 3.1.4 Wyniki badań

#### 3.1.4.1 Pełzanie

Badania pełzania zostało przeprowadzone na pięciu wybranych mieszankach, przy czym w obliczeniach projektowania konstrukcji zostały użyte wyniki mieszanki do warstwy ścieralnej SMA.

Wyniki podatności na pełzanie przedstawiono w tablicach 1-2 oraz na rysunkach 3-7. Ponadto zamieszczono również wyniki badania wytrzymałości na rozciąganie (tablica 3, rysunki 8-11).

Mieszanka	ACWMS 16 10/40-65		ACWMS16 20/30		SMA 8 45/80-65				
Temperatura Czas	0°C	-10 ºC	-20 °C	0 °C	-10 °C	-20 °C	0 °C	-10 °C	-20 °C
1	0,028	0,013	0,006	0,026	0,013	0,009	0,061	0,025	0,013
2	0,050	0,023	0,011	0,047	0,022	0,015	0,082	0,045	0,023
5	0,065	0,038	0,024	0,058	0,034	0,031	0,104	0,054	0,038
10	0,074	0,042	0,025	0,065	0,037	0,032	0,125	0,060	0,040
20	0,087	0,046	0,026	0,074	0,040	0,034	0,154	0,067	0,043
50	0,108	0,052	0,029	0,087	0,044	0,036	0,200	0,078	0,046
100	0,128	0,058	0,030	0,099	0,048	0,038	0,248	0,087	0,049

Tablica 1. Wyniki podatności na pełzanie, [1/GPa]

Mieszanka	AC 16 W 35/50			AC 22 P 35/50
Temperatura Czas	0 °C	-10 °C	-20 °C	-10 °C
1	0,026	0,012	0,009	0,010
2	0,048	0,022	0,017	0,019
5	0,059	0,037	0,035	0,035
10	0,067	0,040	0,036	0,038
20	0,076	0,043	0,038	0,041
50	0,093	0,048	0,041	0,046
100	0,107	0,053	0,043	0,050

Tablica 2. Wyniki podatności na pełzanie, [1/GPa]



Rysunek 3. Podatność na pełzanie ACWMS 16 10/40-65



Rysunek 4 Podatność na pełzanie ACWMS 16 20/30



Rysunek 5 Podatność na pełzanie SMA 8 45/80-65



Rysunek 6 Podatność na pełzanie AC 16 W 35/50



Rysunek 7 Podatność na pełzanie AC 22 P 35/50

Tablica 3. Wyniki badania wytrzymałości na rozciąganie pośrednie, MPa

Mieszanka Temperatura	ACWMS 16 10/40-65	ACWMS16 20/30	SMA 8 45/80- 65	AC 16 W 35/50	AC 22 P 35/50
0ºC	5,4	3,7	3,2	3,8	
-10ºC	6,8	4,7	5,4	4,2	4,6
-20ºC	7,3	-	6,4	5,0	



Rysunek 8 Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie ACWMS 16 10/40-65



Rysunek 9 Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie ACWMS 20/30



Rysunek 10 Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie SMA 8 45/80-65



Rysunek 11 Wytrzymałość na rozciąganie pośrednie AC16 W 35/50

### 3.1.4.2 TSRST

Wyniki badań TSRST przedstawiono w tablicy 4.

Mieszenke	Τ <sub>p</sub>	$\sigma_{p}$
Wieszańka	°C	МРа
	-30,8	6,4
	-30,1	5,4
SIVIA 8 45/80-05	-31,9	5,0
	-30,5	5,3
ŚREDNIA	-30,8	5,5
	-16,5	3,6
ACWINIS 16 20/20	-18,5	3,8
ACWINIS 10 20/30	-15,8	3,6
	-21,3	3,6
ŚREDNIA	-18,0	3,7
	-22,8	5,8
ACWINE 16 10/40 65	-24,0	6,2
ACWIVIS 10 10/40-05	-18,6	4,1
	-22,7	5,4
ŚREDNIA	-22,0	5,4
	-22,6	6,2
	-21,8	5,6
ACVIVIS 10 23/33-00	-22,6	6,2
	-19,5	5,1
ŚREDNIA	-21,6	5,8

Tablica 4. Wyniki badania odporności na pękanie niskotemperaturowe (Tp – temperatura pęknięcia, σp – naprężenie niszczące)

### 3.1.4.3 Odporność na zmęczenie

W tablicach 5-7 oraz na rysunku 12 przedstawiono wyniki badań zmęczenia.

próbka	ɛ, μm/m	N
За	175	176 801
3b	139	1383815
4a	174	221 202
4b	225	72 501
5a	146	1373032
5b	149	588 014
6a	228	30 401
6b	180	292 107
7a	224	55 601
7b	180	341 807
8a	147	685 516
	A =	3,51·10 <sup>20</sup>
Parametry obliczone	b =	-6,74
	ε <sub>6</sub> =	144 μm/m

Tablica 5. Wyniki badań zmęczenia mieszanki ACWMS 16 20/30

próbka	ɛ, μm/m	N
3a	259	167625
3b	169	1751652
4a	258	46686
4b	168	599361
5a	259	77699
5b	258	112603
6a	258	89371
6b	167	2508613
7a	166	2988359
7b	207	481534
8a	207	338810
8b	167	1971783
9a	208	254439
9b	168	2510179
	A =	4,68·10 <sup>21</sup>
Parametry obliczone	b =	-6,93
	ε <sub>6</sub> =	182 μm/m

Tablica 6. Wyniki badań zmęczenia mieszanki ACWMS 16 25-55/60

próbka	ɛ, μm/m	Ν
1a	181	1509763
1b	181	5570356
2a	243	683976
2b	181	3352766
3a	243	598541
3b	243	553944
4a	243	10568
4b	181	1859563
5a	243	237739
5b	181	4651202
6a	243	248839
6b	181	1769168
	A =	3,23·10 <sup>25</sup>
Parametry obliczone	b =	-8,45
	ε <sub>6</sub> =	204 μm/m

Tablica 7. Wyniki badań zmęczenia mieszanki ACWMS 16 10-40/65



Rysunek 12. Wykresy charakterystyk zmęczeniowych mieszanek ACWMS16

# 3.2 Właściwości sprężyste wybranych gruntów naturalnych wraz z oceną wg klasyfikacji PN i AASHTO – badania porównawcze

W załączeniu.

# 4 Zadanie 12: Przystosowanie metod oceny efektywności ekonomicznej projektu

Zadania 12 i 14 dotyczące oceny efektywności ekonomicznej projektu MEPDG nie zostały opracowane w terminie określonym w Karcie Tematu TN-253. Przygotowując program pracy oczekiwano, że zgodnie z pierwotnym planem Prof. Mathew Witczaka w ramach programu opracowania metody MEPDG ocena efektywności ekonomicznej miała się znaleźć w końcowej wersji programu komputerowego. Niestety w żadnej z kolejnych wersji MEPDG (pierwszej z 2002 r. i kolejnych do 2012 r.) zabrakło oceny efektywności ekonomicznej.

Ponadto należy zaznaczyć, że pierwsze, kolejne wersje programu MEPDG dostępne były bezpłatnie w FHWA (Federal Highway Administration). W 2012 r. nowa wersja MEPDG została przekazana do AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) w postaci programu komputerowego AASHTOWare Pavement ME Design dostępnego <u>odpłatnie z licencją roczną</u> w koszcie 5000 USD (jedno stanowisko) lub 20 000 USD (do 9 stanowisk), lub 30 000 USD (do 14 stanowisk), lub 40 000 USD (do 20 stanowisk). Najnowsza, obecna wersja ME Design także nie zawiera oceny ekonomicznej projektu.

Ocena ekonomiczna projektu MEPDG została opracowana w postaci odrębnego programu komputerowego Quality-Related Specification Software (QRSS) w środowisku Microsoft Windows®

(wersja XP lub 7). Program ten został opracowany w ramach odrębnego projektu NCHRP Projekt 9-22, Raport 704 "A Performance-Related Specification for Hot-Mixed Asphalt". Program dotyczy wyłącznie nawierzchni asfaltowych.

Program QRSS pozwala na wykonywanie analizy współczynnika korygującego koszty oraz analizy porównawczej kosztów wykonanej nawierzchni i projektowanej nawierzchni. Zastosowanie programu QRSS spełnia oczekiwania administracji drogowej, producentów i dostawców materiałów, wykonawców robót nawierzchni asfaltowych.

Program QRSS (wcześniejsza wersja próbna HMA PRS) oparty jest na analizie według programu MEPDG opracowanego w ramach wcześniejszego projektu NCHRP 9-19. Program QRSS wykorzystuje dane z MEPDG pozwalając na:

(1) prognozowanie trwałości projektowanej nawierzchni asfaltowej (deformacje trwałe, pękanie zmęczeniowe i niskotemperaturowe) na podstawie właściwości objętościowych mieszanki m-a oraz właściwości lepiszcza asfaltowego i kruszywa w projektowanej mieszanki m-a oraz

(2) analizę porównawczą z właściwościami mma jakości wykonania nawierzchni gwarantowanych przez wykonawcę.

Właściwości objętościowe i fizyczne materiałów są wprowadzane do równania prognozy Witczaka w celu oszacowania wartości modułu dynamicznego (E\*), które z kolei są wykorzystane do prognozy rozwoju pękania, deformacji trwałych, zmęczenia i trwałości nawierzchni na podstawie rozwoju tych uszkodzeń w czasie. Do prognozowania pękania niskotemperaturowego te same właściwości objętościowe i fizyczne materiałów wykorzystane są do szacowania trwałości mma w pełzaniu i wytrzymałości. Efektem końcowym jest ocena czynników finansowych korygujących oraz płatności (kary lub nagrody) na podstawie różnic szacowanej trwałości wykonanych odcinków robót przez wykonawcę.

QRSS pozwala na prognozowanie trwałości projektu, biorąc pod uwagę klimat, obciążenie ruchem, konstrukcję nawierzchni oraz oczekiwaną lub prognozowaną trwałość z uwzględnieniem wymagań granicznych inwestora. Ponadto, prognozowane stochastycznie uszkodzenia są kalkulowane metodą Monte Carlo, która wykorzystuje odchylenie standardowe właściwości wejściowych do wyznaczenia rozbieżności między wynikami badań wykonawcy i inwestora oraz obliczenia czynników korygujących oraz płatności.

Program QRSS uzyskano do użytkowania w IBDiM w czerwcu 2013 r.

Ze względu na przedstawione zmiany wpływające na zakres wykonanej pracy w ramach niniejszego projektu – niemożność wykonania zadań 12 i 14 ze względu na brak elementu finansowego w ramach programu MEPDG – proponujemy rezygnację z obu zadań. Proponujemy jednocześnie realizację obszerniejszego, nowego projektu badawczego dotyczącego aspektów technicznych i finansowych z wykorzystaniem obu programów komputerowych AASHTOWare Pavement ME Design oraz Quality-Related Specification Software (QRSS).

# 5 Zadanie 13: Wykonanie z zastosowaniem MEPDG projektów konstrukcji nawierzchni zróżnicowanych pod względem: obciążenia ruchem, warunków gruntowych, warunków wodnych, warunków termicznych, typu konstrukcji (podatna, półsztywna), konstrukcji nowych i wzmacnianych, poziomów hierarchicznych 1, 2 i 3

## 5.1 Scenariusze MEPDG

### 5.1.1 Wprowadzenie

W ramach tego Zadania przeprowadzono symulacje MEPDG dla warunków zbliżonych do warunków panujących w Polsce. W szczególności uwzględniono:

- obciążenie ruchem,
- warunki gruntowe,
- warunki wodne,
- warunki termiczne (klimatyczne),
- typy konstrukcji (podatne oraz "półsztywne" z wykorzystaniem mieszanek WMS),
- konstrukcje nowe i wzmacniane,
- poziomy hierarchiczne 1 oraz 3 w MEPDG.

Do wszystkich symulacji wykorzystano wersje MEPDG 1.1 z dnia 31/8/2009. Dane klimatyczne przygotowano zgodnie z założeniami zaproponowanymi w Zadaniu 4, podczas gdy obciążenie ruchem przyjęto zgodnie z Zdaniem 3. Jako parametry (dane) wejściowe dla stałych materiałowych w metodzie MEPDG zaadaptowano wyniki badan laboratoryjnych przeprowadzonych w IBDiM w ramach Zadań 5 - 8 oraz 11. W części porównawczej wykorzystano ponadto wyniki badan cech nawierzchni (terenowych badan diagnostycznych) z Zadania 10. Propozycje konstrukcji nawierzchni przyjęto w oparciu o nowy Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych (KTKNPP, wersja 11.03.2013). Poszczególne dane wejściowe są przedstawione w kolejnych podrozdziałach.

Ogółem przeprowadzono **576** symulacji dla nowych konstrukcji oraz **432** symulacje dla konstrukcji wzmacnianych. Ponadto wykonano **5** symulacji dla wytypowanych odcinków terenowych (zobacz Tablica 79) w celu porównania rzeczywistego stanu nawierzchni na tych odcinkach z przewidywaniami z metody MEPDG.

## 5.1.2 Dane klimatyczne

W scenariuszach MEPDG uwzględniono 8 lokalizacji w Polsce, które zostały przedstawione na rysunku 13. Przy wyborze lokalizacji posługiwano się następującymi kryteriami:

- lokalizacje powinny odpowiadać typowym warunkom klimatycznym panującym w Polsce,
- w obrębie każdej lokalizacji powinny znajdować się:

- drogi o zróżnicowanym obciążeniu ruchem (KR5 do KR7 według nowego KTKNPP),
- o różne warunki gruntowe i wodne (G1, G2 oraz G4 według nowego KTKNPP).

Do każdej z lokalizacji w Polsce została odpowiednio dobrana stacja pogodowa z USA zgodnie z procedura przedstawiona w sprawozdaniu z Zadania 4. Wykaz lokalizacji w Polsce (według głównego miasta) i stacji z USA znajduje się w tablicy 8. Należy zaznaczyć, że te lokalizacje zostały użyte zarówno w projektach MEPDG nowych konstrukcji jak i konstrukcji wzmacnianych.



Rysunek 13 Lokalizacje scenariuszy MEPDG dla warunków w Polsce

Lokalizacja	Oznaczenie	Stacja pogodowa w USA	Liczba miesięcy z danymi klimatycznymi
Gdańsk	GDA	Oshkosh, WI	116
Szczecin	SZC	Quincy, IL	66
Poznań	POZ	Evanston, WY	79
Białystok	BIA	Redwood Falls, MN*	67
Warszawa	WAR	Rock Springs, WY	58
Wrocław	WRO	St. Louis, IL	105
Katowice	КАТ	Cheyenne, WY	116
Rzeszów	RZE	Ashland, WI	89

Tablica 8 Lokalizacje scenariuszy i odpowiadające stacje pogodowe w USA

## 5.1.3 Obciążenie ruchem drogowym w roku bazowym

W scenariuszach MEPDG przyjęto trzy poziomy obciążenia ruchem drogowym, które odpowiadają najcięższym kategoriom ruchu projektowego KR5, KR6 oraz KR7 (według nowego KTKNPP). Z klasyfikacji pojazdów ciężarowych usunięto pojazdy klasy 11, 12 oraz 13, które są niedopuszczone do ruchu na drogach w Polsce. Założony rozkład pozostałych klas pojazdów ciężarowych, identyczny dla każdego z trzech założonych poziomów ruchu, jest pokazany w tablicy 9.

Klasa FHWA	Rozkład w %	Kategoria wg KTKNPP
4	10	А
5	30	С
6	20	С
7	10	С
8	15	C + P
9	10	C + P
10	5	C + P

Tablica 9 Rozkład klas pojazdów ciężarowych dla scenariuszy MEPDG

W celu przeliczenia ruchu SDRR (z KTKNPP) na ruch AADTT (w MEPDG) niezbędne było przyjęcie szeregu założeń, które są przedstawione odpowiednio w tablicach 10 i 11. Pozostałe założenia (takie jak rozkład godzinowy i miesięczny pojazdów, widma osi na pojazd, rozkłady osi) przyjęto z domyślnymi wartościami MEPDG, które są omówione w sprawozdaniu z Zadania 3, punkt 2.1.4. Ostateczne trzy poziomy obciążenie ruchem przyjęte w scenariuszach MEPDG są pokazane w tablicy

12. Takie same poziomy ruchu zostały przyjętej w projektach MEPDG nowych konstrukcji jak i konstrukcji wzmacnianych.

Liczba pasów na projektowanym kierunku ruchu	2
Udział pojazdów ciężarowych na projektowanym kierunku ruchu	50%
Udział pojazdów ciężarowych na projektowany pasie ruchu	90%
Prędkość operacyjna pojazdów (ciężarowych)	50mph
Wskaźniki wzrostu ruchu	4%
Projektowana szerokość pasa ruchu	11.7ft
Okres projektowy	30 lat

### Tablica 11. Założenia przyjęte z KTKNPiP

Współczynnik przeliczeniowy pojazdów klasy C r <sub>c</sub>	0,5
Współczynnik przeliczeniowy pojazdów klasy C + P $r_{C+P}$	1,95
Współczynnik przeliczeniowy pojazdów klasy A $r_A$	1,25
Współczynnik obliczeniowy pasa ruchu $f_1$	0,45
Współczynnik szerokości pasa ruchu f <sub>2</sub>	1
Współczynnik pochylenia niwelety $f_3$	1
Projektowana szerokość pasa ruchu	3,5m
Okres projektowy	30 lat
Wskaźniki wzrostu ruchu	4%

Poziom obciążenia ruchem	Oznaczenie poziomu ruchu	N <sub>100</sub> (według KTKNPP)	Bazowy AADTT
1	5	15 510 622	1667
2	6	31 009 730	3333
3	7	62 030 975	6667

Tablica 12. Poziomy obciążenia ruchem przyjętej dla scenariuszy MEPDG

## 5.1.4 Warunki gruntowe i wodne

W każdej z 8 lokalizacji scenariuszy MEPDG założono występowanie trzech (3) różnych grup nośności podłoża gruntowego i warunków wodnych, które odpowiadają grupom G1, G2 oraz G4 z nowego KTKNPP. Dla każdej grupy podłoża przyjęto odpowiednia konstrukcje dolnych warstw nawierzchni z wykorzystaniem wyników z Zadania 5 i 7 oraz KTKNPP. Tablica 13 prezentuje trzy warianty warunków gruntowych dla nowych konstrukcji. Dla konstrukcji wzmacnianych przyjęto jednolita konstrukcje dolnych warstw a zmienna był moduł podłoża, jak pokazano w tablicy 13.

Wariant/ oznaczenie	Odpowiadająca grupa nośności według KTKNPP	Warstwy	Grubość (cm)	Moduł (MPa) lub CBR (%)	Moduł (psi)
1	61	Podbudowa pomocnicza	17	60%	35108
Ŧ	51	Podłoże gruntowe	-	80 MPa	11603
2 G2		Podbudowa pomocnicza	25	60%	35108
	Ulepszone podłoże	25 (20)*	20%	17380	
		Podłoże gruntowe	-	50 MPa	7252
		Podbudowa pomocnicza	35	60%	35108
4 G4	G4	Ulepszone podłoże	40	20%	17380
		Podłoże gruntowe	-	25 MPa	3626

Tablica 13. Trzy warianty warunków gruntowych dla nowych konstrukcji

\* w zależności od grubości górnych warstw konstrukcji, użyto dwie różne grubością (ze względu na warunek mrozoodporności)

Układ dolnych warstw	Grubość (cm)	Moduł (MPa) lub CBR (%)	Moduł (psi)
Podbudowa pomocnicza	15	20%	17380
		Wariant <b>1</b> 80 MPa	11603
Podłoże gruntowe	-	Wariant <b>2</b> 50 MPa	7252
		Wariant <b>4</b> 25 MPa	3626

Tablica 14. Trzy warianty warunków gruntowych dla wzmacnianych konstrukcji

Należy wspomnieć, ze przyjęte moduły warstw z mieszanek (gruntów) niezwiązanych reprezentują wartości projektowe (ang. *design value*). Ponadto, w przypadku Wariantu 2 z cieńszymi grubościami górnych warstw, grubość warstwy ulepszonego podłoża została zwiększona z 20 cm do 25 cm po ustaleniu grubością wszystkich warstw nawierzchni i ulepszonego podłoża oraz sprawdzeniu warunku mrozoodporności.

### 5.1.5 Nowe konstrukcje nawierzchni

W zakresie nowych konstrukcji nawierzchni do scenariuszy MEPDG przyjęto cztery (4) podstawowe konstrukcje w dwóch (2) wariantach materiałowych. Tablica 15 prezentuje osiem (8) wynikowych kombinacji. Parametry materiałowe uzyskano z badan laboratoryjnych przeprowadzonych w IBDiM w ramach Zadań 5 - 8 oraz 11. Tablica 15 przedstawia podsumowanie głównych parametrów wejściowych.

Warstwa	Grubość cm (in)	Materiał	Oznaczenie	
Ścieralna	4 (1.6)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	AC 16 W 35/50	B51	
Podbudowa zasadnicza z AC	18 (7.1)	AC 22 P 35/50		
Ścieralna	4 (1.6)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	AC 16 W 25/55-60	B52	
Podbudowa zasadnicza z AC	18 (7.1)	AC 22 P 25/55-60		
Ścieralna	4 (1.6)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	AC 16 W 35/50	B71	
Podbudowa zasadnicza z AC	24 (9.4)	AC 22 P 35/50		
Ścieralna	4 (1.6)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	AC 16 W 25/55-60	B72	
Podbudowa zasadnicza z AC	24 (9.4)	AC 22 P 25/55-60		
Ścieralna	3 (1.2)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	ACWMS 16 W 25/55-60	W51	
Podbudowa zasadnicza z AC	18 (7.1)	ACWMS 16 P 20/30		
Ścieralna	3 (1.2)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	ACWMS 22 W 25/55-60	W52	
Podbudowa zasadnicza z AC	18 (7.1)	ACWMS 22 P 20/30		
Ścieralna	3 (1.2)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	ACWMS 16 W 25/55-60	W71	
Podbudowa zasadnicza z AC	24 (9.4)	ACWMS 16 P 20/30		
Ścieralna	3 (1.2)	SMA 8 45/80-65		
Wiążąca	8 (3.1)	ACWMS 22 W 25/55-60	W72	
Podbudowa zasadnicza z AC	24 (9.4)	ACWMS 22 P 20/30	]	

Tablica 15. Osiem wariantów nowych konstrukcji nawierzchni

Materiał	Pozostaje na sicie (sumaryczny %)		Przechodzi przez sito (%)	PG	echodzi zez sito (%) PG	Efektywna zawartość	Zawartość wolnych	Gęstość obj. g/cm <sup>3</sup>
	3/4'' (19 mm)	3/8" (9.5 mm)	#4 (4.75 mm)	#200 (0.075 mm)		(v/v %)	(%)	(pcf)
SMA 8 45/80-65	0.00	1.52	54.10	11.83	76-22	14.6	3.2	2520 (157)
AC 16 W 35/50	0.59	32.07	53.12	5.66	70-16	9.9	4.2	2422 (151)
AC 22 P 35/50	8.71	38.70	52.92	6.01	70-16	8.9	5.3	2406 (150)
AC 16 W 25/55-60	0.73	34.83	60.17	5.44	76-16	9.2	4.9	2572 (160)
AC 22 P 25/55-60	8.32	39.42	58.40	5.84	76-16	7.8	5.2	2406 (150)
ACWMS 16 W 25/55-60	0.60	32.06	52.81	8.41	82-16	10.9	2.9	2661 (166)
ACWMS 16 P 20/30	0.48	24.73	47.15	6.92	76-10	10.2	3.3	2569 (160)
ACWMS 22 W 25/55-60	12.23	47.60	62.48	5.59	82-16	8.6	4.0	2607 (163)
ACWMS 22 P 20/30	8.32	39.42	58.40	5.84	76-10	7.8	5.2	2578 (161)

Tablica 16. Główne parametry materiałowe dla warstw asfaltowych

# 5.1.6 Wzmacniane konstrukcje nawierzchni

W symulacjach MEPDG dla wzmacnianych konstrukcji przyjęto dwa (2) warianty sposobu wzmocnienia. W obu wariantach przyjęto jednakowa konstrukcje istniejącej nawierzchni w trzech (3) stanach: bardzo złym (*ang*. very poor), średnim (*ang*. fair) i bardzo dobrym (*ang*. excellent). Tablica 17 prezentuje rozważane warianty wzmocnień.

Tablica 17. Warianty wzmocnień istniejącej konstrukcji nawierzchni

Nowe warstwy	Grubość cm (in)	Stan istniejącej nawierzchni	Oznaczenie
SMA 8 45/80-65 ścieralna	4 (1.6)	Bardzo zły	AC1
AC 16 W 35/50	9 (3.5)	Średni Bardzo dobry	AC3 AC5
SMA 8 45/80-65 ścieralna	3 (1.2)	Bardzo zły	WM1
ACWMS 16 25/55-60 W	9 (3.5)	Średni Bardzo dobry	WM2 WM3

We wszystkich wariantach istniejąca nawierzchnia została przyjęta jako 20 cm wykonana z AC 16 W 35/50 z asfaltem PG 76-10. Pozostałe dane materiałowe zarówno dla nowych, jak i dla istniejącej warstwy przyjęto zgodne z tablicą 16.

### 5.1.7 Poziomy hierarchiczne w MEPDG

We wszystkich symulacjach przyjęto poziom hierarchiczny 3 (*ang.* Level 3). Takie założenie przyjęto głównie z dwóch powodów. Po pierwsze, użycie zróżnicowanych poziomów hierarchicznych dla danych wejściowych nie zwiększa dokładności wyników symulacji MEPDG, gdyż dokładność wyników narzuca najniższy poziom wejściowy. Ustalenie poziomu najwyższego (tzn. Level 1) dla wszystkich danych wejściowych nie było możliwe w ramach tego projektu, ponieważ wymagałoby to znacząco większych nakładów badawczych i być może nie byłoby w ogóle możliwe ze względu na różnice pomiędzy metodami oceny właściwości materiałów i gromadzenia danych stosowanymi w Polsce oraz w USA. Po drugie, zróżnicowanie poziomów hierarchicznych doprowadziłoby do znacznego zwiększenia ilości rozważanych wariantów i utrudniłoby porównywanie wariantów (ze względu na różna dokładność danych wejściowych dla różnych poziomów).

### 5.1.8 Oznaczenia scenariuszy

Przedstawione powyżej warianty posłużyły do stworzenia **576** kombinacji scenariuszów MEPDG dla nowych konstrukcji oraz **432** kombinacji dla konstrukcji wzmacnianych. Tablica 18 prezentuje podsumowanie wszystkich scenariuszy dla obu typów symulacji wraz z przyjęta konwencją ich nazewnictwa.

Nowe konstrukcje					
Lokalizacja ( <b>8</b> )	Obciążenie ruchem ( <b>3</b> )	Warunki gruntowe ( <b>3</b> )	Konstrukcje ( <b>8</b> )	llość kombinacji: 8 × 3 × 3 × 8 = <b>576</b>	
GDA	5 (KR5)	1 (G1)	B51	Przykładowy wariant:	
SZC	6 (KR6)	2 (G2)	B52	BIA62B72	
POZ	7 (KR7)	4 (G4)	B71		
BIA			B72		
WAR			W51		
WRO			W52		
КАТ			W71		
RZE			W72		

#### Tablica 18. Podsumowanie scenariuszy MEPDG wraz z ich nazewnictwem

Konstrukcje wzmacniane					
Lokalizacja ( <b>8</b> )	Obciążenie ruchem ( <b>3</b> )	Warunki gruntowe ( <b>3</b> )	Konstrukcje ( <b>6</b> )	llość kombinacji: 8 × 3 × 3 × 6 = <b>432</b>	
GDA	5 (KR5)	1	AC1	Przykładowy wariant:	
SZC	6 (KR6)	2	AC3	WRO74WM2	
POZ	7 (KR7)	4	AC5		
BIA			WM1		
WAR			WM2		
WRO			WM3		
КАТ					
RZE					

Dla przykładu wariant BIA62B72 odnosi się do wariantu nowej konstrukcji z okolic Białymstoku (tablica 18), dla obciążenia ruchem na poziomie KR6 (tablica 18), warunków gruntowych (dolnych warstw konstrukcji) typu G2 (tablica 18) oraz konstrukcji górnych warstw typu B72 (tablica 18). W drugim przykładzie WRO74WM2, wzmacniana konstrukcja znajduje się w okolicach Wrocławia (tablica 18), przewidywany ruch jest na poziomie KR7 (tablica 18), dolne warstwy są typu 4 (tablica 18), a górne warstwy w układzie WM2 (tablica 18). Rysunek 14 przedstawia konstrukcje nawierzchni z obu scenariuszy.

<b>BIA62B72</b>		
	4	warstwa scieralna SMA 45/80-65
	8	warstwa wiazaca AC 16 W 25/55-60
	24	pod. zasadnicza AC 22 P 25/55-60
	25	pod. pomocnicza 60% CBR
	20	ulepszone podloze 20% CBR
		Podloze gruntowe 50 Mpa

WRO74WM2		
	3	warstwa scieralna
	9	SMA 45/80-65 warstwa wiazaca ACWMS16 25/55-60
	20	AC istniejaca AC 16 W PG 76-10 stan sredni (2)
	15	pod. pomocnicza 20% CBR
		Podloze gruntowe 25 Mpa

### Rysunek 14. Przykłady konstrukcje dla scenariusza BIA62B72 oraz WRO74WM2

### 5.1.9 Analiza wyników

### 5.1.9.1 Nowe konstrukcje

Zgodnie z objaśnieniem w poprzednich podrozdziałach, przeprowadzono **576** scenariuszów nowych nawierzchni w MEPDG. Po przeprowadzeniu każdego scenariusza uzyskano przebieg rozwoju cech nawierzchni w funkcji czasu. Rysunki 15-17 przedstawiają przykładowe przebiegi spękań zmęczeniowych (rysunek 15), deformacji trwałych (rysunek 16) oraz równości (rysunek 17) dla wybranych scenariuszów (WRO71B51, WRO74B51, POZ71B51, POZ74B51). Dalsza prezentacja wyników dla znaczących cech nawierzchni zawiera już tylko wartości uzyskane na końcu okresu projektowego, tzn. 30 lat dla nowych konstrukcji oraz 20 lat dla konstrukcji wzmacnianych.



Rysunek 15. Przykładowy rozwój spękań zmęczeniowych (*ang.* alligator cracking) według symulacji MEPDG



Rysunek 16. Przykładowy rozwój deformacji trwałych według symulacji MEPDG





Kolejne rysunki prezentują podsumowanie 576 symulacji MEPDG dla nowych konstrukcji na koniec okresu projektowego dla znaczących cech nawierzchni: spękań zmęczeniowych (rysunek 18), deformacji trwałych (rysunek 19) oraz równości podłużnej (IRI) (rysunek 20). Pozostałe cechy uzyskiwane z MEPDG nie zostały przedstawione ze względu na bardzo małe (lub zerowe) wartości obliczone przez MEPDG. W przypadku spękań poprzecznych było to spowodowane użytą we wszystkich konstrukcjach warstwą SMA, która uzyskuje bardzo dobre wyniki podatności oraz wytrzymałości na rozciąganie w niskich temperaturach. Materiał o takich właściwościach będzie odporny na spękania nisko-temperaturowe (tj. poprzeczne) według modelu użytego w MEPDG. Natomiast bardzo małe wartości spękań podłużnych wynikają prawdopodobniej ze znaczących grubości warstw asfaltowych przyjętych we wszystkich scenariuszach. Jest to również pozytywna i wartościowa informacja, która zobrazowuje wrażliwość tych modeli MEPDG zarówno na grubość warstw jak również na ich właściwości mechaniczne.

Wszystkie wyniki MEPDG są załączone do sprawozdania w formie elektronicznej (pliki .xls).


### a) podłoże typu 1

Panel variable: Konstrukcja

a) podłoże typu 2







Panel variable: Konstrukcja







b) poziom ruchu = 6

Panel variable: Konstrukcja









### a) podłoże typu 1

Panel variable: Konstrukcja

b) podłoże typu 2



Panel variable: Konstrukcja



### c) podłoże typu 4

Panel variable: Konstrukcja

#### Rysunek 20. Wyniki równości podłużnej (IRI) z MEPDG, a) podłoże typu 1, b) podłoże typu 2, c) podłoże typu 4

Na podstawie rysunków 18 - 20 można poczynić następujące obserwacje:

<u>w zakresie spękań zmęczeniowych</u> (rysunek 18) można stwierdzić, że największy wpływ mają obciążenie ruchem oraz grubość konstrukcji. W znacznie mniejszym stopniu, MEPDG reaguje na typ podłoża, lokalizacje oraz typ konstrukcji (B czy W). Najwyższe wartości przewidziane przez MEPDG są stosunkowo niewielkie i są poniżej 1%,

<u>w zakresie deformacji trwałych</u> (rysunek 19) można zauważyć znaczący wpływ typu podłoża, poziomu ruchu oraz grubości konstrukcji (B5 vs. B7 i W5 vs. W7). Mniejszy jest ponownie wpływ lokalizacji oraz typ konstrukcji (B czy W). Dla niektórych scenariuszy, przewidziana deformacja jest znaczna i wynosi powyżej 0,50 in,

<u>w zakresie równości podłużnej (IRI)</u> (rysunek 20) znaczące są wszystkie czynniki co wynika z budowy modelu IRI w MEPDG, który jest prostą korelacją wszystkich zniszczeń. Praktycznie wszystkie wyniki mieszczą się poniżej stosunkowo niskiej wartości 150 in/mi, ale należy pamiętać, że te wartości są przy 50% poziomie ufności.

Powyższe obserwacje zgadzają się z wieloczynnikową analizą wariancji (*ang.* analysis of variance, ANOVA) przedstawioną w Załączniku 13A. Załączona ANOVA testuje hipotezy o wpływie efektów głównych każdego czynnika (np. lokalizacji, typu konstrukcji, poziom ruchu) na badaną cechę (np. deformacje trwałe). Poprzez obserwacje kolumny sumy kwadratów (*ang.* sum of squares, SS) można ocenić jakościowo wpływ efektu czynnika na wariancję cechy. Ponadto, jeżeli wartości w kolumnie P (od *ang.* p-value) są małe (poniżej np. 0,05) to średnie wartości różnych poziomów tego czynnika są statystycznie różne. Innymi słowy, mamy wtenczas statystyczny "dowód", że wpływ efektu głównego tego czynnika na badaną cechę jest znaczący.

### 5.1.9.2 Wzmocnienia istniejących konstrukcji

Rysunki w tym rozdziale prezentują podsumowanie 432 symulacji MEPDG dla wzmacnianych konstrukcji na koniec okresu projektowego dla znaczących cech nawierzchni: spękań podłużnych (rysunek 21), spękań zmęczeniowych (rysunek 22), deformacji trwałych (rysunek 23) oraz równości podłużnej (IRI) (rysunek 24). Podobnie jak w przypadku nowych konstrukcji, MEPDG obliczył zerowe spękania poprzeczne co było spowodowane zastosowaną we wszystkich konstrukcjach warstwą SMA, która uzyskuje bardzo dobre wyniki podatności oraz wytrzymałości na rozciąganie w niskich temperaturach. Materiał o takich właściwościach będzie odporny na spękania nisko-temperaturowe (tj. poprzeczne) według modelu użytego w MEPDG.



Konstrukcja = AC; Stan istniejącej naw. = 1

Panel variable: Ruch



Panel variable: Ruch





Konstrukcja = AC; Stan istniejącej naw. = 1

Panel variable: Ruch



Konstrukcja = WM; Stan istniejącej naw. = 1

Panel variable: Ruch





Panel variable: Ruch

Rysunek 23. Przykład wyników deformacji trwałych z MEPDG

```
Stan istniejącej naw. = 1; Podłoże = 4
```



Panel variable: Ruch

### Rysunek 24. Przykładowy wynik równości podłużnej (IRI) z MEPDG

Na podstawie rysunków 21-24 można poczynić następujące obserwacje:

<u>w zakresie spękań podłużnych</u> (rysunek 21) model MEPDG przewidział bardzo małe wartości i zareagował jedynie w przypadku najgorszego (poziom 1) stanu istniejącej nawierzchni. Poza tym, można także zaobserwować znaczący wpływ lokalizacji, obciążenia ruchem oraz podłoża oraz w mniejszym stopniu wpływ typu konstrukcji,

<u>w zakresie spękań zmęczeniowych</u> (rysunek 22) model MEPDG ponownie przewidział stosunkowo małe wartości i zareagował jedynie w przypadku najgorszego (poziom 1) stanu istniejącej nawierzchni. Podobnie jak w przypadku spękań podłużnych, znaczące są ruch oraz lokalizacja. Na szczególną uwagę zasługuje znaczny wpływ typu konstrukcji (WM ma mniejsze spękania niż AC) oraz brak znaczącego wpływu podłoża,

<u>w zakresie deformacji trwałych</u> (rysunek 23) należy zwrócić uwagę, że przewidziane wartości są wyjątkowo małe i maksymalna wartość jest na rów. poziomie 0,20 in (5 mm). Stan istniejącej nawierzchni oraz podłoże mają znikomy wpływ, dlatego też rysunek 23 prezentuje tylko jeden scenariusz z ustalonymi poziomami tych parametrów. Poza tym można łatwo zaobserwować wpływ poziomu ruchu, lokalizacji oraz ponownie znaczny wpływ typu konstrukcji (WM ma mniejsze deformacje niż AC).

<u>w zakresie równości podłużnej (IRI)</u> (rysunek 24) model MEPDG przewiduje bardzo małe wartości (przy 50% poziomie ufności) co jest wynikiem małych predykcji innych zniszczeń. Podobnie jak dla deformacji trwałych rysunek 23 pokazuje wyniki przy ustalonych poziomach stanu istniejącej nawierzchni oraz typu podłoża. Największy wpływ na IRI mają lokalizacja, obciążenie ruchem oraz typ konstrukcji.

Podobnie jak dla scenariuszów nowych konstrukcji, powyższe obserwacje można zweryfikować z wieloczynnikową analizą wariancji ANOVA przedstawioną w Załączniku 13A dla konstrukcji wzmacnianych.

### 5.1.10 Terenowe odcinki doświadczalne

W celu bardzo wstępnego zweryfikowania zniszczeń nawierzchni w symulacjach MEPDG, w Zadaniu 10 wytypowano wraz z GDDKiA pięć (5) odcinków terenowych. Badania diagnostyczne przeprowadzone na tych odcinkach zostały porównane z wynikami MEPDG w zakresie zniszczeń (deformacji trwałych oraz równości). Następne rozdziały przedstawiają główne dane wejściowe do symulacji MEPDG dla odcinków terenowych oraz porównanie wyników z badaniami nawierzchni.

### 5.1.10.1 Symulacje odcinków w MEPDG

Na podstawie materiałów uzyskanych z GDDKiA jak również z badań terenowych, ustalono przybliżoną konstrukcję nawierzchni na wszystkich odcinkach terenowych. Ponadto ustalono także rok ostatniego remontu warstwy górnej jak również poziom obciążenia ruchem. Tablica 19 prezentuje przyjęte dane wejściowe dla odcinków doświadczalnych.

Odcinek ID	Ostatni remont	Droga	Ruch	Pikietaż [km]	Konstrukcja i podłoże
A	2005	DK48	KR2	67+000 69+000	15 cm BA (5 + 10) 15 cm podbudowa z kruszywa 40% CBR (27000 psi) Podłoże gruntowe 25 MPa (3600 psi)
В	2005	DK48	KR3	34+090 37+300	10 cm BA (5 + 5) 13 cm podbudowa zasadnicza 40% CBR (27000psi) 10 cm podbudowa pomocnicza 20% CBR (17000psi) Podłoże gruntowe 25 MPa (3600 psi)
С	1988	DK8	KR5	313+500 315+500	25 cm BA (8 + 17) 22 cm podbudowa stabilizowana cementem 50000psi Podłoże gruntowe 25 MPa (3600 psi)
D	1980	DK72	KR4	27+400 29+100	25 cm BA BA (8 + 17) 22 cm podbudowa z kruszywa 40% CBR (27000 psi) Podłoże gruntowe 25 MPa (3600 psi)
E*	2002	DK50	KR5	72+000 76+000	-

\* Nawierzchnia z betonu cementowego – pominięta w porównaniu

Spektrum pojazdów jak również inne parametry przyjęto podobnie jak dla symulacji MEPDG nowych i wzmacnianych konstrukcji. Dane temperaturowe przyjęto jak dla rejonu Warszawy.

### 5.1.10.2 Pomiary diagnostyczne

Na wszystkich odcinkach testowych wykonano pomiary diagnostyczne w 2011, które zostały przedstawione w sprawozdaniu z Zadania 10.

#### 5.1.10.3 Porównanie symulacji MEPDG i pomiarów terenowych

Rysunki 25-32 przedstawiają porównanie symulacji MEPDG z wartościami deformacji trwałych oraz równości (IRI) dla każdego z odcinków z uwzględnieniem czasu od ostatniego remontu. Każdy rysunek zawiera następujące wartości:

- 1. Wyniki symulacji MEPDG (w funkcji czasu); dla parametru IRI pokazane są wartości przy dwóch poziomach ufności: 50% oraz 90%.
- 2. Zakres pomierzonych wartości (min/max) na danym odcinku przypisany do czasu od ostatniego remontu danego odcinka.

 Średnią z pomierzonych wartość (średnia) na danym odcinku przypisaną do czasu od ostatniego remontu danego odcinka; wraz ze średnią wartością pokazany jest również 95% przedział ufności.

Na podstawie rysunków 25-32 można dojść na następujących wniosków/obserwacji:

- symulacje MEPDG całkiem trafnie przewidują oba zniszczenia biorąc pod uwagę znaczącą ilość założeń i niepewności przy przygotowaniu tych demonstracyjnych porównań,
- biorąc pod uwagę wszystkie odcinki, symulacje MEPDG lepiej przewidują parametr IRI,
- biorąc pod uwagę oba parametry (deformacje i równość), MEPDG najlepiej przewidziało zachowanie odcinka C. Jest to szczególnie pozytywne zważywszy iż jest to odcinek 25 letni.

Należy pamiętać, że wszystkie modele zachowań w MEPDG są skalibrowane na warunki w USA (materiałowe, klimatyczne, obciążenia ruchem itp.). Jeżeli modele zostałyby skalibrowane na warunki polskie, a przynajmniej na warunki europejskie, to takie porównanie byłoby znacznie dokładniejsze. Do takiej kalibracji należałoby jednak użyć danych ze znaczącej ilości jednorodnych odcinków o zróżnicowanym wieku nawierzchni, lokalizacji i konstrukcji oraz z dobrze udokumentowaną historią obciążenia ruchem drogowym oraz warunkami pogodowymi.



Rysunek 25. Porównanie pomierzonej równości podłużnej (IRI) z MEPDG na odcinku A



Rysunek 26. Porównanie pomierzonej deformacji trwałej z MEPDG na odcinku A



Rysunek 27. Porównanie pomierzonej równości podłużnej (IRI) z MEPDG na odcinku B



Rysunek 28. Porównanie pomierzonej deformacji trwałej z MEPDG na odcinku B





Rysunek 29. Porównanie pomierzonej równości podłużnej (IRI) z MEPDG na odcinku C



Rysunek 30. Porównanie pomierzonej deformacji trwałej z MEPDG na odcinku C





Rysunek 31. Porównanie pomierzonej równości podłużnej (IRI) z MEPDG na odcinku D



Rysunek 32. Porównanie pomierzonej deformacji trwałej z MEPDG na odcinku D

### 6 Zadanie 14: Wykonanie z zastosowaniem MEPDG porównawczej analizy ekonomicznej projektów

Jak w Zadaniu 12.

### 7 Zadanie 15: Opracowanie podręcznika użytkowania MEPDG przystosowanego do polskich warunków

W załączeniu przedstawiamy podręcznik Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide : Podręcznik Mechanistyczno - Empirycznego Projektowania Nawierzchni Drogowych w warunkach polskich.

W podręczniku przedstawiającym oryginalny opis MEPDG włączono Komentarze wskazujące na różnice między normami i metodami badawczymi stosowanym w USA i w Polsce.

### Załącznik 13A: ANOVA dla nowych konstrukcji

#### General Linear Model: Spękanie zmęczen versus Lokalizacja; Ruch; ...

Factor Lokalizacja Ruch Podłoże Konstrukcja Alt. konstrukcji	Type fixed fixed fixed fixed	Levels 1 8 3 3 1 3 1 4 1 2	Values BIA; GDA 5; 6; 7 1; 2; 4 B5; B7; V 1; 2	; KAT; PO2 W5; W7	Z; RZE;	SZC; WAR; V	IRO
Analysis of Varia	ance fo	or Spękani	e zmęczen:	iowe %, us	sing Adj	usted SS fo	or Tests
Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	P	
Lokalizacja	7	0,62173	0,62173	0,08882	10,51	0,000	
Ruch	2	5,81762	5,81762	2,90881	344,06	0,000	
Podłoże	2	0,05628	0,05628	0,02814	3,33	0,037	
Konstrukcja	3	4,66514	4,66514	1,55505	183,93	0,000	
Alt. konstrukcji	1	2,24598	2,24598	2,24598	265,66	0,000	
Error	560	4,73443	4,73443	0,00845			
Total	575	18,14117					
S = 0,0919474 F	R-Sq =	73,90%	R-Sq(adj)	= 73,20%			

#### General Linear Model: Całk. deformacja versus Lokalizacja; Ruch; ...

Factor	Type	Levels	Values
Lokalizacja	fixed	8	BIA; GDA; KAT; POZ; RZE; SZC; WAR; WRO
Ruch	fixed	3	5; 6; 7
Podłoże	fixed	3	1; 2; 4
Konstrukcja	fixed	4	B5; B7; W5; W7
Alt. konstrukcji	fixed	2	1; 2

Analysis of Variance for Całk. deformacja trwała in, using Adjusted SS for Tests

Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	P
Lokalizacja	7	0,95530	0,95530	0,13647	263,30	0,000
Ruch	2	2,64493	2,64493	1,32247	2551,48	0,000
Podłoże	2	4,94658	4,94658	2,47329	4771 <b>,</b> 80	0,000
Konstrukcja	3	2,93502	2,93502	0,97834	1887,54	0,000
Alt. konstrukcji	1	0,03751	0,03751	0,03751	72,36	0,000
Error	560	0,29026	0,29026	0,00052		
Total	575	11,80959				

S = 0,0227665 R-Sq = 97,54% R-Sq(adj) = 97,48%

### General Linear Model: IRI in/mi versus Lokalizacja; Ruch; ...

Factor	Type	Levels	Values				
Lokalizacja	fixed	8	BIA; G	DA; KAT;	POZ; RZE	; SZC;	WAR; WRO
Ruch	fixed	3	5;6;	7			
Podłoże	fixed	3	1; 2;	4			
Konstrukcja	fixed	4	в5; в7	; w5; w7			
Alt. konstrukcji	fixed	2	1; 2				
Analysis of Varia	nce for	IRI in/	mi, usi	ng Adjust	ed SS for	r Tests	
-				5 5			
Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	Р	
Lokalizacja	7	6028,9	6028,9	861,3	989,19	0,000	
Ruch	2	4404,1	4404,1	2202,0	2529,05	0,000	
Podłoże	2	7943,9	7943,9	3971,9	4561,83	0,000	
Konstrukcja	3	4858,3	4858,3	1619,4	1859,93	0,000	
Alt. konstrukcji	1	48,8	48,8	48,8	56,08	0,000	
Error	560	487,6	487,6	0,9			
Total	575 2	3771,6					

S = 0,933109 R-Sq = 97,95% R-Sq(adj) = 97,89%

## ANOVA dla konstrukcji wzmacnianych

#### General Linear Model: Spękanie podłużn versus Lokalizacja; Ruch; ...

Factor	Type	Levels	Values				
Lokalizacja	fixed	l 8	BIA; GD	A; KAT;	POZ; RZ	E; SZC;	WAR; WRO
Ruch	fixed	l 3	5;6;7				
Podłoże	fixed	l 3	1; 2; 4				
Konstrukcja	fixed	l 2	AC; WM				
Stan istniejącej naw.	fixed	l 3	1; 3; 5	i			
Analysis of Variance f	for Spę	kanie po	dłużne ft	/mi, us:	ing Adju	sted SS	for Tests
Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	P	
Lokalizacja	7	4,0739	4,0739	0,5820	3,56	0,001	
Ruch	2	2,9593	2,9593	1,4797	9,04	0,000	
Podłoże	2	5,5302	5,5302	2,7651	16,90	0,000	
Konstrukcja	1	0,5561	0,5561	0,5561	3,40	0,066	
Stan istniejącej naw.	2	10,0816	10,0816	5,0408	30,80	0,000	
Error	417	68,2398	68,2398	0,1636			
Total	431	91,4409					

S = 0,404530 R-Sq = 25,37% R-Sq(adj) = 22,87%

#### General Linear Model: Spękanie zmęczen versus Lokalizacja; Ruch; ...

Factor	Туре	Levels	Values
Lokalizacja	fixed	8	BIA; GDA; KAT; POZ; RZE; SZC; WAR; WRO
Ruch	fixed	3	5; 6; 7
Podłoże	fixed	3	1; 2; 4
Konstrukcja	fixed	2	AC; WM
Stan istniejącej naw.	fixed	3	1; 3; 5

Analysis of Variance for Spękanie zmęczeniowe %, using Adjusted SS for Tests

Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	P
Lokalizacja	7	0,12735	0,12735	0,01819	5,80	0,000
Ruch	2	0,26603	0,26603	0,13301	42,44	0,000
Podłoże	2	0,01091	0,01091	0,00546	1,74	0,177
Konstrukcja	1	0,11567	0,11567	0,11567	36,90	0,000
Stan istniejącej naw.	2	1,62504	1,62504	0,81252	259,23	0,000
Error	417	1,30700	1,30700	0,00313		
Total	431	3,45200				

S = 0,0559849 R-Sq = 62,14% R-Sq(adj) = 60,87%

#### General Linear Model: Całk. deformacja versus Lokalizacja; Ruch; ...

Factor	Type	Levels	Values			
Lokalizacja	fixed	8	BIA; GDA;	KAT; POZ;	RZE; SZC	; WAR; WRO
Ruch	fixed	3	5; 6; 7			
Podłoże	fixed	3	1; 2; 4			
Konstrukcja	fixed	2	AC; WM			
Stan istniejącej nav	w. fixed	3	1; 3; 5			
Analysis of Variance Tests	e for Cał	k. deform	acja trwał	a in, usin	g Adjusted	d SS for
Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	P
Lokalizacja	7	0,183775	0,183775	0,026254	323,03	0,000
Ruch	2	0,343086	0,343086	0,171543	2110,72	0,000
Podłoże	2	0,014482	0,014482	0,007241	89,09	0,000
Konstrukcja	1	0,157934	0,157934	0,157934	1943,28	0,000
Stan istniejącej nav	v. 2	0,018815	0,018815	0,009408	115,75	0,000
Error	417	0,033890	0,033890	0,000081		
Total	431	0,751982				
S = 0,00901511 R-8	5q = 95,4	9% R-Sq	[(adj) = 95	,34%		

### General Linear Model: IRI in/mi versus Lokalizacja; Ruch; ...

Factor	Туре	Levels	Values
Lokalizacja	fixed	8	BIA; GDA; KAT; POZ; RZE; SZC; WAR; WRO
Ruch	fixed	3	5; 6; 7
Podłoże	fixed	3	1; 2; 4
Konstrukcja	fixed	2	AC; WM
Stan istniejącej naw.	fixed	3	1; 3; 5

Analysis of Variance for IRI in/mi, using Adjusted SS for Tests

Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	P
Lokalizacja	7	1266,62	1266,62	180,95	1350,92	0,000
Ruch	2	563 63	563 63	281 81	2103 99	0 000
Podłoże	2	22,73	22,73	11,36	84,85	0,000
Konstrukcja	1	256,07	256,07	256,07	1911,81	
Stan istniejącej naw. Error Total	2 417 431	23,17 55,85 2188,06	23,17 55,85	11,58 0,13	86,48	0,000

S = 0,365981 R-Sq = 97,45% R-Sq(adj) = 97,36%

## Instytut Badawczy Dróg i Mostów

### **Road and Bridge Research Institute**

ul. Instytutowa 1, PL 03-302 Warszawa, Polska / Poland tel. (48 22) 698 06 06, 814 50 25, fax 814 50 28

Zakład Geotechniki i Fundamentowania Tel. 22 39 00 171, tel. 22 39 00 183, fax 22 39 00 193



### TN-253: Przystosowanie do polskich warunków Mechanistyczno-Empirycznej Metody Projektowania Nawierzchni Asfaltowych MEPDG (USA)

Zadanie 11-2: Przeprowadzenie badań weryfikujących przyjęte metody zastępcze charakterystyki materiałów, część 2

## Właściwości sprężyste wybranych gruntów naturalnych wraz z oceną wg klasyfikacji PN i AASHTO – badania porównawcze

Opracowanie: mgr inż. Beata Gajewska dr inż. Cezary Kraszewski

Badania:

techn. Marzenna Har techn. Piotr Żuławnik

### 1. Wprowadzenie

W ramach kontynuacji zadania 5 "*Przystosowanie metod gromadzenia danych oceny podłoża gruntowego do metody MEPDG*" przeprowadzono badania właściwości sprężystych wybranych gruntów naturalnych.

Zakres badań obejmował:

- Klasyfikację gruntów wg metodyki PN-B-02480 [1] i metodyki AASHTO [2],
- Badania modułu sprężystości wybranych gruntów: metodą obciążenia sztywną płytą [5], metodą trójosiową [7, 8], oraz na podstawie znanych zależności [10] i analizę wyników w odniesieniu do zaleceń MEPDG opartych na badaniu AASHTO T307 [3]

Do badań wybrano następujące grunty:

- grunt niespoisty pospółka
- grunt mało spoisty piasek gliniasty
- grunt spoisty glina

Po szczegółowym zapoznaniu się z treścią AASHTO T307 i rozpoznaniu możliwości wykonania badań wg tej metodyki w Polsce zdecydowano przeprowadzić badania dostępnymi metodami w kraju. Z rozpoznania krajowego wynika, że badanie wg AASHTO T307 jest na razie możliwe jedynie w nowoczesnych ośrodkach naukowych tylko na zasadzie indywidualnego przystosowania zaawansowanej aparatury badawczej i brak jest w tym zakresie doświadczeń. Dlatego badania prowadzone w ramach tematu MEPDG miały na celu ustalenie, która z metod badania modułu sprężystości dla gruntów (stosowana standardowo w Polsce) najbardziej odpowiada założeniom MEPDG i będzie mogła mieć zastosowanie w tej metodzie projektowania. Dokonano również analiz dostępnych danych literaturowych na temat wartości modułu sprężystości gruntów w Polsce.

### 2. Szczegółowy program badań

Metoda MEPDG opiera się na klasyfikacji gruntów AASHTO, więc w celu znalezienia wspólnej płaszczyzny dla porównania właściwości tych gruntów należało dokonać ich klasyfikacji wg metody polskiej i amerykańskiej. Ustalono zatem nazwy gruntów wg PN-B-02480 i dokonano klasyfikacji geotechnicznej wg AASHTO (klasy A1÷A7).

Założony program badań obejmował:

- 1. Ustalenie nazwy gruntu wg PN-B-02480 i AASHTO na podstawie:
  - przesiewu (uwzględniono sita #: 2.0mm, 0.425mm, 0.075mm i 0.063mm)
  - granic konsystencji w<sub>L</sub> i w<sub>p</sub> (materiału przechodzącego przez sito # 0.425mm)
- 2. Ustalenie max. gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i wilgotności optymalnej metodą Proctora wg PN-B-04481 [4]
- 3. Zagęszczenie 4 próbek CBR przy  $w_{opt}$  do *I*s=1.00. 3 próbki badanie modułu sprężystości przez obciążenie płytą [5] oraz badanie CBR [6] (przy wilgotności

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> PN-B-02480:1986 Grunty. Określenia i symbole

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> AASHTO D 2487-06 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> AASHTO T 307 Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> PN-88/B-04481 Grunty budowlane - Badania próbek gruntu.

optymalnej  $w_{opt}$ ) – jedna próbka zabezpieczona przed wyschnięciem do badań trójosiowych.

- 4. Badania trójosiowe wg metodyki opartej na PKN-CEN ISO/TS 17892-8 [7], PKN-CEN ISO/TS 17892-9 [8].
- 5. Obliczenie E z zależności TRRL [10].
- 6. Moduł E z badania trójosiowego.
- 7. Moduł E z obciążeń sztywną płytą [5].
- 8. Analiza wyników badań i porównanie pomierzonych wartości modułów E z danymi AASHTO.

### 3. Wyniki badań gruntów i ich klasyfikacja geotechniczna wg PN-B-02480 i AASHTO

Dla trzech rodzajów gruntów przeprowadzono badania w zakresie umożliwiającym ich sklasyfikowanie wg metodyki polskiej PN-B-02480 i AASHTO. Wyniki badań przedstawione zostały w załączniku 1. Poniżej przedstawiono metodykę klasyfikowania gruntów do grupy geotechnicznej AASHTO.

### Grunt 1

Rodzaj gruntu wg PN-B-02480:1986 - pospółka

Klasa geotechniczna AASHTO:

- % przechodzi przez sito:
  - 2.0 mm 80.13%

0.425 mm - 51.16%

- $0.075\ mm 1.59\%$
- $\leq 35\%$  przechodzi przez sito 0.075 mm materiał sypki
- zawartość ziaren d < 0,075 mm jest mniejsza od 5% nie oznaczamy granic płynności i plastyczności

Pierwszą grupą spełniającą powyższe kryteria jest grupa A-3.

### Grunt 2

Rodzaj gruntu wg PN-B-02480:1986 - piasek gliniasty

Klasa geotechniczna AASHTO:

aparacie trójosiowego ściskania bez odpływu wody gruntów nieskonsolidowanych

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Tymczasowe wytyczne techniczne laboratoryjnego oznaczania modułów sprężystości gruntów i materiałów drogowych Prace COBiRTD 3/68

<sup>&</sup>lt;sup>6</sup> PN-EN 13286-47 Mieszanki niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym - Część 47: Metoda badania do określenia kalifornijskiego wskaźnika nośności, natychmiastowego wskaźnika nośności i pęcznienia liniowego <sup>7</sup> PKN-CEN ISO/TS 17892-8:2009 Badania geotechniczne – Badania laboratoryjne gruntów – cz. 8: Badanie w

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> PKN-CEN ISO/TS 17892-9:2009 Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 9: Badanie gruntów w aparacie trójosiowego ściskania po nasyceniu wodą

- % przechodzi przez sito:

2.0 mm - 99.54%

0.425 mm - 92.52%

 $0.075\ mm-34.98\%$ 

- ≤35% przechodzi przez sito 0.075 mm materiał sypki
- zawartość ziaren d < 0,075 mm jest większa od 5% w<sub>L</sub> = 14.10%, nie wyznaczono w<sub>P</sub> (grunt nie dał się wałeczkować); wskaźnik plastyczności I<sub>P</sub> oszacowano na podstawie zawartości frakcji iłowej - I<sub>P</sub>≈ 3%

Pierwszą grupą spełniającą powyższe kryteria jest grupa A-2-4.

#### Grunt 3

Rodzaj gruntu wg PN-B-02480:1986 - glina

Klasa geotechniczna AASHTO:

- % przechodzi przez sito:
  - 2.0 mm 98.47%

 $0.425\ mm-93.12\%$ 

 $0.075 \ mm - 55.12\%$ 

- > 35% przechodzi przez sito 0.075 mm materiał spoisty
- zawartość ziaren d < 0,075 mm jest większa od 5% w<sub>L</sub> = 27.6%, w<sub>P</sub> = 16.20%; wskaźnik plastyczności I<sub>P</sub> = 11,4%

Pierwszą grupą spełniającą powyższe kryteria jest grupa A-6.

### 4. Badania modułu sprężystości

Badania modułu sprężystości wykonano na materiale (grunt) zagęszczonym do wskaźnika Is=1.00 przy wilgotności optymalnej w cylindrach CBR. Takie założenie wynikało z podręcznika MEPDG [9]. W czasie badania próbki charakteryzowały się wilgotności zbliżoną do wilgotności optymalnej.

#### 4.1 Badanie przez obciążenie płytą sztywną.

Metoda została opisana w instrukcji COBiRTD [5]. Badanie polega na pomiarze odkształceń sprężystych gruntu (przy odciążeniu próbki sztywną płytą) po zadanym obciążeniu. Wartość modułu sprężystości oblicza się wg wzoru:

$$E = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{p \cdot D}{s} \cdot (1 - \nu)$$

gdzie:

p – ciśnienie [MPa] s – odkształcenie sprężyste [mm]

<sup>&</sup>lt;sup>9</sup> Mechanistic Empirical Pavement Design Guide. A manual of practice, 2008.

- D średnica płyty obciążającej [mm]
- v współczynnik Poissona (0.35)

Poniżej na fot. przedstawiono badanie na prasie w laboratorium wg metodyki COBiRTD [5]



Fot. 1 – widok aparatury do obciążeń gruntów płytą sztywną.

### 4.2 Moduł sprężystości (E) określony z CBR

Istnieje wiele korelacji do określania (szacowania) modułu sprężystości gruntów na podstawie innych cech. Np. dla gruntów bardzo popularne jest badanie CBR, dla którego istnieją różne przeliczniki na moduł E. Dla gruntów często stosowany w Europie i w Polsce jest wzór [10]:

$$E = 17.6 \cdot CBR^{0.64}$$

### 4.3 Badanie w aparacie trójosiowym

Badania wykonano dla średniego naprężenia efektywnego w komorze trójosiowej przy naprężeniu izotropowym 150 kPa metodą zmodyfikowaną (bender element test).

Fale generowane i odbierane są przez piezoelementy typu bender element, które obecnie są coraz powszechniej stosowane w laboratoriach mechaniki gruntów w celu wyznaczania maksymalnych wartości modułów sprężystych: Younga  $E_{max}$  i ścinania  $G_{max}$  oraz współczynnik Poissona v.

Badania przeprowadzono w aparaturze produkcji brytyjskiej firmy GDS instruments Ltd.

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Powell, W. D., Potter, J. F., Mayhew, H. C., and Nunn, M. E. 1984. The structural design of bituminous roads, TRRL report LR 113, 62, (TRRL: London).



Rys. 1 Zasada badania metodą bender element test.



Rys 2. Próbka zainstalowana w zmodyfikowanej komorze trójosiowej.

Badanie polegało na określeniu czasu przejścia mechanicznej fali poprzecznej S i podłużnej P przez walcową próbkę gruntu o znanych wymiarach (średnicy 70 mm i wysokości 140 mm, smukłość próbki = 2). Metoda ta jest alternatywą dla badań w kolumnie rezonansowej lub badań próbki z wewnętrznym pomiarem odkształceń (bezpośrednio na próbce gruntu). Badania przeprowadzono w warunkach bez odpływu oraz w warunkach naprężenia izotropowego.

### 5. Wartości modułów sprężystości gruntów – analiza wartości wg różnych źródeł

Analizowano wartości modułów sprężystości gruntów polskich zarówno na podstawie literatury [Wiłun<sup>11</sup>, Rolla<sup>12</sup>], dotychczasowej normy PN-B-03020 [13], warunków technicznych Id-3<sup>14</sup>, jak i dane z dostępnych dokumentacji geotechnicznych. Brak jest szczegółowych zalecanych wartości właściwości sprężystych gruntów polskich. W literaturze dostępne są dane odnośnie materiałów drogowych, np. gruntów stabilizowanych. W tablicy 1 zestawiono dane zalecane w MEPDG i dane literaturowe dla nasypów i podłoża gruntowego. W przypadku pozostałych źródeł pełne dane dla wszystkich klas geotechnicznych nie były dostępne.

<sup>&</sup>lt;sup>11</sup> Z. Wiłun "Zarys Geotechniki", WKŁ 1987

<sup>&</sup>lt;sup>12</sup> Rolla S. Projektowanie nawierzchni. WKiŁ 1987

 <sup>&</sup>lt;sup>13</sup> PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
<sup>14</sup> Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego Id-3, Załącznik do zarządzenia Nr 9/2009 Zarządu PKP

<sup>&</sup>lt;sup>14</sup> Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego Id-3, Załącznik do zarządzenia Nr 9/2009 Zarządu PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. z dnia 4 maja 2009 r.

Klasa geotechniczna AASHTO	Zalecan przy op 180) M	e warto tymalne EPDG	ości modułu ej wilgotno	ı sztywr ści grun	ności spręży atu (AASH)	Moduły sprężystości E wg Z. Witure	Moduły sprężystości gruntów E					
	zasadni pomocr nawierz podatny sztywny	cza/ nicza chni ch i ych i	podłoże gruntowe nawierzcł podatnym	pod miami ii	nasyp i podłoże gruntowe nawierzcł sztywnyn	pod miami ni	w huna	Rolla 1987)				
	psi	MPa	psi	MPa	psi	MPa	MPa	MPa				
A-1-a	40000	276	29500	203	18000	124	150-500	120-130				
A-1-b	38000	262	26500	183	18000	124	(600)					
A-2-4	32000	221	24500	169	16500	114	150-300	35-130				
A-2-5	28000	193	21500	148	16000	110		W				
A-2-6	26000	179	21000	145	16000	110		zależności				
A-2-7	24000	165	20500	141	16000	110		od				
								wilgotności				
A-3	29000	200	16500	114	16000	110	150	100				
A-4	24000	165	16500	114	15000	103	20-120	20-60				
A-5	20000	138	15500	107	8000	55	w	W				
A-6	17000	117	14500	100	14000	97	zależności	zależności				
A-7-5	12000	83	13000	90	10000	69	od	od				
A-7-6	8000	55	11500	79	13000	90	wilgotności	wilgotności				

Tablica 1. Zestawienie typowych właściwości sprężystych materiałów na podstawie literatury

Tablica 2. Porównanie właściwości sprężystych materiałów wg danych MEPDG dla nasypu i podłoża gruntowego pod nawierzchniami podatnymi oraz danych literaturowych

Klasa geotechniczna AASHTO	Rodzaj gruntu	Wartości modułu sztywności sprężystej przy optymalnej wilgotności gruntu dla nasyp i podłoża gruntowego pod nawierzchniami	Moduły sprężystości E wg Z. Wiłuna
		podatnymi wg MEPDG	
		MPa	MPa
A-1-a	Okruchy skalne, żwir i	183-203	150-500
A-1-b	piasek		
A-2-4	Pylaste lub ilaste	141-169	150-300
A-2-5	piasek i żwir		
A-2-6			
A-2-7			
A-3	Piasek drobny	114	150
A-4	Grunty pylaste	107-114	20-120
A-5			w zależności od
A-6	Grunty ilaste	79-100	wilgotności
A-7-5	]		
A-7-6			

W tablicy 2 zestawiono typowe wartości modułów sprężystości E zalecane w podręczniku MEPDG i wartości modułów wg danych literaturowych dla gruntów polskich. Z podanego

zestawienia wynika, że w przypadku nasypu i podłoża gruntowego pod nawierzchniami podatnymi, wartości zalecane wartości modułów E w podręczniku MEPDG mieszczą się w zakresie podawanym w literaturze dla typowych gruntów polskich. Dostępne dane literaturowe [Z. Wiłun] zawierają się w szerokim zakresie, co wymaga przez inżyniera doświadczenia w doborze prawidłowej wartości do obliczeń. Wynika stąd wniosek, że podział gruntów MEPDG i przypisane im wartości modułów sprężystości jest bardziej precyzyjny niż dane literaturowe w Polsce.

### 6. Wyniki badań

Szczegółowe wyniki badań i obliczenia przedstawiono w załącznikach. Syntetyczne zestawienie wszystkich wyników badań przedstawiono poniżej w tablicy 3.

	wilgotnośc optymalna, zagęszczenie Is=1.00													
Cecha	1 - P	ospółka	2- Piase	k gliniasty	3	- Glina								
Cecna		A-3		A-2-4		A-6								
	Klasylikacja AASH I U	E <sub>MEPDG</sub> =114 MPa	Klasylikacja AASHTO	E <sub>MEPDG</sub> =169 MPa	Klasylikacja AASHTO	E <sub>MEPDG</sub> =100 MPa								
Madul annaturta fai E	7	1.23	82	.66		50.53								
Moduł spręzystosci E	6	3.59	56	i.66		34.77								
[IVIPA] wg metody COBIRTD	8	4.35	10	1.54		44.25								
E <sub>średni</sub> [MPa]		73	8	30		43								
E <sub>min</sub> [MPa]	6	3.59	56	i.66	34.77									
E <sub>max</sub> [MPa]	8	4.35	10	1.54		50.53								
	CBR 2.5	CBR 5.0	CBR 2.5	CBR 5.0	CBR 2.5	CBR 5.0								
CBR wg PN FN 13286-47	23	10	68	56	11	10								
Obit wg i ti Eit to 200 4	25	9	53	55	13	11								
	22	10	72	45	14	13								
E=17.6*CBR^0.64	131	77	262	231	82	77								
	138	72	223	229	91	82								
	127	77	272	201	95	91								
E <sub>sredni</sub>	132	75	252	220	89	83								
Badanie trójosiowe moduł Younga E <sub>max</sub> [MPa]	32	26.6	42	6.1	4	00.5								

Tablica 3 – Zestawienie wyników badań

### 7. Podsumowanie i wnioski

Analizując szczegółowo wartości modułów sprężystości określonych różnymi metodami zauważa się, że występują znaczne różnice w zależności od przyjętej metody. Określone wartości w badaniach są również znacząco różne w stosunku do modułów przyjmowanych w podręczniku MEPDG.

Moduły określone wg metodyki COBRiTD są znacznie mniejsze (średnio o ok. 50%) od wartości przyjmowanych dla tych gruntów wg MEPDG.

Odmienną tendencję stwierdzono w badaniach CBR. Wartości modułów określone z badania CBR są wyższe (o 16÷49%) od wartości przyjmowanych dla tych gruntów wg MEPDG. Jedynie w przypadku gliny stwierdzono, że moduł określony z CBR jest zbliżony do MEPDG (odchyłka -10%). Zauważa się, że większe rozbieżności dotyczą wyższych wartości CBR, co wskazuje, że zależność wg TRLL ogranicza się do gruntów o niskim CBR (do 10÷15%). Dla materiałów o wyższym CBR wzoru nie zaleca się stosować.

Moduły wyznaczone w zmodyfikowanym aparacie trójosiowym (metodą bender element test) są znacznie większe od zalecanych w podręczniku MEPDG. Ich wartość jest od 2,52 razy większa dla gruntu 2 do 4 razy większa dla gruntu 3.

### WNIOSEK KOŃCOWY

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.

### Załącznik 1 Wyniki badań gruntów i ich klasyfikacja geotechniczna wg PN-B i AASHTO

		ANALIZA	KARTA E SITOWA / PN -	BADANIA B - 04481 : 198	38 pkt. 4.1		WŁAŚCIWOŚCI GRUNTU										
	NR Z	LECENIA / UMC	WY		Temat MEPDG		ZAWARTOŚĆ	FRAKCJI	SUMA								
	-	NR PRÓBKI			próbka nr 1		(nazwa)	(%)									
-		OPIS PRÓBKI		m	ateriał do bada	ń	KAMIENISTA f <sub>k</sub>	0									
		WPIB			D. Z. Januarila		ZWIROWA fz	40-2 mm	20.47								
	BA	DANIE WYKON	AŁ.		P. Zuławnik			2-0.05 mm	79.53								
	KO		CA					0.05-0.002 mm	0								
		DATA BADANIA					Wekaźnik nośności	< 0.002	0								
Wymia	ar oczka		Masa pozostałości r	na sicie	zawartość	suma	CBR		23								
s	sita	mi	mi∆	Σmi	na sicie	zawartości	WSKAŹNIK										
[ n	nm ]	[g]	[g]	[g]	[%]	[%]	RÓŻNOZIARNIST.	U									
60	.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	WILGOTNOŚĆ		8 50%								
	25	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	OPTYMALNA	Wopt	0.0070								
-	10	6.00	0.000	6.000	0.60	0.60	MAX. GĘSTOSC	⊡do	1.869 g/cm3								
	2	198.70	0.000	198.700	19.87	20.47	OBJĘT.SZKIELETU	us	Ű								
0	425	212.80	0.000	212 800	7.09	27.56	PLASTYCZNOŚCI	Wp									
0	.25	303.30	0.000	303.300	30.33	79.17	GRANICA										
(	0.1	184.20	0.000	184.200	18.42	97.59	PŁYNNOŚCI	W									
0.	075	8.20	0.000	8.200	0.82	98.41		-									
0.	063	0.10	0.000	0.100	0.01	98.42	WILGOTNOŚĆ										
<0	,063	15.80	0.000	15.800	1.58	100.00	NATURALNA	Wn									
sı	uma	1000	0.000	1000.000	100.00												
						1											
maga	untu urziotok	OZN	ACZENIE STRAT N	1000.00													
masa gru	intu wzięteg	sianiu [⊡ Mi]	, j	1000.00													
straty ma	sowe [Sm	= Ms- 🗆 Mi]		0.00		1											
straty wz	ględne [Sv	v = Sm / Ms ]*10	0	0.000													
		STI	RATY DOPUSZCZA	LNE													
L		WZGLĘD	NE	Sw	dop = 0.5 %												
0						Wykres uziar	nienia										
10																	
20		-++++	1111	+ + + + + + + + + + + + + + + + + + + +		+ + + + + + + + +			-+++++								
<b>5</b> 30				+ + + + + + + + + + + + + + + + + + + +													
<u></u> ୩ 40																	
8																	
<b>e</b> 60				+ + + + + + + + + + + + + + + + + + + +		+++++++											
<b>Ř</b> 70				+ + + + + + + + + + + + + + + + + + + +			/ / / / / / / / / / / / / / / /										
80																	
90																	
100																	
0.	.000		0.001	0.0	710	sito #	[mm]	10.000	100.000								
	RODZAJ G	RUNTU	analiza makroskop	oowa													
L			analiza sitowa		pospółka												

# Właściwości sprężyste wybranych gruntów naturalnych wraz z oceną wg klasyfikacji PN i AASHTO – badania porównawcze

				B	A I	DA	N		E	G	R	UI	ΝΤ	Ū	J	W	g I	PN	1-8	8/	В-	04	48	81													
			- 11	71	ΔΕ		IE	N										٦ ٢																			
W	/YMI	AR (A	T	21	ZOS	STA.	JE	IN	Ť	ZC	DST A S		E		SI	JM	A	1			,	W	Ł	٩Ś	S C	IW	0	Ś	CI	G	6 R	U	Ν	тι	J		
(	( mm	)			(	g)					(%	6)	_		(	%	)	I		Z	AW (n	'AF azv	RT wa	05	SĆ			F	R	AK	C.	JI				SU	MA
		:	25						╈					t	0	00	)	łŀ		KA	MI	=N	IST	ΓA	f.				>4	40	mı	m				( )	0
			10						t					t	0	.00	)	11		Ż	WI	20	W	A f	• K				40	)-2	m	m				(	0
			2						T						0	.46	6	11		Ы	AS	KO	W.	A <i>t</i>	r n			2	2-0	.0	5 n	nm	۱			7	'0
			1						T					T	1	.46	6	11		F	ΡYŁ	٥V	٧A	$f_{\pi}$				0.0	)5-(	0.0	002	2 m	۱m			2	7
		0.42	25						Т					Γ	7	.48	3	11			IŁ(	DW	A/	f <sub>i</sub>					<	0.	00	2				3	3
		0.2	25						Т					Γ	17	7.4	4	11	W	/sk	aźn	ik ı	noś	śnc	эśс	i			С	BF	२१	6				6	4
		0	.1												50	0.9	6	11			(	СВ	R													0	
		0.07	75												65	5.0	2	J٢		١	NS	KA	ŹN	llK													
		0.06	64												68	8.6	4	IL	R	ŚŻ	ŻNC	)ZI	AR	NI	ST					ι	J						
		0.04	46												69	9.9	2	1		W	ILG	TO	-NC	СŚ	Ć											8.7	'0%
		0.03	33												74	4.7	2	11		0	PT	ΥM	IAL	.N/	ł					٧V	opt					•	070
		0.02	21												82	2.0	8	11	1	MA	X. (	GĘ	ST	05	SC.						4~				1.8	83	a/cm <sup>3</sup>
		0.0	12												89	9.7	6	11	0	BJI	ĘΙ.	SZ	KIL		= 1 (	J	_				JS			_			9. 5
	0	000	38						+						9'	1.3	6	11	П		GR				áci					14	In						
	0		16						+					┢	94	2.0	4	łŀ	Ρ	ΊLΑ				103	50		_			vv	ρ			-			
0.0032								╈					┢	94	+.2	4 2	11	PŁYNNOŚCI									14/								14	10%	
	0	00	14						+						9:	7.7	2	11		Г	11		103	501				**L								4.	1078
	U	0.00	14						+					┢	9	1.1	0	łŀ		\\/		ОТ	'NIC	٦ć	ć		_							-			
	SUM	Δ							+					┢				11							1					w	1.						
<u> </u>	00111																	J L			, , , ,		.,							-							
Roda	aj gru	untu	I						Ρ	ias	ek	glin	iast	y v	vg	ΡN	I-B	Т		W	٧Y	(0	NA	١Ł	:		Т		E	DA	ΤA	١		Т	Ρ	20	DPIS
												-			-			Γ	te	ec	h. F	Pio	tr Z	Żuł	aw	/nik								T			
																			te	ch	n. I	Ma	arz	en	na	Har			m	nar	-1:	3					
Opis grun	s pró nt nr	bki 2																																			
														W	/yk	cre	s u	zia	arni	ier	nia																
10	о п						-•				-	-		-	Ŧ				_						-				П	П							10
g	≫				_				+		+							$\downarrow$	_						+		_			$\parallel$	+						10
8	30 📙																		◟																		20
8																			X	<hr/>																	
<b>9</b> (																				/	、																1 <sup>30</sup> 🖻
<b>5</b> 6	50  +			-					+		+								-		$\overline{}$				+					+	+						40 ig
ŽI 5	50  +	+++		+	-		-	+	+		+	-		-	+			-	+			┥┤			+		+		╢	+	+						50 <b>g</b>
<b>₽</b> 4	10 H			_	_						_								_			IN			+		_			$\parallel$	_						60 je
cho a	₀ ∐	Ш							$\square$														٩,						$\parallel$	$\parallel$							70 5
orze																						$\left  \right  \right $			$\uparrow$												
<b>u</b> 2									Π																				$\uparrow$	T							1 00
1				+	+			+	+		+	+			+		+	+	+			$\parallel \mid$			+		+	~	4	+		•			-		90
	₀ µ						-															μ							1				_	_			100
1	100.00	00				1	0.0	00						1.00	0	s	ito i	# [n	nm]	I	0.1	100	)					0	.01	0						0.0	001

						BA	ΥL	א כ	Υľ	N	1 6	-	G	R	U	Ν	Т	U	1	Ng	ΙP	<b>N-</b> 8	88	/B	-0	44	18	1																
					17	17	\ F	2 N	IF			F										-																						
V		1IA	.R ∆		52	Z	OS IA	STA	JE		• •		ZC	DST A S	ΓΑ.	JE			SU	IMA	1				W	/Ł	A	Ś	CI	W	0Ś	С	(	GΙ	٦l	J١	NТ	Ū	U					
	( m	-1 V m )	ì				(	а )					1.07	(9)	۱ <b>Ο</b> Ι ( )				( 0	%۱			7	7Δ۱	NZ	٨R.	ТC	ŚĆ	2	1		FF	20	ĸſ	211			Т	S		ΔN			
	(	,	<i>'</i>				(	9)						( /	• )				( )	/0 )			-	(	na	zw	a)		<i>,</i>										(	(%	5)			
				25						_									0.	00			K	ΑŇ	IIEI	NIS	ST/	$f_{k}$				>	-40	) m	۱m					0	. /	_		
				10															0.	00			Ż	ŻW	IR	NC	/A	$f_{2}$				4	0-2	2 n	nm	۱				2				
				2															1.	53			P	PIA	SK	٥V	٧A	$f_{\rm p}$				2-	0.0	)5	mr	m		T		48	3			
				1															2.	26				ΡY	ΈC	W	A /	r π			0.	05	-0.	00	2	mr	n			39	)			
			(	).4															6.	88				lł	0	NA	$f_i$					~	< 0	.0	02					11	1			
			0.	25						_									15	.13		۷	Vsl	kaź	nik	c no	ośr	IOŚ	ci			(	СВ	R	%					13	3			
			0	).1															34	.88					С	BR															,			
		C	).0	75															44	.88			,	W	SK	AŹ	NI	<																
		0	).0	64													_		48	.26			RO	ZN	IOZ	ZIA	RN	llS <sup>-</sup>	Γ.					U										
		0	0.0	46													_		50	.25			N	/IL	GC		10:	SC					۱۸	lor	.+				10	).9	0%			
			).U	33 21													-		54	.23		-	M					IA Né ć		-			v	νυμ	п			-						
			0.0	21 12													-		65	.20		6	NR.	47. IE1		Ę3 7К	IFI	FT					Г	ds				1	1.90	00 (	g/cn	n <sup>3</sup>		
		0	00	88							_								71			F		G	RA		CA		0	+														
		0.	00	63															78	.91			PL/	AS	TΥ	CZ	NC	) Ś(	CI				٧	Vp					16	5.2	0%			
		0.	00	46								82.49									)	GRANICA																						
		0.	00	32															86	.06	i	PŁYNNOŚCI																	27	7.6	0%			
		0.	00	14															94	.43											WL													
																							W	/IL(	GO	ΤN	105	ŚĆ																
	SUI	MA	ł																				1	NA.	τu	RA	LN	IA					\	Nn										
De de l'amonte											-	alina wa PN-B										WYKONAł ·								ΠΔΤΔ								D						
Roa	aj g	ru	nti	L								gı	INE	l W	gн	-11	-В					tech. Piotr Żuławnik								k	DATA													
																							techn. Marzenna Har								mar-13													
Opis	s pr	ół	ok																								-								-				,					
grur	nt n	r a	3																																									
																		١٨/	<u></u>	roe		ior		ni	_																			
																		••	уп	100	5 42		ne																					
1	00	Π	Τ			_●	Т		-	₽⊓					-	_	_	•	++	Π	_							Π					П	Π		Τ	Τ				0			
	90	$\left  \cdot \right $	+			+	_						+		-					+			-		-			+						+	-		+	+			10			
	80	$\mathbb{H}$	-			-	_			$\parallel \mid$		$\parallel$	+	-				$\parallel$	$\parallel$	$\left  \right $			╲		+		_						++	$\parallel$	_	_	-	_		_	20			
8	70	Щ								Щ													1	$\geq$	$\downarrow$									$\parallel$							30	8		
sito	60																								Y																40	jë I		
Zez	50																									Þ															50	asic		
i p	50									П																			>												50	θŰ		
poc	40		+			T				Ħ			+					Ħ		T					1			Ħ		~		•		Ħ			+	+			60	staj		
zect	30	₩	+	+	+	+	+			H	$\parallel$	$\mathbb{H}$	+	+				++	+	+	+		+		+		+	+				$\rightarrow$	₩	H	+	+	+	+			70	ñ		
L D	20	⊢	+	$\vdash$	-	+	+			₩	$\parallel$	H	+	+				++	$\parallel$	+	_	-	+		+	$\left  \right $		$\left  \right $		_		-	+	M	4	+	+	+		_	80			
	10					_	+			Щ	$\parallel$		_					$\parallel$			_		_									_	$\parallel$	$\parallel$	1	$\Gamma$	┡	$\downarrow$	_		90			
	0	Ш								Ш																													•		100	)		
	100.	.00	0						10.	000	0						1.	000	D					(	0.10	00						0.0	10							0.0	01			
																				si	to #	[mn	n]																					

Załącznik 2 Wyniki badań modułów sprężystości wg metodyki COBiRTD







Glina 1




**interpolacja** liniowa nieliniowa bezpośrednio z wykresu





bezpośrednio z wykresu





Plasek gliniasty 2											
	liniowa	nieliniowa									
0	0	0	0.05-0.15	0.15-0.25	0.25-0.35	0.35-0.45	0.05-0.45	0.3-0.5	Eśr		interpolacja
0.05	0.02968	0.023715	58.02203	58.02203	58.02203	58.02203	58.02203	58.02203	58.02203		liniowa
0	0	0	59.89365	52.99105	52.69996	58.79254	55.90365	59.70102	56.66364		nieliniowa
0.1	0.05936	0.051085	73.28059	38.69874	67.53309	51.40578	54.23917	60.42434	57.59695		bezpośrednio z wykresu
0	0	0									
0.15	0.08904	0.08122									
0	0	0									
0.2	0.11872	0.113227									
0	0	0									
0.25	0.1484	0.146216									
0	0	0									
0.3	0.17808	0.179294									
0	0	0									
0.35	0.20776	0.21157									
0	0	0									
0.4	0.23744	0.242154									
0	0	0									
0.45	0.26712	0.270152									
0	0	0									
0.5	0.2968	0.294675									
0	0	0									







Pospółka 2

0 0.05 0 0.1 0	niowa 0.03089 0.06178 0.00267	nieliniowa 0 0.03589 0 0.071038 0	0.05-0.15 55.74923 49.75636 44.72971	0.15-0.25 55.74923 54.16611	0.25-0.35 55.74923	0.35-0.45 55.74923	0.05-0.45	0.3-0.5	Eśr
0 0.05 0 0.1 0	0 0.03089 0 0.06178 0	0 0.03589 0 0.071038 0	0.05-0.15 55.74923 49.75636 44.72971	0.15-0.25 55.74923 54.16611	0.25-0.35 55.74923	0.35-0.45 55.74923	0.05-0.45	0.3-0.5	Eśr
0.05 0 0.1 0	0.03089 0 0.06178 0	0.03589 0 0.071038 0	55.74923 49.75636 44.72971	55.74923 54.16611	55.74923	55.74923	EE 74000	EE 74000	EE 74000
0 0.1 0	0 0.06178 0	0 0.071038 0	49.75636	54.16611	00 004 40		33.74923	55.74923	55.74923
0.1 0	0.06178	0.071038	44,72971		02.30142	77.72575	59.27998	78.31508	63.59078
0	0 00267	0		49.20268	84.00457	62.62159	56.69444	78.27699	62.58833
	0.00267								
0.15	0.09207	0.105111							
0	0	0							
0.2	0.12356	0.137775							
0	0	0							
0.25	0.15445	0.168697							
0	0	0							
0.3	0.18534	0.197543							
0	0	0							
0.35	0.21623	0.22398							
0	0	0							
0.4	0.24712	0.247674							
0	0	0							
0.45	0.27801	0.268292							
0	0	0							
0.5	0.3089	0.2855							
0	0	0							

**interpolacja** liniowa nieliniowa bezpośrednio z wykresu





## Załącznik 3 Wyniki badań modułów sprężystości metodą Bender Element Test w zmodyfikowanym aparacie trójosiowym

Nazwa	Gęstość	Wilgotność	Prędkość	Prędkość	Moduł	Współczynnik	Moduł
próbki	objętościowa	w	fali	fali	ścinania	Poissona	Younga
	ρ	[%]	poprzecznej	podłużnej	G <sub>max</sub>	ν	E <sub>max</sub>
	[Mg/m <sup>3</sup> ]		Vs	Vp	[MPa]	[-]	[MPa]
			[m/s]	[m/s]			
1	2,07	8,50	241	513	120,2	0,36	326,6
2	2,16	11,10	279	495	168,1	0,27	426,1
3	2 18	11 40	265	503	153.1	0.31	400 5
0	2,10	11,40	200	000	100,1	0,01	400,0

Wartości parametrów sprężystych dla badanych próbek gruntów metodą Bender Element Test

Badania wykonano dla średniego naprężenia efektywnego w komorze trójosiowej 150 kPa.

Badanie w zmodyfikowanym aparacie trójosiowym polega na określeniu czasu przejścia mechanicznej fali poprzecznej S i podłużnej P przez walcową próbkę gruntu o znanych wymiarach (średnicy 70 mm i wysokości 140 mm, smukłość próbki = 2) oraz gęstości objętościowej. Jest to metoda alternatywna dla badań w kolumnie rezonansowej lub badań próbki z wewnętrznym pomiarem odkształceń (bezpośrednio na próbce gruntu).

Fale generowane i odbierane są przez piezoelementy typu bender element. Piezoelementy zamontowane są w podstawce i kopułce, pomiędzy którymi znajduje się badana próbka gruntu. Piezolement nadawczy pobudzony sygnałem elektrycznym generuje fale poprzeczną lub podłużną o zadanej częstotliwości. Fala poprzeczna lub podłużna po przejściu przez próbkę gruntu generuje sygnał elektryczny na piezoelemencie odbiorczym.

Na podstawie prędkość fali poprzecznej lub podłużnej wyznacza się maksymalne wartości parametrów sprężystych takich jak: moduł Younga  $E_{max}$ , moduł ścinania  $G_{max}$  oraz współczynnik Poissona v.

$$G_{\max} = \rho V_s^2$$

$$E_{\max} = 2\rho V_s^2 (1+\nu) = 2G_{\max} (1+\nu)$$

$$\nu = \frac{0.5 \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V}\right)^2 - 1^2}$$

gdzie:  $V_{p} - prędkość fali podłużnej \\ V_{s} - prędkość fali poprzecznej \\ \rho - gęstość objętościowa ośrodka gruntowego$