

Politechnika Wrocławska

Instytut Inżynierii Lądowej

Aktualizacja katalogu typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych Etap III

Raport serii SPR 14/2013

Antoni Szydło Piotr Mackiewicz Robert Wardęga Bartłomiej Krawczyk

Słowa kluczowe:

konstrukcja nawierzchni, nawierzchnia betonowa, wykonanie nawierzchni, obciążenie ruchem

Opracowano na zlecenie: Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad W Warszawie; Warszawa ul. Żelazna 59

Nr zlecenia 603131

Wrocław, czerwiec 2013

Wybrzeże St. Wyspiańskiego 27 50-370 Wrocław

T/F : + 48 71 328 18 89 T : + 48 71 320 23 54

www.iil.pwr.wroc.pl iil@pwr.wroc.pl

SPIS TREŚCI

1	Wp	rowa	dzenie	8
2	Zak	res i e	etapy pracy badawczej	8
3	Zak	res pr	ac wykonanych w etapie III	9
4	Okı	eślen	ie współczynników agresywności oraz przeliczeń sylwetek pojazdów na osie	
o	oliczen	iowe.		10
	4.1	Obc	iążenie ruchem dróg w Polsce	10
	4.2	Obc	iążenie ruchem w projektowaniu konstrukcji nawierzchni	12
	4.3	Oś c	bliczeniowa	14
	4.4	Agre	esywności pojazdów - założenia obliczeniowe	18
	4.4	.1	Osie pojedyncze	21
	4.4	.2	Osie wielokrotne	23
	4.4	.3	Sylwetki pojazdów	28
5	Stu	dia na	d kryteriami zmęczeniowymi do określania trwałości zmęczeniowej	34
	5.1	Wył	prane kryteria zmęczeniowe nawierzchni betonowych	34
	5.1	.1	Kryteria amerykańskie	34
	5.1	.1.1	Kryterium FHWA (1977)	34
	5.1	.1.2	Kryterium Portland Cement Association	35
	5.1	.1.3	Kryterium AASHTO	36
	5.1	.1.4	Kryterium NCHRP	38
	5.1	.2	Kryterium francuskie	40
	5.1	.3	Kryteria brytyjskie	42
	5.1	.3.1	Kryterium HD26/01	42
	5.1	.3.2	Kryterium HD26/06	44
	5.1	.4	Kryterium szwedzkie	45
	5.1	.5	Kryterium stosowane w dotychczasowym polskim katalogu nawierzchni sztywnych	46
	5.2	Por	ównanie wybranych kryteriów zmęczeniowych	47
	5.3	Wni	oski	49
6	Ana	aliza w	/arunków klimatycznych na obszarze kraju	50
	6.1	Cha	rakterystyka ogólna	50
	6.2	Zmi	any dobowe temperatury na terenie kraju	52
	6.3	Wpł	yw cyrkulacji powietrza	55
	6.4	Pod	sumowanie	61
7	Wp	ływ te	emperatury na nawierzchnię betonową	61
	7.1	Wpi	owadzenie	61
	7.2	Odz	iaływanie temperatury w ciągu doby	64
	7.3	Ana	liza wyników badań temperatury	68
	7.3	.1	Wpływ temperatury powietrza	68
	7.3	.1	Wpływ dobowej zmiany temperatury powietrza	70
	7.3	.1	Zmiana temperatury w zależności od grubości płyty	76
	7.3	.1	Przegląd innych opracowań	80
	7.4	Pod	sumowanie	.90

8	Przyjęcie	modeli obliczeniowych nawierzchni betonowych	91
8	8.1 Mod	lele obliczeniowe nawierzchni drogowych	91
	8.1.1	Wprowadzenie	91
	8.1.2	Opis modelu	91
	8.1.3	Obciążenie modelu	93
	8.1.4	Model dyskretny MES	
	8.1.5	Dokładność obliczeń	100
9	Podsumo	wanie	102
10	Literat	ura	103

SPIS RYSUNKÓW

Rys. 4.1. Obliczanie ruchu całkowitego w okresie obliczeniowym eksploatacji nawierzchni:	?
Rys. 4.2. Krzywa zmęczeniowa Wöhlera14	ļ
Rys. 4.3. Kolejność postępowania przy wyznaczaniu współczynników agresywności sylwetek pojazdów 19)
Rys. 4.4. Zakres analizowanych nacisków osi pojedynczych (osi o różnej konfiguracji kół)	!
Rys. 4.5. Wartości szkód zmęczeniowych nawierzchni sztywnej wywołanych przejściem osi pojedynczych, w	
zależności od wartości obciążenia	?
Rys. 4.6. Zmiana współczynnika agresywności osi pojedynczych, w średniorocznym okresie eksploatacji, w	
zależności od obciążenia osi P, dla nawierzchni sztywnej	}
Rys. 4.7. Zakres analizowanych nacisków przypadających na osie wielokrotne	ļ
<i>Rys.</i> 4.8. Naprężenia σ_{ξ} w konstrukcjach nawierzchni sztywnej wywołane przejściem osi potrójnej (w postaci osi	
składowej i wielokrotnej)	ī
Rys. 4.9. Wartości szkód zmęczeniowych nawierzchni sztywnej wywołanych przejściem osi wielokrotnych, w	
średniorocznym okresie eksploatacji, w zależności od obciążenia osi wielokrotnej	5
Rys. 4.10. Zmiana współczynnika agresywności osi wielokrotnych, w zależności od obciążenia osi wielokrotnej i	
okresu eksploatacji, dla nawierzchni sztywnej	7
Rys. 4.11. Sposób wyznaczenia nacisków osi o przeciętnych agresywnościach)
Rys. 4.12. Naciski osi samochodu dwuosiowego (sylwetka 2P) o przeciętnych agresywnościach osi)
Rys. 4.13. Naciski osi zespołu pojazdów czteroosiowego (samochód dwuosiowy wraz z dwuosiową przyczepą –	
sylwetka 2P+2P) o przeciętnych agresywnościach osi)
Rys. 4.14. Naciski osi pojazdu członowego czteroosiowego (ciągnik siodłowy dwuosiowy wraz z dwuosiową	
naczepą – sylwetka 2C+2N) o przeciętnych agresywnościach osi	ļ
Rys. 4.15. Naciski osi pojazdu członowego pięcioosiowego (ciągnik siodłowy dwuosiowy wraz z trójosiową	
naczepą – sylwetka 2C+3N) o przeciętnych agresywnościach osi	ļ
Rys. 5.1 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium FHWA (1977)	,
Rys. 5.2 Trwałość zmęczeniowa w funkcji współczynnika naprężeń,	j
Rys. 5.3 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium NCHRP 40)
Rys. 5.4 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium francuskiego	?
Rys. 5.5 Wymagana grubość płyty betonowej w funkcji trwałości zmęczeniowej wg kryterium HD 26/01	;
Rys. 5.6 Wymagana grubość płyty betonowej w funkcji trwałości zmęczeniowej wg kryterium HD 26/06	ī
Rys. 5.7 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium szwedzkiego	5
Rys. 5.8 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium stosowanego w dotychczasowym katalogu	
nawierzchni sztywnych	7
Rys. 5.9 Porównanie trwałości zmęczeniowej przy naprężeniach rozciągających w płycie $\sigma_{max}=3$ MPa48	3
Rys. 5.10 Porównanie trwałości zmęczeniowej przy wytrzymałości betonu na rozciąganie (charakterystycznej)	
$Rzg = 4MPa \dots 49$)
Rys. 6.1 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce w skali całego roku [°C]	?
Rys. 6.2 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce [°C] dla miesięcy styczeń-czerwiec	;

Rys. 6.3 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce [°C] dla miesięcy lipiec-grudzień	54
Rys. 6.4 Typy cyrkulacji w obszarze Polski [3]	56
Rys. 6.5 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C)	57
Rys. 6.6 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C)	58
Rys. 6.7 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C) dla typów cyrkulacji antycyklonalnej – lipi	lec
[3]	59
Rys. 6.8 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C)	60
Rys. 6.9 Średnia roczna częstość typów cyrkulacji w Polsce	61
Rys. 7.1 Odziaływanie termiczne na płytę betonową	62
Rys. 7.2 Wyginanie płyty betonowej w zależności od warunków termicznych	62
Rys. 7.3 Rozkłady naprężeń w płycie betonowej	63
Rys. 7.4 Deformacja płyty betonowej w przypadku równomiernego skurczu pod wpływem temperatury	63
Rys. 7.5 Etapy pracy płyty betonowej: skurcz i twardnienie betonu, wyginanie płyty, dodatkowe pękanie od	
zmiany objętości	64
Rys. 7.6 Dobowa zmiana temperatury w różnych miejscach płyty betonowej	65
Rys. 7.7 Przykładowa dobowa zmiana gradientu temperatury w płycie betonowej (31.05.2006)	66
Rys. 7.8 Przykładowy rozkład temperatury na grubości płyty betonowej	67
Rys. 7.9 Rozkład temperatury na grubości płyty betonowej w postaci wykresu warstwicowego	67
Rys. 7.10 Zależność temperatury powietrza i górnej części płyty	68
Rys. 7.11 Zależność temperatury powietrza i środkowej części płyty	69
Rys. 7.12 Zależność temperatury powietrza i dolnej części płyty	69
Rys. 7.13 Dobowa zmiana temperatury powietrza w zależności od gradientu dodatniego	70
Rys. 7.14 Dobowa zmiana temperatury powietrza w zależności od gradientu ujemnego	70
Rys. 7.15 Zależność dodatniej różnicy temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej od	
zmian dobowych temperatury powietrza w różnych porach roku	71
Rys. 7.16 Zależność ujemnej różnicy temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej od	
zmian dobowych temperatury powietrza w różnych porach roku	72
Rys. 7.17 Zależność temperatury powietrza i gradientu dodatniego dla interwałów co godzinę	73
Rys. 7.18 Zależność temperatury powietrza i gradientu ujemnego dla interwałów co godzinę	73
Rys. 7.19 Zależność średniodobowej temperatury powietrza i gradientu dodatniego	74
Rys. 7.20 Zależność średniodobowej temperatury powietrza i gradientu ujemnego	74
Rys. 7.21 Rozkład temperatury powietrza i gradientu płyty w ciągu doby	75
Rys. 7.22 Zależność temperatury powietrza i gradientu płyty w ciągu doby	76
Rys. 7.23 Rozkład temperatur dla na grubości płyty	77
Rys. 7.24 Rozkład temperatur dla płyty grubej oraz płyty standardowej	78
Rys. 7.25 Rozkład temperatury powietrza wraz z amplitudą, zmiana gradientu dodatniego i ujemnego oraz	
wahania temperatury dla górnej powierzchni płyty w ciągu roku	79
Rys. 7.26 Zależność rozkładu naprężeń w pierwszych godzinach po wykonaniu nawierzchni	82
Rys. 7.27 Odkształcenia płyt betonowych podczas suszenia (skurcz) od góry oraz po dodatkowym oddziaływa	ıniu
ogrzewania	84

Rys. 7.28 Odkształcenia płyty w zależności od długości krytycznej dla gradientu dodatniego
Rys. 7.29 Rozkład promieniowania słonecznego dla typowych dni w miesiącach
Rys. 7.30 Deformacja płyty betonowej w przypadku wyginania w połączeniach dyblowanych
Rys. 7.31 Przebieg nieliniowego rozkładu temperatury na grubości płyty betonowej [22]
Rys. 7.32 Przebieg nieliniowego rozkładu naprężenia przy krawędzi płyty ze względu na nieliniowy przebieg
temperatury na grubości płyty [22]
Rys. 7.33 Przebieg nieliniowego rozkładu naprężenia przy krawędzi płyty ze względu na dodatkowe
równomierne oddziaływanie temperatury [22]
Rys. 8.1. Model konstrukcji nawierzchni - płyta sztywna na sprężystych warstwach i półprzestrzeni sprężystej; 91
Rys. 8.2. Osie symetrii pojedynczych i wielokrotnych osi pojazdów (s _o - rozstaw osi składowych)
Rys. 8.3. Założenie obliczeniowe: sylwetka pojazdu jako suma konfiguracji osi
Rys. 8.4. Model obliczeniowy nawierzchni pod obciążeniem osią obliczeniową – porównawczą (kIr160):
Rys. 8.5. Przykładowe modele obliczeniowe MES nawierzchni pod obciążeniem osiami rzeczywistymi:
Rys. 8.6. Wpływ rozstawu kół na wartość odkształceń w warstwie asfaltowej, pod obciążeniem osią 100 kN o
oponie o szerokości 305 mm
Rys. 8.7. Zbieżność uzyskiwanych wartości odkształceń w zależności od stopnia dyskretyzacji w płaszczyźnie
pionowej
Rys. 8.8. Zbieżność uzyskiwanych wartości odkształceń w zależności od stopnia dyskretyzacji w płaszczyźnie
poziomej

SPIS TABLIC

Tab. 4.1. Współczynniki przeliczeniowe grup pojazdów na osie obliczeniowe 100 i 115 kN	16
Tab. 4.2. Przeciętne wartości VHF stosowane w Wielkiej Brytanii	16
Tab. 4.3. Szkody zmęczeniowe osi pojedynczych, dla nawierzchni sztywnej (P – obciążenie osi), w	
średniorocznym (wiosenno - jesiennym) okresie eksploatacji	22
Tab. 4.4. Agresywności osi pojedynczych, dla nawierzchni sztywnej, w średniorocznym (wiosenno - jesienn	ym)
okresie eksploatacji (P – obciążenie osi)	23
Tab. 4.5. Zmiany naprężeń pod kołem środkowym osi potrójnej wywołanych w nawierzchni sztywnej przejś	ciem
osi potrójnej w postaci osi składowej i osi wielokrotnej	25
Tab. 4.6. Szkody zmęczeniowe wywołane w nawierzchni sztywnej przejściem osi wielokrotnych, w	
średniorocznym (wiosenno - jesiennym) okresie eksploatacji, (P – obciążenie osi)	26
Tab. 4.7. Współczynniki agresywności osi wielokrotnych, dla nawierzchni sztywnej, w średniorocznym (wie	osenno
- jesiennym) okresie eksploatacji (P – obciążenie osi)	27
Tab. 4.8. Równania agresywności osi pojazdów –wartości średnioroczne	29
Tab. 4.9. Zestawienie współczynników agresywności czterech typowych sylwetek pojazdów	32
Tab. 4.10. Obowiązujące i skorygowane współczynniki agresywności	33
Tab. 5.1. Zestawienie wartości współczynnika b oraz σ_6	41
Tab. 6.1. Średnie miesięczne wartości temperatury powietrza	51
Tab. 8.1. Parametry obliczeniowe półsztywnych i sztywnych konstrukcji nawierzchni jezdni	92
Tab. 8.2. Typowe ogumienie w rozpoznanych sylwetkach pojazdów ciężarowych	94
Tab. 8.3. Powierzchnia styku opony z nawierzchnią w zależności od przyjętego modelu obliczeniowego	96
Tab. 8.4. Wymiary geometryczne modeli osi pojedynczych o kołach pojedynczych [mm]	99
Tab. 8.5. Wymiary geometryczne modelu osi pojedynczej o kołach bliźniaczych [mm]	99
Tab. 8.6. Wymiary geometryczne modeli osi wielokrotnych [mm].	99

1 WPROWADZENIE

Przedmiotem raportu jest sprawozdanie z prac III etapu zadania badawczego pt: "Aktualizacja Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych" zleconego przez Generalną Dyrekcje Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie do Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej.

Zasadniczym celem niniejszej pracy jest weryfikacja i aktualizacja "Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych" wydanego w 2001 roku. Katalog ten opracowany był pod koniec lat 90-tych ubiegłego stulecia, kiedy nawierzchnie betonowe nie były stosowane na szeroką skalę w kraju.

2 ZAKRES I ETAPY PRACY BADAWCZEJ

Praca badawcza podzielona jest na IV etapy. Każdy etap składa się z zadań. Poniżej zestawiono zakresy i terminy wykonania etapów i zadań.

ETAP I

Zadanie 1

Prace wstępne

Przegląd Katalogów nawierzchni betonowych funkcjonujących w administracjach drogowych innych krajów.

Przegląd norm oraz wytycznych, dotyczących materiałów stosowanych w betonowych nawierzchniach drogowych.

Termin realizacji (etap I) 30 listopad 2011 r.

Sposób zakończenia: sprawozdanie częściowe. Oddano protokołem zdawczo-odbiorczym jako raport Instytutu Inżynierii Lądowej SPR 21/2011.

ETAP II

Zadanie 2

Przegląd nowych technologii wykonywania nawierzchni betonowych stosownie do kategorii obciążenia ruchem oraz funkcji drogi (w sieci dróg samochodowych), ścieżek rowerowych, parkingów, przystanków autobusowych oraz chodników.

Zadanie 3

Technologie wzmacniania podłoża gruntowego. Dostosowanie do "Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych".

Zadanie 4

Dostosowanie konstrukcji katalogowych do zwiększonego obciążenia ruchem. Analiza wyników pomiarów ważenia pojazdów na stacjach zainstalowanych na nawierzchniach betonowych.

Termin realizacji (etap II) 30 listopad 2012 r.

Sposób zakończenia: sprawozdanie częściowe.

ETAP III

Zadanie 5

Określenie współczynników agresywności oraz przeliczeń sylwetek pojazdów na osie obliczeniowe.

Zadanie 6 Studia nad kryteriami zmęczeniowymi do określania trwałości zmęczeniowej Zadanie 7 Analiza warunków klimatycznych na obszarze kraju. Zadanie 8 Przyjęcie modeli obliczeniowych nawierzchni betonowych. Termin realizacji (etap III) 30 czerwiec 2013 r. Sposób zakończenia: sprawozdanie częściowe.

ETAP IV

Zadanie 9 Obliczenia i wymiarowanie konstrukcji nawierzchni betonowych Zadanie 10 Redakcja wersji roboczej Katalogu Zadanie 11 Opiniowanie wersji roboczej oraz opracowanie wersji końcowej. Termin realizacji (etap IV) 30 listopad 2013 r. Sposób zakończenia: sprawozdanie końcowe z wersją robocza katalogu.

3 ZAKRES PRAC WYKONANYCH W ETAPIE III

W bieżącym etapie pracy badawczej (III) zrealizowano wszystkie przewidziane do wykonania zadania. Na podstawie zebranych informacji odnośnie obciążeń zarejestrowanych na wagach WIM zaproponowano współczynniki agresywności sylwetek pojazdów w stosunku do osi obliczeniowej. A więc zaproponowano modyfikację współczynników przeliczeniowych sylwetek pojazdów na osie obliczeniowe 100 i 115 kN.

Przeanalizowano kryteria jakie są stosowane w wybranych administracjach drogowych na świecie: tj. w USA, W. Brytanii, Francji, Szwecji, RPA. Kryteria te porównano z kryterium jakie było stosowane przy projektowaniu konstrukcji w starym katalogu. Z przeprowadzonych analiz wynikło, że kryterium stosowane w Polsce jest zbliżone do tego jakie używane jest we Francji, Szwecji oraz w metodzie USA. W związku z powyższym do projektowania konstrukcji nawierzchni w aktualizowanym katalogu proponuje się pozostawić kryterium stosowane dotychczas. Kryterium to wiąże ze sobą wytrzymałość betonu na zginanie z poziomem działających obciążeń oraz liczbą tych obciążeń.

Kolejne zadanie jakie zrealizowano w tym etapie były studia temperaturowe. Na podstawie danych meteorologicznych w kraju oraz własnych pomiarów rozkładu temperatury w płytach zaproponowano obliczeniowe gradienty dodatnie oraz ujemne w nawierzchniach betonowych. Gradienty ze zaproponowano do wykorzystania w obliczeniach konstrukcji nawierzchni betonowych. Zaproponowane gradienty porównano ze stosowanymi w Niemczech (o zbliżonych cechach klimatycznych) i stwierdzono, że gradienty są porównywalne. Zaproponowano model konstrukcji nawierzchni jaki został przyjęty do obliczeń nawierzchni katalogowych.

Wyniki studiów z poszczególnych zadań będą wykorzystane do projektowania nowych konstrukcji w Katalogu.

4 <u>Określenie współczynników agresywności oraz przeliczeń sylwetek</u> <u>Pojazdów na osie obliczeniowe</u>

4.1 **Obciążenie ruchem dróg w Polsce**

W etapie II prac nad aktualizacją Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych, sformułowano tezę, o występowaniu trzech typów krzywych opisujących naciski osi pojazdów: krzywej typu normalnego, wykładniczego i gamma.

• Funkcja gęstości rozkładu normalnego jest opisana wzorem:

$$f(P) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(P-\mu)}{2 \cdot \sigma^2}}$$

gdzie: *P* – obciążenie osi pojazdu.

 μ – wartość średnia,

 σ^2 - wariancja.

• Funkcja gęstości rozkładu wykładniczego określona jest wzorem:

$$f(P) = \lambda e^{-\lambda P}$$
 dla P>0

gdzie: P – obciążenie osi pojazdu.

a wartość średnią i wariancję można zapisać jako:

$$\mu = \frac{1}{\lambda}$$
$$\sigma^2 = \frac{1}{\lambda^2}$$

gdzie: μ – wartość średnia,

 σ^2 - wariancja.

• Funkcja gęstości rozkładu gamma jest opisana wzorem:

$$f(P) = \frac{1}{\Gamma(\alpha) \cdot \beta^{\alpha}} P^{\alpha - 1} \cdot e^{-P/\beta} \text{ dla } P > 0$$

gdzie: P-obciążenie osi pojazdu.

, a wartość średnią i wariancję rozkładu gamma określają wzory:

$$\mu = \alpha \cdot \beta$$

$$\sigma^2 = \alpha \cdot \beta^2$$

gdzie: α – parametr kształtu,

eta - parametr skali.

Przypisano dominującym sylwetkom pojazdów w strumieniu ruchu, odpowiadającym za wielkość oddziaływań samochodów ciężarowych bez przyczep (2P), samochodów ciężarowych z przyczepami i pojazdów członowych (2C+2N i 2C+3N), funkcje gęstości prawdopodobieństwa w postaci:

• 2P
$$- os 1: f(P_{2P-os1}) = 0,030e^{-0,030P}$$

 $- os 2: f(P_{2P-os2}) = 0,024e^{-0,024P}$

• 2P+2P
$$-os \ 1: \ f(P_{2P+2P-os1}) = \frac{1}{11,20 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{(P-44,59)^2}{2425,38}}$$

 $-os \ 2: \ f(P_{2P+2P-os2}) = \frac{1}{20,93 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{(P-44,19)^2}{2437,95}}$
 $-os \ 3: \ f(P_{2P+2P-os3}) = \frac{1}{\Gamma(5,1311) \cdot 6,8212^{5,1311}} P^{4,1311} \cdot e^{\frac{-p}{6},8212}$
 $-os \ 4: \ f(P_{2P+2P-os4}) = \frac{1}{\Gamma(5,1169) \cdot 6,6447^{5,1160}} P^{4,1169} \cdot e^{\frac{-p}{6},6447}$
• 2C+2N $-os \ 1: \ f(P_{2C+2N-os1}) = \frac{1}{9,95 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{(P-47,05)^2}{299,09}}$ (6.14)
 $-os \ 2: \ f(P_{2C+2N-os1}) = \frac{1}{\Gamma(7,2830) \cdot 6,3161^{7,2830}} P^{6,2830} \cdot e^{\frac{-p}{6},3161}$
 $-os \ 3: \ f(P_{2C+2N-os1}) = 0,031e^{-0,031P}$
• 2C+3N $-os \ 1: \ f(P_{2C+3N-os1}) = \frac{1}{10,66 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{(P-53,97)^2}{2,113,72}}$
 $-os \ 4: \ f(P_{2C+3N-os2}) = \frac{1}{23,77 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{(P-51,19)^2}{2,256,10}}$
 $-os \ 3: \ f(P_{2C+3N-os3}) = \frac{1}{18,87 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{(P-51,85)^2}{2,256,15}}$
 $-os \ 5: \ f(P_{2C+3N-os4}) = \frac{1}{19,05 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{(P-51,82)^2}{2,256,15}}$

Zgodność empirycznych wyników pomiarów z rozkładami teoretycznymi sprawdzono za pomocą testu zgodności χ-Pearsona. Wykresy powyższych rozkładów teoretycznych dla lepszego zobrazowania przedstawiono również graficznie. Jak widać, rozkład nacisków osi samochodu ciężarowego dwuosiowego (2P) dobrze przybliża rozkład wykładniczy, co jest wynikiem zaliczania do tej grupy pojazdów samochodów dostawczych o masie przekraczającej 3,5 t (dopuszczalna masa całkowita tego typu pojazdów wynosi ok. 6,5 t) i o naciskach osi z reguły nie przekraczających 35 kN. W przeciwieństwie do samochodów ciężarowych dwuosiowych (2P), naciski osi kierowanej i napędowej samochodów ciężarowych wchodzących w skład zespołów pojazdów opisane są już rozkładami normalnymi, a spowodowane jest to dominacją w tej grupie pojazdów samochodów ciężarowych, w których naciski osi od masy własnej pojazdu przekraczają już 20 ÷ 30 kN. Rozkłady nacisków osi przyczep zgodne są natomiast z rozkładami gamma. Rozkłady nacisków osi ciągników siodłowych charakteryzują najlepiej rozkłady normalne (za wyjątkiem osi napędowej ciągnika siodłowego dwuosiowego z dwuosiową naczepą, która zgodna jest z rozkładem gamma), a osi naczep rozkłady wykładnicze (pojazd członowy czteroosiowy 2C+2N), lub normalne (pojazd członowy pięcioosiowy 2C+3N). W tym ostatnim przypadku, Strona 11 z 105

przeciętny nacisk osi wynosi ok. 52,0 kN, co odpowiada wartości przeciętnej nacisków osi występujących na drogach w Niemczech (53,0 kN).

Z powyższych analiz wynika, że dla górnej granicy przedziału ufności średniej na poziomie 95% oddziaływanie samochodu ciężarowego 2P jest równe 75,2 kN (33,6 kN – oś 1 i 41,6 kN – oś 2), dwuosiowego ciągnika siodłowego z dwuosiową naczepą 2C+2N 161.5 kN (47,3 kN – oś 1, 47,9 kN – oś 2, 33,0 kN – oś 3 i 33,3 kN – oś 4), a dwuosiowego ciągnika siodłowego z trójosiową naczepą 2C+3N 282,2 kN (54,1 kN – oś 1, 72,3 kN – os 2, 51,5 kN – oś 3, 52,2 kN – oś 4 i 52,1 kN – oś 5). Obecnie w Polsce przyjmuje się, że oddziaływanie samochodów ciężarowych bez przyczep jest równoważne 65 kN, a samochodów ciężarowym z przyczepami od 105 do 118 kN [14]. Jak widać są to wartości znacznie mniejsze od wyznaczonych wartości przeciętnych dla poszczególnych sylwetek pojazdów.

Ustalone oddziaływania pojazdów ciężarowych, zostaną wykorzystanie do ustalenia współczynnika agresywności pojazdów.

4.2 OBCIĄŻENIE RUCHEM W PROJEKTOWANIU KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI

W wymiarowaniu konstrukcji nawierzchni drogowych brane jest pod uwagę sumaryczne prognozowane natężenie ruchu pojazdów ciężarowych, a okres, na jaki wykonywana jest prognoza natężenia ruchu pojazdów, jest uzależniony od zakładanego okresu eksploatacji nawierzchni i wynosi 20 lat dla nawierzchni podatnych i półsztywnych lub 30 lat dla nawierzchni sztywnych. W celu określenia całkowitego obciążenia ruchem stosowane są trzy metody (rys. 4.1).

Pierwsza z nich, (rys. 4.1 a) pozwala na obliczenie ruchu całkowitego przy dowolnym przebiegu wzrostu ruchu w okresie obliczeniowym, druga może być stosowana przy założeniu równomiernego wzrostu ruchu (rys. 4.1 b), a trzecia w przypadku założenia stałego wzrostu geometrycznego (rys. 4.1 c).



Rys. 4.1. Obliczanie ruchu całkowitego w okresie obliczeniowym eksploatacji nawierzchni: a) – metoda 1, b) – metoda 2, c) – metoda 3.

Pierwsza metoda (rys. 4.1.a), określa ruch całkowity zależnością:

$$N_{calk} = 365 \cdot f_I \cdot \sum_{i=1}^n SDR_i \cdot t_i$$

gdzie: *SDR_i* – Średni Dobowy Ruch w i-tym okresie,

 f_1 – współczynnik obliczeniowego pasa ruchu,

- n liczba okresów dla których wyznaczono SDR w okresie obliczeniowym,
- t_i liczba lat w i-tym okresie.

Druga z metod (rys. 4.1.b), ruch całkowity opisuje równaniem:

$$N_{calk} = 365 \cdot f_1 \cdot SDR_{\acute{s}r} \cdot t_{obl}$$

gdzie: SDR_{śr} – Średni Dobowy Ruch w połowie okresu obliczeniowego,

tobl – długość okresu obliczeniowego wyrażona w latach,

 f_1 – współczynnik obliczeniowego pasa ruchu.

Trzecia metoda (rys. 4.1.c) wykorzystuje zależność:

$$N_{calk} = 365 \cdot f_1 \cdot SDR_o \cdot C$$

$$C = \frac{(l+p)^{t_{obl}} - l}{p}$$

gdzie: SDR_o – Średni Dobowy Ruch na początku okresu obliczeniowego,

C – współczynnik akumulacji ruchu w okresie obliczeniowym,

p – względny przyrost ruchu w jednym roku, średnio w okresie obliczeniowym,

tobl – długość okresu obliczeniowego wyrażona w latach,

 f_1 – współczynnik obliczeniowego pasa ruchu.

Wyznaczając ruch całkowity, można wykorzystać również zależność [25]:

$$N_{calk} = 365 \cdot f_1 \cdot SDR_o \cdot \int_0^T (1+\tau)^T dT$$

gdzie: SDR_o – Średni Dobowy Ruch na początku okresu obliczeniowego,

au- procentowy wzrost ruchu w ciągu roku,

T – ostatni rok prognozy (T=20 w przypadku nawierzchni podatnych

i półsztywnych, lub T=30 dla na nawierzchni sztywnych),

 f_1 – współczynnik obliczeniowego pasa ruchu.

a uproszczenie zależności umożliwia obliczenie ruchu całkowitego przy założeniu równomiernego wzrostu ruchu [25]:

$$N_{calk} = 365 \cdot f_1 \cdot (SDR_o + SDR_T) \cdot T$$

gdzie: SDR_o – Średni Dobowy Ruch na początku okresu obliczeniowego,

SDR_T – Średni Dobowy Ruch na końcu okresu obliczeniowego,

T – ostatni rok prognozy (T=20 w przypadku nawierzchni podatnych

i półsztywnych, lub T=30 dla na nawierzchni sztywnych),

 f_1 – współczynnik obliczeniowego pasa ruchu.

Kolejnym zagadnieniem wynikającym bezpośrednio z obciążenia ruchem pojazdów, jest rozkład obciążeń w przekroju poprzecznym drogi. Zależy on głównie od przekroju poprzecznego drogi (rozkład obciążeń w przekroju drogi jednojezdniowej dwupasowej różni się od rozkładu obciążeń jaki można zaobserwować w przypadku drogi dwujezdniowej lub jednojezdniowej czteropasowej) oraz od jej geometrii (odcinki krzywoliniowe w planie wywołują zmiany w trajektoriach jadących pojazdów, co jest przyczyną mniejszej w stosunku do odcinków prostoliniowych, koncentracji występujących obciążeń). Praktycznie w przekroju poprzecznym drogi nie występuje punkt, którego obciążenie jest równe całkowitej liczbie pojawiających się obciążeń. W praktyce projektowej, za rozkład obciążenia w przekroju poprzecznym drogi odpowiadają współczynniki obliczeniowego pasa ruchu.

4.3 OŚ OBLICZENIOWA

Geneza powstania pojęcia osi obliczeniowej sięga końca lat pięćdziesiątych i początku lat sześćdziesiątych dwudziestego wieku, kiedy to w latach 1958 – 1960 w Ottawie (Illinois) American Association of State Highway Officials (AASHO) zapoczątkowało badania nawierzchni drogowych w wielkiej skali. Specjalnie dla potrzeb zainicjowanego programu badawczego wybudowano 6 torów badawczych o różnych konstrukcjach nawierzchni podatnych oraz sztywnych. Po torach tych poruszało się z prędkością 35 mph 200 pojazdów należących do US Army Transportation Corps. Po analizie wyników badań AASHO Shook i Finn podali sposób przeliczania pojazdów o obciążeniu osi L_1 na pojazdy o innym obciążeniu osi wynoszącym L:

$$F_{LI} = \frac{W_L}{W_{LI}} = 10^{0.2666(L_I - L)}$$

gdzie:

F_{L1} – współczynnik przeliczeniowy pojazdów o obciążeniu osi L1 na pojazdy
 o obciążeniu osi L,
 W_L – liczba osi o obciążeniu L,

 W_{L1} – liczba osi o obciążeniu L_1 .

Teoretycznie, w celu określenia obciążenia ekwiwalentnego, można posłużyć się krzywą zmęczenia Wöhlera (rys. 4.2) przedstawiającą zależność poziomu naprężeń σ od liczby cykli N (im niższy poziom naprężeń, tym większa liczba cykli) oraz równaniem reprezentującym tzw. metodę zastępczej liczby cykli obciążeń:

$$N_{i} \cdot \sigma_{i}^{m} = N_{q} \cdot \sigma_{q}^{m} = const$$
$$N_{i} = N_{q} \cdot \left(\frac{\sigma_{q}}{\sigma_{i}}\right)^{m}$$

gdzie: N_i – dopuszczalna liczba obciążeń jaką może przejąć materiał przy obciążeniu σ_i , N_q – dopuszczalna liczba obciążeń jaką może przejąć materiał przy obciążeniu σ_q . m – tangens nachylenia krzywej zmęczeniowej.



Do oceny sumarycznego wpływu ruchu pojazdów, wykorzystywana jest powszechnie hipoteza zmęczeniowa Minera. Zgodnie z tą hipotezą, konstrukcja poddana działaniu naprężeń σ_1 , σ_2 , σ_3 , ..., σ_m i odpowiadającej im cykli obciążeń n_1 , n_2 , n_3 , ..., n_m ulega zniszczeniu, gdy:

$$\sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i} \ge 1$$

gdzie: n_i – liczba obciążeń wywołująca σ ,

Ni – dopuszczalna liczba obciążeń jaką może przejąć materiał przy obciążeniu σ_i .

Scharakteryzowane krótko powyżej badania i przedstawione zależności, wykorzystywane są powszechnie do przeliczania sylwetek pojazdów na osie, a tym samym do oceny agresywności ruchu. W Polsce, obciążenie ruchem w odniesieniu do liczby osi obliczeniowych, oblicza się w oparciu o współczynniki przeliczeniowe trzech grup pojazdów (samochody ciężarowe bez przyczep, samochody ciężarowe z przyczepami oraz autobusy) na osie obliczeniowe 100 lub 115 kN [14]:

$$L = f_1 \cdot \left(N_1 \cdot r_1 + N_2 \cdot r_2 + N_3 \cdot r_3 \right) \qquad \text{osi/pas/dobę}$$

gdzie: L – liczba osi obliczeniowych 100 lub 115 kN na dobę na pas obliczeniowy,

 f_1 – współczynnik obliczeniowego pasa ruchu,

 N_1 – średni dobowy ruch samochodów ciężarowych bez przyczep w przekroju drogi,

 N_2 – średni dobowy ruch samochodów ciężarowych z przyczepami w przekroju drogi,

 N_3 – średni dobowy ruch autobusów w przekroju drogi,

 r_1 , r_2 , r_3 – współczynniki przeliczeniowe na osie obliczeniowe 100 lub 115 kN grup pojazdów: samochodów ciężarowych bez przyczep, samochodów ciężarowych z przyczepami i autobusów, które określa się z zależności:

$$r_i = \left(\frac{P_i}{P_o}\right)^m$$

gdzie: *P_i* – obciążenie równoważne pojazdów:

P₁ = 65 kN – dla samochodów ciężarowych bez przyczep,

 $P_2 = 105 \div 118$ kN dla samochodów ciężarowych z przyczepami,

 $P_3 = 90$ kN dla autobusów,

Po-obciążenie osi obliczeniowej (100 lub 115 kN),

m – wykładnik potęgowy, przyjmujący wartość 4 dla nawierzchni podatnych i półsztywnych oraz 8 dla nawierzchni sztywnych.

A w przypadku, gdy dysponuje się wynikami ważenia osi pojedynczych w postaci widma obciążeń osi, równoważną liczbę obciążeń osi można wyznaczyć z zależności [14]:

$$L = \sum_{i=1}^{k} N_i \cdot r_i$$

gdzie: k – liczba osi o naciskach większych od 20 kN,

 N_i – liczba osi,

r_i – współczynnik przeliczeniowy osi wyznaczany z zależności 1.12.

Współczynniki przeliczeniowe r_i grup pojazdów na osi obliczeniowe, przyjmują w Polsce wartości podane w tabeli 1.1.

		Nawierzch	nie sztywne
Opis	Sylwetka pojazdu	Oś obliczeniowa [kN]	
		100 kN	115 kN
Samochody ciężarowe bez przyczep		r ₁ =0,032	r ₁ =0,01
Samochody ciężarowe z przyczepami		$\begin{array}{c} r_2 \!\!=\!\! 1,\! 477^{3)} \\ r_2 \!\!=\!\! 3,\! 76^{4)} \end{array}$	$\begin{array}{c} r_2 \!\!=\!\! 0,\! 483^{3)} \\ r_2 \!\!=\!\! 1,\! 229^{4)} \end{array}$
Autobusy		r ₃ =0,43	r ₃ =0,141

Tab. 4.1. Współczynniki przeliczeniowe grup pojazdów na osie obliczeniowe 100 i 115 kN.

 – gdy udział pojazdów o obciążeniu 115 kN w grupie pojazdów ciężarowych z przyczepami nie przekracza 8%,

2) – gdy udział pojazdów o obciążeniu 115 kN w grupie pojazdów ciężarowych z przyczepami wynosi od 8% do 20%,

3) – samochody 4-osiowe,

4) - samochody 5-osiowe.

W Wielkiej Brytanii funkcjonuje natomiast pojęcie VWF (Vehicle Wear Factor) pozwalające na wyznaczenie dla dowolnej sylwetki pojazdu równoważnej jej liczby osi standardowych – obliczeniowych:

$$VWF = \sum_{i=1}^{N_a} \left(\frac{P_i}{P_o}\right)^4$$

gdzie: P_i – obciążenie osi *i*,

Po – obciążenie osi standardowej – obliczeniowej (w Wielkiej Brytanii

 $P_o = 80 \text{ kN}$),

N_a – liczba osi w pojeździe.

Przeciętną wartość VWF stosowaną w Wielkiej Brytanii dla siedmiu typowych kategorii pojazdów zamieszczono w Tab. 4.2.

Tab. 4.2. Przeciętne wa	rtości VHF stosowane	w Wielkiej Brytanii.
-------------------------	----------------------	----------------------

Kategoria pojazdu		VWF	
Autobusy i autokary	1,3		
Samochody ciężarowe 2 osiowe	0,34	0.6	
Samochody ciężarowe 3 osiowe	1,7	0,6	
Ciągniki siodłowe i zespoły pojazdów 3 osiowe	0,65		
Samochody ciężarowe 4 osiowe	3,0		
Ciągniki siodłowe i zespoły pojazdów 4 osiowe	2,6	3,0	
Ciągniki siodłowe i zespoły pojazdów 5 osiowe	3,5		

Zależność (1.15) pozwala na wyznaczenie całkowitego obciążenia ruchem przyjmowanego następnie w projektowaniu konstrukcji nawierzchni (w zależności od msa, które może przyjmować wartości od 0 do 125 dobiera się zalecaną konstrukcję nawierzchni):

 $msa = 365 \cdot F \cdot Y \cdot G \cdot VWF \cdot P \cdot 10^{-6}$

- gdzie: *msa* Milion Standard Axles projektowane obciążenie ruchem na milion osi standardowych obliczeniowych,
 - F liczba pojazdów ciężarowych na dobę w roku początkowym bazowym,
 - Y obliczeniowy okres eksploatacji (zwykle 20 lat),
 - G wskaźnik wzrostu ruchu,
 - P udział pojazdów ciężarowych na obliczeniowym, skrajnym pasie ruchu (lewym!– Wielka Brytania).

We Francji z kolei, do oceny obciążenia konstrukcji nawierzchni liczbą osi obliczeniowych – standardowych, wykorzystuje się pojęcie agresywności ruchu. **Agresywność ruchu** określa szkodę zmęczeniową wywołaną przejściem dowolnej osi pojazdu lub sylwetki pojazdu w stosunku do szkody zmęczeniowej wywołanej przejściem osi obliczeniowej – standardowej, a więc charakteryzuje stopień szkodliwego oddziaływania osi pojazdów lub ich sylwetek w stosunku do osi pojedynczej o określonym nacisku. Tak rozumianą agresywność pojazdów można wyznaczyć na dwa sposoby.

1) Sposób 1 – gdy znane są szczegółowe dane dotyczące liczby osi oraz ich obciążeń:

$$A = K \cdot \left(\frac{P_i}{P_o}\right)^{\alpha}$$

gdzie:

 A – jest współczynnikiem agresywności wyrażającym szkodę zmęczeniową jednego przejścia osi o obciążeniu P_i w stosunku do szkody zmęczeniowej wywołanej jednym przejściem osi obliczeniowej P_o,

P_i – obciążenie rzeczywiste osi,

P_o –obciążenie osi obliczeniowej (we Francji P_o=130 kN),

 α – wykładnik potęgowy przyjmujący wartość 5 dla nawierzchni podatnych i 12 dla nawierzchni półsztywnych i sztywnych,

K – współczynnik zależny od typu osi:

- dla nawierzchni podatnych:

K=1 – oś pojedyncza,

K=0,75 – oś podwójna,

- dla nawierzchni półsztywnych i sztywnych (nawierzchnie betonowe płytowe):

K=1 – oś pojedyncza,K=12 – oś podwójna,

K=113 – oś potrójna.

A agresywność dowolnej sylwetki pojazdu, jest w takim przypadku równa sumie agresywności poszczególnych jej osi.

 Sposób 2 – gdy znane jest całkowite natężenie ruchu pojazdów ciężkich w okresie eksploatacji:

$$CAM = \frac{1}{NPL} \cdot \left[\sum_{i} \sum_{j=l}^{2} K_{j} n_{ij} \cdot \left(\frac{P_{i}}{P_{o}} \right)^{\alpha} \right]$$

gdzie:

CAM – współczynnik agresywności struktury ruchu,

 K_j – współczynnik zależny od typu osi (*j*=1 dla osi pojedynczych, *j*=2 dla osi podwójnych i *j*=3 dla osi potrójnych),

 P_i – obciążenie rzeczywiste osi,

P_o –obciążenie osi obliczeniowej (we Francji P_o=130 kN),

 $\alpha-$ wykładnik potęgowy przyjmujący wartość 5 dla nawierzchni podatnych i 12 dla nawierzchni półsztywnych i sztywnych,

NPL – liczba pojazdów ciężkich w obliczeniowym okresie eksploatacji.
 Współczynnik agresywności ruchu można również przyjmować na poziomie:
 CAM = 0,8 – nawierzchnia asfaltowa na autostradach i drogach ekspresowych,
 CAM = 1,3 – nawierzchnia sztywna i półsztywna na autostradach i drogach ekspresowych,

CAM = 0,5 – nawierzchnia asfaltowa na pozostałych drogach,

CAM = 0,8 – nawierzchnia sztywna i półsztywna na pozostałych drogach.

Istotne różnice pomiędzy poszczególnymi krajami, zarysowują się jak widać, już w momencie ustalania wielkości obciążenia osi obliczeniowej, które przyjmowane jest w granicach od 80 kN do 130 kN. W Polsce, obciążenie osi obliczeniowej wynosi 100 kN, chociaż w przypadku autostrad, obciążenie ruchem pojazdów można sprowadzać również do osi obliczeniowej o nacisku 115 kN. Znacznie większe obciążenia osi obliczeniowych niż w Polsce przyjmuje się natomiast we Francji (130 kN), oraz np. w Belgii (130 kN). W Wielkiej Brytanii obciążenie osi obliczeniowej ustalono na poziomie (80 kN). Podobnie jak w Wielkiej Brytanii, w USA obciążenie osi obliczeniowej przyjmowane jest na poziomie 18 Kip co odpowiada 80 kN (1 Kip = 1000 lbf = 4,448222 kN). Należy jeszcze tutaj zaznaczyć, że zauważalna jest tendencja ustalania obciążenia osi obliczeniowej na poziomie dopuszczalnego nacisku osi w danym kraju, co może być przyczyną wzrostu obciążenia obliczeniowego w niektórych krajach.

4.4 AGRESYWNOŚCI POJAZDÓW - ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE

Ze względu na sposób oddziaływania pojazdów na nawierzchnie (kolejność przekazywania obciążeń zależna od liczby i konfiguracji osi), w pierwszej kolejności określono szkody zmęczeniowe wywoływane w nawierzchniach i współczynniki agresywności osi pojedynczych, a następnie wykorzystując zasadę superpozycji uzyskano wartości szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach przejściem sylwetek pojazdów i odpowiadających im współczynników agresywności (współczynników przeliczeniowych).

W celu wyznaczenia współczynników agresywności poszczególnych osi pojazdów, w analizie wykorzystano kryterium zawarte w polskim katalogu nawierzchni sztywnych. Kryterium to przyjęto w uproszczonej formie – pominięto wpływ obciążeń termicznych.

Kryterium to wykorzystuje metodę opartą na modelu płyty o skończonych wymiarach w planie położonej na wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej, obciążanej na środku, krawędzi i

narożu kołem samochodowym o zadanym obciążeniu. W analizie wykorzystano sprężystą fazę pracy betonu o liniowej zależności naprężeń i odkształceń [25]:

$$f_{f} \cdot m_{I} \cdot \frac{1}{\gamma_{m}} \geq \gamma_{p} \cdot (n_{I} \cdot \sigma_{x}) + \gamma_{t} \cdot (n_{I} \cdot \sigma_{t})$$

gdzie: f_f – wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu (wartość charakterystyczna; $f_f=5,5$ MPa dla kategorii ruchu KR3 i KR6 oraz $f_f=4,5$ MPa dla kategorii ruchu KR1 i KR2),

 m_1 – współczynnik uwzględniający powtarzalność obciążeń w obliczeniowym okresie eksploatacji (m_1 =1-0,078·log N; N – liczba powtarzalnych obciążeń),

 σ_x – maks. naprężenia rozciągające w płycie betonowej wywołane obciążeniem pojazdem,

 σ_t – maks. naprężenia rozciągające w płycie betonowej wywołane obciążeniem termicznym,

 n_1 – współczynnik współpracy płyt (0,90 – szczeliny skurczowe i technologiczne; 0,65 – szczeliny dyblowane),

 γ_m – współczynnik materiałowy (γ_m =1,3),

 γ_p – współczynnik bezpieczeństwa od obciążenia kołem (γ_p =1,2),

 γ_t – współczynnik bezpieczeństwa od obciążeń termicznych (γ_t =1,2).

Kolejność postępowania przy wyznaczaniu współczynników agresywności przedstawiono na Rys. 4.3.



Rys. 4.3. Kolejność postępowania przy wyznaczaniu współczynników agresywności sylwetek pojazdów.

W celu określenia współczynników agresywności rzeczywistych osi pojazdów, w pracy wyznaczono wartości szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach z uwzględnieniem występującego ogumienia i konfiguracji osi. Przyjmując liczbę osi obliczeniowych o obciążeniu 100 kN (model kIr160 o obciążeniu 100kN) powodującą zniszczenie nawierzchni za liczbę referencyjną – porównawczą, to szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej takiej osi obliczeniowej wynosi (uwaga! analogicznie postępowano przy wyznaczaniu współczynników agresywności dla osi obliczeniowej 115 kN):

$$d_{100}^{kIr160} = \frac{l}{L_{100}^{kIr160}}$$

gdzie: L_{100}^{klr160} - referencyjna – porównawcza liczba osi o obciążeniu 100kN powodująca zniszczenie nawierzchni (model klr160),

 d_{100}^{klr160} - szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej osi referencyjnej – porównawczej o obciążeniu 100 kN (model klr160).

a szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej dowolnej osi pojedynczej:

$$d_i^{j} = \frac{1}{L_i^{j}}$$

gdzie: L_i^j - liczba rzeczywistych osi "j" (modele: kl245, kl305, kll305) o obciążeniu "i", wywołująca zniszczenie nawierzchni,

 d_i^j - szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej rzeczywistej osi "j" (modele: kl245, kl305, kl385, kl305), o obciążeniu "i".

Zatem agresywność dowolnej rzeczywistej osi "j" (modele: kl245, kl305, kl305) o obciążeniu "i", będzie się równać stosunkowi szkody zmęczeniowej wywołanej przejściem takiej osi rzeczywistej, i szkody zmęczeniowej wywołanej przejściem jednej osi referencyjnej - porównawczej:

$$r_{i}^{j} = \frac{d_{i}^{j}}{d_{100}^{klr160}}$$

$$r_{i}^{j} = \frac{\frac{1}{L_{i}^{j}}}{\frac{1}{L_{100}^{klr160}}} \quad \rightarrow \quad r_{i}^{j} = \frac{L_{100}^{klr160}}{L_{i}^{j}}$$

gdzie: r_i^j – współczynnik agresywności dowolnej rzeczywistej osi "j" (kl245, kl305, kll305) o obciążeniu "i".

Agresywność osi wielokrotnych jest oczywiście równa sumie agresywności poszczególnych osi składowych wyznaczonych w równaniu (26). Również tutaj znajduje zastosowanie zasada superpozycji, ale odnosząca się nie do generowanych odkształceń i naprężeń, a do wywoływanych przez nie szkód zmęczeniowych. Agresywność całej sylwetki można określić z zależności:

$$r^s = \sum_{j=1}^6 r_i^j$$

gdzie: r^s – współczynniki agresywności sylwetki pojazdu,

 $\sum_{j=I}^{o} r_i^{\,j}$ - współczynniki agresywności kolejnych osi "j" sylwetki pojazdu przy

obciążeniu "i"; liczba osi "j" jest zależna od sylwetki pojazdu i wynosi od 2 (sylwetka 2P) do 6 (sylwetka 3P+3P, 3C+3N).

Biorąc pod uwagę obecny stan wiedzy na temat kryteriów zmęczeniowych i wieloletnie doświadczenia w ich stosowaniu, można stwierdzić, że zaproponowany sposób postępowania przy wyznaczaniu współczynników agresywności pojazdów, jest metodą o wystarczającej dokładności.

4.4.1 <u>Osie pojedyncze</u>

4.4.1.1 WPŁYW OSI POJEDYNCZYCH NA WARTOŚĆ SZKÓD ZMĘCZENIOWYCH WYWOŁYWANYCH W SZTYWNYCH NAWIERZCHNIACH DROGOWYCH

Dla określenia rzeczywistego oddziaływania osi pojedynczych, a więc osi o różnej konfiguracji kół, przeanalizowano oddziaływanie osi pojedynczych o szerokości opony 245 mm (osie pojedyncze o kolach pojedynczych) i 305 mm (osie pojedyncze o kolach pojedynczych i bliźniaczych) oraz oś obliczeniową wyrażoną poprzez kołową powierzchnię styku z koła z nawierzchnią o promieniu 160 mm.

Zgodnie z kryteriami zmęczeniowymi, za zniszczenie nawierzchni drogowych odpowiedzialne są maksymalne naprężenia rozciągające w warstwach betonowych. Konstrukcję nawierzchni o grubości płyty betonowej 23 cm, obciążano ciśnieniem równomiernie rozłożonym odpowiadającym naciskowi wywieranemu przez oś pojedynczą o wartości od 30 kN do 150 kN (Rys. 4.4) i identyfikowano miejsca występowania oraz wartości maksymalnych naprężeń rozciągających (w przeprowadzonych analizach wykorzystano modele obliczeniowe opisane w rozdziale 8).



Rys. 4.4. Zakres analizowanych nacisków osi pojedynczych (osi o różnej konfiguracji kół).

Wyznaczony przebieg zmian szkód zmęczeniowych wywołanych w średniorocznym okresie eksploatacji (tzn. wiosenno – jesiennym) jest potęgowy (Rys. 4.5), a opisują go równania przedstawione w Tab. 4.3.



Rys. 4.5. Wartości szkód zmęczeniowych nawierzchni sztywnej wywołanych przejściem osi pojedynczych, w zależności od wartości obciążenia.

Tab. 4.3. Szkody zmęczeniowe osi pojedynczych, dla nawierzchni sztywnej (P – obciążenie osi), w średniorocznym (wiosenno - jesiennym) okresie eksploatacji.

Model	Szkody zmęczeniowe
kIr160	$d = (8,05542 \cdot 10^{-21}) \cdot P^{5,16682}$
kI245	$d = (5,48321 \cdot 10^{-22}) \cdot P^{5,99586}$
kI305	$d = (2,84532 \cdot 10^{-21}) \cdot P^{5,48788}$
kII305	$d = (5,48321 \cdot 10^{-22}) \cdot P^{5,99586}$

4.4.1.2 WSPÓŁCZYNNIKI AGRESYWNOŚCI OSI POJEDYNCZYCH

Współczynniki agresywności poszczególnych osi zostały wyznaczone w zależności od ich obciążenia i przyjętej grubości warstw nawierzchni. Przyjęto modele obliczeniowe opisujące rzeczywiste osie pojazdów obciążano naciskiem od 30 kN do 150 kN, a następnie wyznaczano dla nich liczbę osi potrzebną do wyczerpania trwałości zmęczeniowej danej nawierzchni, a więc do jej zniszczenia (w oparciu o kryteria spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych). Tak wyznaczona liczba osi była następnie przyrównywana do liczby osi potrzebnych do zniszczenia nawierzchni w modelu osi obliczeniowej (kIr160) pod obciążeniem 100 kN, przyjętym jako obciążenie porównawcze – referencyjne. Stosunek tych wartości daje współczynnik agresywności osi danej osi (przeliczeniowy na oś obliczeniową).

Podobnie jak w przypadku zależności opisujących wartości szkód zmęczeniowych, przy danej grubości nawierzchni, wartości współczynników agresywności mają charakter potęgowy:

 $r = b \cdot P^{\alpha}$

gdzie: r – współczynnik agresywności (przeliczeniowy na oś obliczeniową) danej osi rzeczywistej (kl245, kl305, kl385 i kll305), wyznaczony w odniesieniu do osi porównawczej – obliczeniowej (klr160),

P-obciążenie osi pojedynczej [kN],

b – współczynnik wyznaczony doświadczalnie,

 α – wykładnik potęgowy zależny od parametrów wytrzymałościowych przyjętych do opisu warstw konstrukcji nawierzchni (moduł sprężystości, współczynnik Poissona).

Na Rys. 4.6 i w Tab. 4.4 przedstawiono zmiany współczynnika agresywności dla awierzchni sztywnej - betonowej z warstwą z betonu asfaltowego.



Rys. 4.6. Zmiana współczynnika agresywności osi pojedynczych, w średniorocznym okresie eksploatacji, w zależności od obciążenia osi P, dla nawierzchni sztywnej.

Tab. 4.4. Agresywności osi pojedynczych, dla nawierzchni sztywnej, w średniorocznym (wiosenno - jesiennym) okresie eksploatacji (P – obciążenie osi).

Model	Agresywność osi
kIr160	$r = (7,69430 \cdot 10^{-11}) \cdot P^{5,16682}$
kI245	$r = (5,23741 \cdot 10^{-12}) \cdot P^{5,99586}$
kI305	$r = (2,71777 \cdot 10^{-11}) \cdot P^{5,48788}$
kII305	$r = (2,92294 \cdot 10^{-09}) \cdot P^{4,04468}$

Wyniki analizy wykazały, że wartość współczynnika potęgowego, dochodzi do 6,0. Jest to istotna różnica w stosunku do wykładnika potęgowego przyjmowanego obecnie w Polsce w wymiarowaniu nawierzchni sztywnych ($\alpha = 8$).

4.4.1.3 PODSUMOWANIE

Przeprowadzona analiza osi pojedynczych obejmująca osie o ogumieniu pojedynczym i bliźniaczym, wykazała różnice w wartościach ich szkodliwego oddziaływania na nawierzchnie drogowe. Przeprowadzone prace pozwoliły ba opisanie wartości szkód zmęczeniowych i współczynników agresywności osi równaniami uzależnionymi jedynie od wartości obciążenia osi P, co pozwala w łatwy sposób określić szkodliwe oddziaływanie takich osi przy dowolnym ich obciążeniu.

4.4.2 OSIE WIELOKROTNE

4.4.2.1 WPŁYW OSI WIELOKROTNYCH NA WARTOŚĆ SZKÓD ZMĘCZENIOWYCH WYWOŁYWANYCH W NAWIERZCHNIACH DROGOWYCH

Analogicznie jak w przypadku osi pojedynczych, w celu oceny wpływu konfiguracji osi wielokrotnych na trwałość zmęczeniową nawierzchni, przeanalizowano oddziaływanie osi wielokrotnych – osi potrójnej o kołach pojedynczych typu "Super Single" (szerokość opony 385 mm) oraz osi podwójnej o kołach bliźniaczych (szerokość opony 305 mm).

Konstrukcję nawierzchni, obciążano ciśnieniem równomiernie rozłożonym odpowiadającym naciskowi wywieranemu przez oś wielokrotną o wartości od 60 kN do 300 kN (Rys. 4.7) i identyfikowano miejsca występowania oraz wartości maksymalnych naprężeń

rozciągających (również jak w przypadku osi pojedynczych, w przeprowadzonych analizach wykorzystano modele obliczeniowe opisane w rozdziale 8).



Rys. 4.7. Zakres analizowanych nacisków przypadających na osie wielokrotne.

Ponieważ w strukturze ruchu pojazdów ciężarowych, oprócz samochodów dwuosiowych dominują ciągniki siodłowe pięcioosiowe (stanowią one prawie aż 30% pojazdów ciężarowych), a w pojazdach tego typu występuje najbardziej charakterystyczna oś wielokrotna – oś potrójna naczepy z kołami typu "Super Single", to sprawdzono również, czy oś tego typu w projektowaniu konstrukcji nawierzchni może być traktowana jako suma trzech osi składowych, czy też należy ją rozpatrywać jako oś wielokrotną. Dla sprawdzenia różnic w szkodliwym oddziaływaniu osi wielokrotnych na nawierzchnie drogowe, przeprowadzono analizę zmian naprężeń w rozpatrywanej konstrukcji nawierzchni, w zależności od sposobu jej obciążenia osią potrójną o kołach "Super Single" szerokości 385mm. Oś wielokrotną obciążono naciskiem 100 kN rozłożonym równomiernie na każdą z osi składowych (na każdą z osi przypada nacisk 33.3kN) i wyznaczono naprężenia w konstrukcji nawierzchni sztywnej, o grubości warstwy nawierzchni z betonu cementowego równej 23 cm (w analizie wykorzystano model obliczeniowy opisany i zdefiniowany w rozdziale 8 niniejszego raportu).

W pierwszej kolejności, konstrukcję nawierzchni obciążono tylko jedną osią składową o obciążeniu 33,3 kN (na każde koło przypada 16,65 kN). Powierzchnia styku osi potrójnej w modelu oIII385s100 wynosi 0,2432 m², a zatem powierzchnia styku jednej osi składowej wynosi:

$$\frac{1}{3} \cdot 0,2432 = 0,0811 \text{ m}^2$$

Dla takiej powierzchni styku oraz obciążenia koła wynoszącego 16,65 kN, wyznaczono poziome naprężenia rozciągające w warstwie z betonu cementowego (nawierzchnia sztywna). Sumaryczne oddziaływanie osi potrójnej w takim przypadku, jest równe sumie oddziaływania trzech osi składowych. Następnie, konstrukcje te obciążono osią potrójną (powierzchnia styku wynosi 0,2432 m²) o nacisku 100 kN i rozpoznano naprężenia występujące w poszczególnych warstwach.

Na Rys. 4.8 przedstawiono zaobserwowane pod kołem środkowym osi potrójnej naprężenia, które wskazują na wzrost niekorzystnego oddziaływania, w przypadku gdy rozpatrywana jest oś potrójna, w której występuje obciążenie wszystkich trzech osi składowych jednocześnie.



Rys. 4.8. Naprężenia σ_{ξ} w konstrukcjach nawierzchni sztywnej wywołane przejściem osi potrójnej (w postaci osi składowej i wielokrotnej).

Dla lepszego zobrazowania problemu, w Tab. 4.5Tab. 4.5. Zmiany naprężeń pod kołem środkowym osi potrójnej wywołanych w nawierzchni sztywnej przejściem osi potrójnej w postaci osi składowej i osi wielokrotnej. porównano naprężenia oraz odkształcenia w charakterystycznych miejscach poszczególnych nawierzchni. W przypadku analizowanej nawierzchni sztywnej, w warstwie z betonu cementowego naprężenia wzrosły aż o 32,8%.

Tab. 4.5. Zmiany naprężeń pod kołem środkowym osi potrójnej wywołanych w nawierzchni sztywnej
przejściem osi potrójnej w postaci osi składowej i osi wielokrotnej.

Warstwa konstrukcyjna nawierzchni		Nawierzchnia sztywna		
		Oś składowa	Oś potrójna	Przyrost naprężeń
		σ _x	σ _x	$\Delta_{\sigma x}$
		[Pa]	[Pa]	[%]
Beton cementowy	góra	-3,54100·10 ⁺⁵	-4,49650·10 ⁺⁵	27,0
h = 23 cm	dół	2,37400·10 ⁺⁵	3,15350·10 ⁺⁵	32,8
Beton asfaltowy	góra	7,73600·10 ⁺⁴	9,99000·10 ⁺⁴	29,1
h = 5 cm	dół	1,07200·10 ⁺⁵	1,38300·10 ⁺⁵	29,0
Kruszywo łamane stab. mech. lub tłuczeń kamienny h = 15 cm	góra	2,18900·10 ⁺³	2,41600·10 ⁺³	10,4
Warstwa mrozoochronna h = 20 cm	dół	3,33000·10 ⁺³	4,39000·10 ⁺³	31,8

Mając ustalony sposób obciążania nawierzchni, poszukiwano miejsc występowania największych naprężeń (i ich wartości) pod każdą z osi składowych (w osi powierzchni styku koła z nawierzchnią w przypadku ogumienia pojedynczego, lub pomiędzy oponami w przypadku ogumienia bliźniaczego), które następnie posłużyły do wyznaczenia, w oparciu o kryteria wymiarowania, liczby osi składowych niezbędnych do zniszczenia nawierzchni.

Na Rys. 4.9 przedstawiono wykresy szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach sztywnych, a w Tab. 4.6 równania je opisujące.



Rys. 4.9. Wartości szkód zmęczeniowych nawierzchni sztywnej wywołanych przejściem osi wielokrotnych, w średniorocznym okresie eksploatacji, w zależności od obciążenia osi wielokrotnej.

Tab. 4.6. Szkody zmęczeniowe wywołane w nawierzchni sztywnej przejściem osi wielokrotnych, w średniorocznym (wiosenno - jesiennym) okresie eksploatacji, (P – obciążenie osi).

Model	Szkody zmęczeniowe
oll305s100	$d = (2,26753 \cdot 10^{-23}) \cdot P^{5,92539}$
oIII385s100	$d = (5,06755 \cdot 10^{-20}) \cdot P^{4,06076}$
olll1305s100	$d = (2,42633 \cdot 10^{-20}) \cdot P^{4,15251}$

Analogicznie jak w przypadku osi pojedynczych, wartości szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach, są zależne od obciążenia osi wielokrotnej P oraz grubości nawierzchni.

4.4.2.2 WSPÓŁCZYNNIKI AGRESYWNOŚCI OSI WIELOKROTNYCH

Oprócz analizy szkód zmęczeniowych, wywołanych przejściem osi wielokrotnych pod różnym obciążeniem po wybranych konstrukcjach nawierzchni, wyznaczono również ich współczynniki agresywności, a więc odniesiono ich oddziaływanie do oddziaływania osi obliczeniowej (klr160). W pierwszej kolejności wyznaczono współczynniki agresywności poszczególnych osi składowych, a następnie w celu określenia agresywności osi wielokrotnych zsumowano je (zasada superpozycji), uzyskując agresywność osi wielokrotnych. Zatem współczynnik agresywność takiej osi jest sumą współczynników agresywności poszczególnych osi składowych w stosunku do modelu osi obliczeniowej klr160. Na Rys. 4.10 przedstawiono zmiany współczynników agresywności osi względem nawierzchni sztywnych, a w Tab. 4.7 równania je opisujące.



Rys. 4.10. Zmiana współczynnika agresywności osi wielokrotnych, w zależności od obciążenia osi wielokrotnej i okresu eksploatacji, dla nawierzchni sztywnej.

Tab. 4.7. Współczynniki agresywności osi wielokrotnych, dla nawierzchni sztywnej, w średniorocznym (wiosenno - jesiennym) okresie eksploatacji (P – obciążenie osi).

Model	Agresywność osi
oll305s100	r =(2,16588·10· ¹³)·P ^{5,92539}
oll1385s100	$r = (4,84038 \cdot 10^{\cdot 10}) \cdot P^{4,06076}$
olll1305s100	$r = (2,31756 \cdot 10^{\cdot 10}) \cdot P^{4,15251}$

Wśród analizowanych osi największą agresywnością odznacza się oś potrójna, która jak już wcześniej wykazano jest przyczyną powstawania największych szkód zmęczeniowych w nawierzchniach.

4.4.2.3 PODSUMOWANIE

Przeprowadzona analiza wykazała różnice w wartościach oddziaływania różnych osi wielokrotnych (osie podwójne o kołach pojedynczych, osie podwójne o kołach bliźniaczych i osie potrójne o kołach pojedynczych szerokich typu "Super Single") na nawierzchnie drogowe oraz wskazała na dużą agresywność osi potrójnej stosowanej w naczepach ciągników siodłowych. Stwierdzono również, że osie wielokrotne pojazdów nie powinny być rozkładane na poszczególne osie składowe z uwagi na wielkości wywoływanych przez nie odkształceń i naprężeń w nawierzchniach drogowych, a zatem wielkość szkodliwego oddziaływania pojazdów nie zależy tylko od liczby osi i ich nacisku, ale również od ich konfiguracji.

Ze względu na niewielkie różnice w wielkościach nacisków osi składowych osi wielokrotnych i statystyk je opisujących (wartość oczekiwana, odchylenie standardowe, itp.), analizę prowadzono przy założeniu równomiernego rozkładu na poszczególne osie składowe obciążenia przypadającego na oś wielokrotną,

W efekcie prowadzonych analiz, wartości szkód zmęczeniowych i współczynników agresywności (a więc oddziaływań osi odniesionych do osi porównawczej – referencyjnej), tak jak w przypadku osi pojedynczych, określono poprzez podanie równań zależnych jedynie od obciążenia danej osi wielokrotnej, co pozwala na łatwe wyznaczenie wartości szkody zmęczeniowej i agresywności danej osi wielokrotnej przy dowolnym jej obciążeniu.

4.4.3 SYLWETKI POJAZDÓW

4.4.3.1 WPŁYW POJAZDÓW CIĘŻAROWYCH OSI NA WARTOŚĆ SZKÓD ZMĘCZENIOWYCH WYWOŁYWANYCH W NAWIERZCHNIACH DROGOWYCH

W Polsce, wpływ pojazdów na nawierzchnię drogowe określają współczynniki przeliczeniowe (agresywności) grup pojazdów na osi obliczeniowe 100 lub 115 kN, które informują o wielkości szkodliwego oddziaływania danej grupy pojazdów w stosunku do szkodliwego oddziaływania osi obliczeniowej (przez szkodliwe oddziaływanie należy rozumieć wartość wywoływanej szkody zmęczeniowej w nawierzchni przejściem jednego pojazdu bądź jednej osi o obciążeniu 100 lub 115 kN).

Grupy pojazdów stanowią dosyć duże przybliżenie występującej struktury rodzajowej pojazdów ciężkich, gdyż w samej tylko grupie samochodów ciężarowych z przyczepami mieszczą się zespoły pojazdów (4 typowe sylwetki) oraz pojazdy członowe (6 sylwetek), które w różnym stopniu oddziaływują na nawierzchnie drogowe. Nie pozwalają one zatem (współczynniki przeliczeniowe), na jednoznacznie określenie, jaki niszczący wpływ na nawierzchnię wywiera np. ciągnik siodłowy czteroosiowy, i czy agresywność takiego pojazdu jest np. większa od samochodu ciężarowego dwuosiowego z przyczepą dwuosiową oraz jaka jest jego wielkość oddziaływań w stosunku do osi obliczeniowej. Aby móc odpowiedzieć na te pytania, należy dla typowych, rozpoznanych sylwetek pojazdów ciężarowych określić wartość szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach oraz ich agresywności w stosunku do osi porównawczej-obliczeniowej (model kIr160).

Mając wyznaczone szkody zmęczeniowe wywołane w nawierzchniach drogowych przejściem osi pojedynczych i wielokrotnych, wykorzystując zasadę superpozycji, wyznaczono w pracy wartości szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach przejściem poszczególnych sylwetek pojazdów:

- 2P kl245 + kll305
- 2P+2P kI245 + kII305 + kI305 + kI305
- 2C+2N kI305 + kII305 + oIIII305
- 2C+3N kI305 + kII305 + oIII385

4.4.3.2 WSPÓŁCZYNNIKI AGRESYWNOŚCI SYLWETEK POJAZDÓW

Dla określenia obowiązujących współczynników agresywności konieczna jest znajomość:

- a) struktury rodzajowej pojazdów ciężarowych (czyli procentowego udziału poszczególnych sylwetek pojazdów w całkowitej liczbie pojazdów ciężarowych),
- b) wartości szkodliwego oddziaływania (szkody zmęczeniowej) i/lub współczynników agresywności rozpatrywanych sylwetek pojazdów.

Struktura rodzajowa pojazdów ciężarowych została już opisana w etapie II niniejszej pracy, zatem na jej podstawie można przyjąć wagi dla poszczególnych sylwetek. Wagi te zostały przyjęte w celu określenia współczynników przeliczeniowych dla grup pojazdów, stanowiących średnią ważoną z poszczególnych sylwetek pojazdów, i wynoszą odpowiednio:

- samochody ciężarowe bez przyczep:
- samochody ciężarowe z przyczepami:

sylwetka 2P =1,00

sylwetka 2P+2P=0,11 sylwetka 2C+2N=0,24 sylwetka 2C+3N=0,65

W sytuacji, w której za wielkość szkodliwego oddziaływania dowolnego pojazdu odpowiedzialny jest nie tylko rozkład nacisków jego osi, ale również ich agresywność, konieczne jest jeszcze znalezienie takich nacisków osi, którym odpowiada przeciętna (a więc uwzględniająca liczebności) agresywność osi. Kolejność postępowania przy wyznaczaniu takich nacisków osi przedstawiono na Rys. 4.11.



Rys. 4.11. Sposób wyznaczenia nacisków osi o przeciętnych agresywnościach.

Model	Konstrukcja nawierzchni (grubość płyty betonowej) [c	ri	
kI245	Nawierzchnia sztywna	h = 23 cm	$r_{kl245} = 5,237 \cdot 10^{-12} \cdot p^{6,0}$
kI305	Nawierzchnia sztywna	h = 23 cm	$r_{k/305} = 2,718 \cdot 10^{-11} \cdot p^{5,5}$
kII305	Nawierzchnia sztywna	h = 23 cm	$r_{kII305} = 2,923 \cdot 10^{-09} \cdot p^{4,0}$
oll1385s100	Nawierzchnia sztywna	h = 23 cm	$r_{oIII385} = 4,840 \cdot 10 \cdot p^{4,1}$
olll1305s100	Nawierzchnia sztywna	h = 23 cm	$r_{oIIII305} = 2,318 \cdot 10^{-10} \cdot p^{4,2}$

Tab. 4.8. Równania agresywności osi pojazdów -wartości średnioroczne.

Na rysunkach Rys. 4.12 ÷ Rys. 4.15 przedstawiono naciski osi o przeciętnych agresywnościach wyznaczone dla czterech typowych sylwetek pojazdów.



Rys. 4.12. Naciski osi samochodu dwuosiowego (sylwetka 2P) o przeciętnych agresywnościach osi.



Rys. 4.13. Naciski osi zespołu pojazdów czteroosiowego (samochód dwuosiowy wraz z dwuosiową przyczepą – sylwetka 2P+2P) o przeciętnych agresywnościach osi.

Strona 30 z 105



Na potrzeby przeprowadzenia weryfikacji współczynników przeliczeniowych (agresywności) grup pojazdów, współczynniki czterech typowych sylwetek pojazdów (2P, 2P+2P, 2C+2N i 2C+3N) wyznaczono dla nacisków osi o przeciętnych agresywnościach (Rys. 4.12÷Rys. 4.15) oraz dla zidentyfikowanych nacisków osi o wartościach średnich, dopuszczalnych i maksymalnych zarejestrowanych oraz zestawiono w Tab. 4.9.

	Nawierzchnie sztywne h=23 cm	Oś obliczeniowa 100 kN	Oś obliczeniowa 115 kN
2P	Naciski osi przy przeciętnej agresywności osi	0,503	0,28
	Średnie naciski osi	0,015	0,008
	Dopuszczalne naciski osi	0,836	0,465
	Maksymalne naciski osi	3,724	2,071
2P+2P	Naciski osi przy przeciętnej agresywności osi	0,862	0,479
	Średnie naciski osi	0,115	0,064
	Dopuszczalne naciski osi	2,323	1,292
	Maksymalne naciski osi	13,142	7,307
2C+2N	Naciski osi przy przeciętnej agresywności osi	0,415	0,231
	Średnie naciski osi	0,068	0,038
	Dopuszczalne naciski osi	1,400	0,778
	Maksymalne naciski osi	4,278	2,379
2C+3N	Naciski osi przy przeciętnej agresywności osi	2,027	1,127
	Średnie naciski osi	0,633	0,352
	Dopuszczalne naciski osi	3,044	1,692
	Maksymalne naciski osi	24,535	13,641

Tab. 4.9. Zestawienie współczynników agresywności czterech typowych sylwetek pojazdów.

Dla tak zestawionych współczynników agresywności typowych sylwetek pojazdów, wartości skorygowanych współczynników agresywności (przeliczeniowych na osie 100 i 115 kN) dla dwóch grup pojazdów ciężarowych (po uwzględnieniu wag będących wynikających ze struktury rodzajowej pojazdów) – samochodów ciężarowych bez przyczep i samochodów ciężarowych z przyczepami przedstawiono w Tab. 4.10.

Tab. 4.10. Obowiązujące i skorygowane współczynniki agresywności

Grupa pojazdów		Nawierzchnie sztywne			
		Wartość obowiązująca –	Współczynniki agresywności - przeliczeniowe na osie 100 kN	Współczynniki agresywności - przeliczeniowe na osie 115 kN	
			Grubość warstwy nawierzchni z betonu [cm]: 23		
2 grupy pojazdów	Samochody ciężarowe bez przyczep	r ₁ =0,032	0,503 ¹⁾	0,280 ¹⁾	
			0,015 ²⁾	0,008 ²⁾	
			0,836 ³⁾	0,465 ³⁾	
			3,724 ⁴⁾	2,071 ⁴⁾	
	Samochody ciężarowe z przyczepami	$r_2=1,477^{5)}$ $r_2=3,760^{6)}$	1,512 ¹⁾	0,841 ¹⁾	
			0,440 ²⁾	0,245 ²⁾	
			2,570 ³⁾	1,429 ³⁾	
			18,420 ⁴⁾	10,241 ⁴⁾	

(przeliczeniowe na osie 100 i 115 kN).

¹⁾ – współczynniki dla nacisków o przeciętnych agresywnościach,

²⁾ – współczynniki dla średnich nacisków osi,

³⁾ – współczynniki dla dopuszczalnych nacisków osi,

⁴⁾ – współczynniki dla maksymalnych nacisków osi,

⁵⁾ – samochody czteroosiowe,

⁶⁾ – samochody pięcioosiowe.

Wyznaczone współczynniki agresywności (przeliczeniowe na osie 100 i 115 kN) różnią się od wartości aktualnie obowiązujących, przyjmowanych w polskim drogownictwie w wymiarowaniu nawierzchni – np. dla grupy samochodów ciężarowych bez przyczep są wielokrotnie większe od wartości podanych w katalogach obowiązujących w Polsce. Natomiast współczynniki agresywności wyznaczone dla grupy samochodów ciężarowych z przyczepami wskazują na mniej niekorzystny wpływ tej grupy pojazdów na nawierzchnie sztywne – betonowe niż jest obecnie przyjmowane w wymiarowaniu (współczynnik 1,477 dla samochodów czteroosiowych oraz 3,760 dla samochodów pięcioosiowych).

4.4.3.3 Podsumowanie

Współczynniki agresywności wyznaczone dla poszczególnych sylwetek pojazdów, zależą głównie od konfiguracji osi pojazdów i występujących nacisków osi. Wpływ osi wielokrotnych na wartości szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach drogowych nie jest jednoznacznie w chwili obecnej określony. Wykorzystywane obecnie w wymiarowaniu współczynniki agresywności budzą szereg wątpliwości. Widoczne są różnice w szkodliwym oddziaływaniu poszczególnych sylwetek (nawet o takiej samej liczbie osi) – np. wśród pojazdów czteroosiowych znajdziemy pojazd dwuosiowy z przyczepą dwuosiową (2P+2P), oraz ciągnik siodłowy z naczepą dwuosiową (2C+2N). W pierwszym z tych pojazdów, mamy do czynienia z osiami pojedynczymi, a w drugim – z osiami pojedynczymi i osią podwójną. I pomimo takiej samej liczby osi – są to pojazdy o innym szkodliwym oddziaływaniu na nawierzchnie drogowe (patrz Tab. 4.9).

Ze względu na postępującą optymalizację przewozów towarowych, można się spodziewać w najbliższych latach zmniejszania liczby pojazdów przeciążonych, a zbliżanie się występujących na drogach obciążeń do wartości dopuszczalnych (postępować też będzie zmniejszanie się liczby przejazdów "pustych" – bez ładunku). Dlatego też, do wymiarowania nawierzchni drogowych,

należy przyjmować wartości współczynników agresywności wyznaczone dla obciążeń dopuszczalnych:

 dla grupy samochodów ciężarowych bez przyczep: r¹⁰⁰ = 0.836 r¹¹⁵ = 0.465

 dla grupy samochodów ciężarowych z przyczepami: r¹⁰⁰ = 2.570 r¹¹⁵ = 1.429

Jednak ze względu na różnice w sposobie oddziaływania pojazdów ciężarowych na sztywne nawierzchnie drogowe, po przeprowadzeniu obliczeń przewidzianych do wykonania w etapie IV, okaże się czy istnieje potrzeba zróżnicowania współczynników agresywności w zależności od występującego obciążenia ruchem (inne wartości współczynników dla ruchu lekkiego KR1-KR2, inne dla ruchu średniego KR3-K4, a jeszcze inne dla ruchu ciężkiego i bardzo ciężkiego KR5-KR7).

5 <u>Studia nad kryteriami zmęczeniowymi do określania trwałości</u> <u>zmęczeniowej</u>

Kryteria zmęczeniowe do określania trwałości są podstawą mechanistycznego projektowania konstrukcji nawierzchni. W niniejszym rozdziale przedstawiono stosowane na świecie kryteria, głównie europejskie i amerykańskie – opracowane w krajach o silnie rozwiniętej inżynierii drogowej. W Polsce nie opracowano na dzień dzisiejszy kryteriów zmęczeniowych nawierzchni sztywnych. Badania takie wymagają ogromnych nakładów finansowych i czasu, stąd wiele krajów (w tym Polska) zmuszonych jest korzystać z kryteriów określanych dla innych (zagranicznych) warunków lokalnych. Pamiętać przy tym należy, że kryteria zmęczeniowe opracowywane są dla określonych warunków klimatycznych, wartości obciążeń oraz typowych dla danego regionu konstrukcji i materiałów. Nie powinny być one bezpośrednio przenoszone na inne warunki (obciążeniowe, materiałowe i klimatyczne), a określenie tzw. "współczynnika przesunięcia" stanowi nie lada trudność. Bezpośrednie stosowanie kryteriów, w innych niż założone warunkach, skutkować może błędnymi wynikami obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni.

5.1 WYBRANE KRYTERIA ZMĘCZENIOWE NAWIERZCHNI BETONOWYCH

5.1.1 Kryteria Amerykańskie

5.1.1.1 KRYTERIUM FHWA (1977)

Opracowane w 1977 r., w Departamencie Transportu, przez Federal Highway Administration [7], proste kryterium naprężeniowe:

$$Log_{10}N = 17,61 - 17,61(\sigma/MOR)$$

gdzie:

N – Dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia nawierzchni,

σ – maksymalne naprężenia rozciągające w płycie betonowej,

MOR – wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Stworzyło ono podstawy do dalszych badań na poligonach doświadczalnych w Arlington i Maryland, które z czasem zaowocowały opracowaniem bardziej zaawansowanych kryteriów AASHTO. Zależność dopuszczalnej, wg powyższego kryterium, liczby obciążeń od naprężeń rozciągających w płycie i wytrzymałości betonu na rozciąganie przedstawiono na Rys. 5.1.



Rys. 5.1 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium FHWA (1977)

5.1.1.2 KRYTERIUM PORTLAND CEMENT ASSOCIATION

Kryterium to wykorzystywane jest w opublikowanej w 1984 r. (powtórzonej w wersji poprawionej w w 1995 r.[29]) metodzie Portland Cement Association (PCA), szerzej omówionej w [25]. Dotyczy ono zarówno płyt niezbrojonych i nie dyblowanych, dyblowanych oraz płyt o zbrojeniu ciągłym, ułożonych na podbudowie podatnej lub sztywnej, charakteryzowanej współczynnikiem reakcji podłoża *k* (praktycznie model Westergarda).

Trwałość nawierzchni określana jest od obciążenia pojazdami oraz od erozji w wyniku "pompowania podbudowy", będącego następstwem cyklicznych obciążeń. Dopuszczalną liczbę obciążeń poszczególnych osi określa się na podstawie tzw. "współczynnika naprężeń" i "współczynnika erozji". Współczynnik naprężeń jest to stosunek obliczonych w modelu równoważnych naprężeń do wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu. Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu określa się na beleczkach 15 x 15 x 76 cm, przy założeniu 20% wzrostu wytrzymałości w okresie 5 lat. Współczynnik erozji jest to stosunek obliczonego w modelu ugięcia naroża do ugięcia krawędzi.

Trwałość zmęczeniową nawierzchni w funkcji współczynnika naprężeń, dla osi doliczeniowej 100 kN i 115 kN przedstawiono na Rys. 5.2.





5.1.1.3 KRYTERIUM AASHTO

To rozbudowane kryterium sosowane jest w opracowanej w 1993 r i aktualizowanej w 1998 r. metodzie ASSHTO, szerzej omówionej w [2] oraz [25]. Dotyczy ono płyt betonowych ze szczelinami dyblowanymi, płyt zbrojonych siatką i szczelinami dyblowanymi oraz płyt o zbrojeniu ciągłym, ułożonych na podbudowie podatnej lub sztywnej i podłożu charakteryzowanym współczynnikiem reakcji podłoża *k*. Kryterium wykorzystuje pojęcie wskaźnika używalności nawierzchni PSI, który po raz pierwszy został wprowadzony w badaniach AASHO i określa stan nawierzchni po wybudowaniu oraz po pewnym okresie eksploatacji. Wartość wskaźnika PSI = 2,5 oznacza konieczność odnowy nawierzchni, podczs gdy nowa nawierzchnia posiada wskaźnik PSI od 4,5 do 5,0.

Kryterium opracowane jest dla obciążenia pojedynczą osią obliczeniową 80 kN. Opracowano jednak współczynniki, będące m.in. funkcją grubości płyty, pozwalające na przeliczenie osi pojedynczej o różnym obciążeniu, osi tandemowej i potrójnej na oś obliczeniową 80 kN.

Sumaryczną liczbę obciążeń jaką przeniesie nawierzchnia betonowa opisuje poniższa zależność (wzory cytowane są z jednostkami amerykańskimi):
$$\log W' = \log W + (5.065 - 0.03295P2^{2,4}) \left[\log \left(\frac{(S_c')'}{\sigma_t'} \right) - \log(\frac{690}{\sigma_t}) \right]$$

gdzie:

W' – sumaryczna liczba osi 80 kN w okresie eksploatacji na pasie ruchu,

$$\log W = \log R + \frac{G}{Y}$$

$$\log R = 5,85 + 7,35\log(D+1) - 4,62\log(L1+L2) + 3,28\log L2$$

$$Y = 1,00 + \frac{3,63(L1+L2)^{5,2}}{(D+1)^{8,46}L2^{3,52}}$$

$$G = \log(\frac{P1 - P2}{P1 - 1.5})$$

gdzie:

D - grubość płyty [cale],

L1 – obciążenie osi pojedynczej [kips],

L2 -- obciążenie osi podwójnej [kips],

P1 – początkowy wskaźnik PSI,

P2 – końcowy wskaźnik PSI,

 $(S'_c)'$ – wytrzymałość na rozciąganie betonu przy zginaniu trójpunktowym po 28 dniach, (z badań AASHO, 690 psi [4,75 MPa]),

 σ_t – naprężenia od obciążenia i temperatury w środku płyty dla danych z badań AASHO,

 σ_t – naprężenia od obciążenia i temperatury w środku płyty dla danych dla nowej płyty.

$$\sigma_t = \sigma_l EF[1, 0 + 10^{(\log b)}TD]$$

Naprężenia w środku płyty od obciążenia kołem określa równanie:

$$\sigma_{l} = \frac{18,00}{D^{2}} \left\{ 4,227 - 2,381(\frac{180}{l}) - 0,0015(\frac{E_{b}H_{b}}{1,4k})^{0.5} - 0,155[H_{b}(\frac{E_{b}}{E_{c}})^{0.75}]^{0.5} \right\}$$

gdzie:

 E_c – moduł płyty, psi, (4 200 000 psi, [29 000 MPa] z badań AASHO), E_b – moduł podbudowy, psi, (25 000 psi [172 MPa] z badań AASHO), H_b – grubość podbudowy, cale, (6 cali [152 mm] z badań AASHO),

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_c D^3}{12(1 - v^2)k}}$$

Strona 37 z 105

gdzie:

k = współczynnik reakcji podłoża, psi/in, (110 psi/in [29,92 kPa] z badań AASHO),

v-współczynnik Poissona, (0,2 z badań AASHO),

E – współczynnik podparcia krawędzi, (1,0 z badań AASHO),

E = 1,00 dla szerokości pasa 12 stóp (3,66 m.),

= 0,94 dla szerokości pasa 12 stóp plus umocnione pobocze,

= 0,92 dla poszerzonego o 2 stopy (0,6 m) pasa ruchu, który ma szerokość 12 stóp,

$$F = 1,177 - 4,3 \times 10^{-8} DE_{b} - 0,01155542D + 6,27 \times 10^{-7} E_{b} - 0,000315f$$

gdzie:

f– współczynnik tarcia płyty o podbudowę; piasek – 0,8, glina – 1,3, kruszywo – 1,4, stabilizacja cementem, chudy beton - 34, kruszywo otoczone asfaltem – 5,8.

$$\log b = -1,944 + 2,279 \frac{D}{l} + 0,0917 \frac{L}{l} - 433,080 \frac{D^2}{kl^4} + (\frac{0,0614}{l}) * (\frac{E_b H_b^{1.5}}{1,4k})^{0.5}$$
$$- 438,642 \frac{D^2}{kl^2} - 498,240 \frac{D^3 L}{kl^6}$$

gdzie:

L – odległość pomiędzy szczelinami w calach (180 cali [4572 mm] w badaniach AASHO),

$$TD = 0,962 - \frac{52,181}{D} + 0,341WIND + 0,184TEMP -),000836PRECIP$$

gdzie:

D - grubość płyty, cale,

WIND - średnia roczna prędkość wiatru [mph],

TEMP – średnia roczna temperatura [⁰F],

PRECIP – średnia roczna ilość opadów [cale].

Wartości wskaźników PSI określa się z zależności:

$$PSI = 5,41 - 1,80\log(1 + SV) - 0,09\sqrt{C + P}$$

gdzie:

SV – średnia wariancja nierówności mierzona po śladach kół lewego i prawego,

C+P – pęknięcia i łaty w nawierzchni na jednostkę powierzchni [%].

5.1.1.4 KRYTERIUM NCHRP

Kryterium opracowane w ramach National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), przy współudziale American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) i Federal Highway Administration (FHWA). Opublikowane po raz pierwszy w 2003 r. [11], jako suplement do wydanego w 2002 r. "Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structures" i powtórzone w 2004 r. [12], w obowiązującym "Guide for Mechanistic-

Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures." Kryterium znacznie prostsze w praktycznym stosowaniu, w porównaniu z kryterium ASSHTO z 1998 r. Opracowane zostało na podstawie analizy danych ze 196 odcinków doświadczalnych, zlokalizowanych w 24 stanach o zróżnicowanym klimacie. Są to jak do tej pory najobszerniejsze badania tego typu na świecie, a będąca ich wynikiem procedura szacowania trwałości zmęczeniowej nawierzchni stosowana jest przez większość administracji stanowych.

Analizy zmęczeniowe kryterium NCHRP prowadzone były przy założeniu hipotezy Minera. Jako model nawierzchni do obliczenia naprężeń przyjęto płytę betonową, spoczywającą (ze szczepnością lub bez) na podbudowie charakteryzowanej modułem sprężystości *(E)* i podłożu charakteryzowanym równoważnym współczynnikiem reakcji podłoża *k*. Kryterium zakłada, że zniszczenie nawierzchni następuje w momencie pęknięcia 50% płyt. Dopuszczalna liczba obciążeń w założonym okresie eksploatacji jest funkcją wytrzymałości betonu na rozciąganie i maksymalnych naprężeń w płycie. Wyznaczana jest z zależności:

$$\log(N_{i,j,k,l,m,n}) = C_1 \cdot \left(\frac{MR_i}{\sigma_{i,j,k,l,m,n}}\right)^{C_2} + 0.4371$$

gdzie:

N_{i,j,k..}– dopuczalna liczba obciążeń w założonych warunkach i, j,k,l,m,n

MR_i – wytrzymałośc betonu na rozciąganie w czasie i

C1 -stała kalibracyjna (z badań) = 2,0

C2 – stała kalibracyjna (z badań) = 1,22

 $\sigma_{i,j,k,..}$ – naprężenia w założonych: warunkach *i* (zakłada się zmianę szczepności, wytrzymałości betonu i degradację poboczy z wiekem nawierzchni), *j* (zakłada się zmianę współczynnika reakcji podłoża w przeciągu roku), konfiguracji obciążeń *k*, wartościach obciążeń *I*, różnicy temperatur *m* oraz lokalizacji obciążeńia w rozkładzie poprzecznym *n*.

Zależność dopuszczalnej liczby obciążeń, wg kryterium NCHRP, od maksymalnych naprężeń w płycie i wytrzymałości betonu na rozciąganie przedstawiono na Rys. 5.3



Rys. 5.3 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium NCHRP

5.1.2 Kryterium francuskie

Kryterium opracowano w 1994 r. [6], na podstawie wieloletnich doświadczeń francuskich, przez Centralne Laboratoium Dróg i Mostów w Paryżu (LCPC) oraz Biuro Studiów Technicznych Dróg i Autostrad (SETRA). Kryterium to wykorzystywane jest przy wymiarowaniu płyt betonowych nie dyblowanych i dyblowanych na podbudowie z chudego betonu (lub gruntu stabilizowanego cementem), płyt grubych na warstwie kruszywa stabilizowanego mechanicznie oraz płyt o zbrojeniu ciągłym na podbudowie z chudego betonu lub na warstwie "tłumiącej" z mieszanki mineralno-asfaltowej typu beton asfaltowy. Szczegóły francuskiej metody wymiarowania podano w [25]. Kryterium opracowano dla obciążenia osi obliczeniowej 130 kN (65 kN na koło bliźniacze).

Sumaryczną liczbę osi obliczeniowych w prognozowanym okresie eksploatacji wyznacza się z zależności:

$$\sigma_r^{\max} \leq \sigma_6 (\frac{\sum P_o}{10^6})^b k_r k_d k_c$$

gdzie:

 σ_r^{max} - maksymalne naprężenia rozciągające w warstwie betonowej obliczone w modelu,

 σ_6 – naprężenia niszczące dla liczby obciążeń 10⁶ i p.p. 50%, Tab. 5.1

 ΣP_o - sumaryczna liczba osi obliczeniowych w prognozowanym okresie eksploatacji,

b – współczynnik wynikający z badań zmęczeniowych (nachylenie krzywej zmęczeniowej)wg Tab. 5.1,

 k_r – współczynnik zależny od rozrzutu wyników badań zmęczeniowych, $k_r = 10^{(-ub\delta)}$,

- u parametr zależny od poziomu prawdopodobieństwa dla rozkładu Studenta,
- δ odchylenie standardowe w badaniach zmęczeniowych,
- k_d współczynnik uwzględniający występowanie szczelin, wartości j.n.,

k_c - współczynnik uwzględniający nie dopasowanie modelu do warunków rzeczywistych; dla nawierzchni betonowych przyjmowany 1,5 w przypadku gdy przy wymiarowaniu stosuje się wytrzymałość na rozciąganie przy ściskaniu określaną za pomocą metody brazylijskiej.

Klasy betonu (2,3,4,5) w Tab. 5.1 odpowiadają kolejno wytrzymałościom na rozciąganie przy ściskaniu, po 28 dniach (2,1 MPa, 2,4 MPa, 2,9 MPa i 3,3 MPa). Maksymalne naprężenia rozciągające w warstwie betonowej wyznaczane się w modelu obliczeniowym, którym jest sprężysta półprzestrzeń warstwowa (nie ograniczona w planie) ułożona na półprzestrzeni sprężystej (podłożu gruntowym). Wpływ szczelin oraz temperatury uwzględniany jest poprzez wprowadzenie współczynników korygujących \mathbf{k}_d o następujących wartościach:

- płyty nie dyblowane i nie zbrojone k_d = 0,59,
- płyty dyblowane $-k_d = 0,68$,
- płyty o zbrojeniu ciągłym $k_d = 0,68$.

Klasa betonu	Naprężenia $\sigma_{\!\scriptscriptstyle 6}$, MPa	-1/b
5	2,15	16
4	1,95	15
3	1,63	15
2	1,37	14

Tab. 5.1. Zestawienie wartości współczynnika b oraz σ_6

Trwałośc zmęczeniową nawierzchni wg kryterium francuskiego, w zależności od klasy betonu (naprężeń niszczących σ_6) i maksymalnych naprężęń rozciągających obliczonych w modelu, przy założeniu k_r =0,9 (odchylenie standardowe w badaniach zmęczeniowych na poziomie 15%), przedstawiono na Rys. 5.4.



Rys. 5.4 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium francuskiego

5.1.3 Kryteria brytyjskie

5.1.3.1 Kryterium HD26/01

Kryterium to opracowano na podstawie badań przeprowadzonych w 1987 [15] na sieci brytyjskich autostrad. Opublikowane zostało powtórnie w wytycznych HD 26/01 w 2001 r. [28]. Wykorzystywane jest przy wymiarowaniu płyt niezbrojonych ze szczelinami dyblowanymi (Unreinforced Concrete – URC) oraz płyt zbrojonych ze szczelinami dyblowanymi (Jointed reinforced Concrete – JRC). Opracowane jest dla obciążeń osią obliczeniową 80 kN. Uzależnia wymaganą grubość płyty betonowej dla założonego okresu eksploatacji od wytrzymałości betonu na ściskanie oraz równoważnego modułu sprężystości podbudowy.

Grubość płyty niezbrojonej, ze szczelinami dublowanymi (URC) wyznaczana jest z zależności [10]:

$$H = 0.85 \times 1.15 \left[e^{((40.78 - 3.466 \ln S - 0.4836 \ln M - 0.08718 \ln F + \ln L)/5.094)} \right]$$

gdzie:

Ln – logarytm naturalny,

L – trwałość zmęczeniowa nawierzchni, w milionach cykli,

H – wymagana grubość płyty betonowej [mm],

S – wytrzymałośc betonu na sciskanie po 28 dniach [MPa],

M – równoważny moduł sprężystości podbudowy [MPa],

F=30% – graniczny dopuszczalny procent uszkodzeń,

Powyższa zależność zakłada nie występowanie zwierciadła wody gruntowej na głębokości 60 cm od spodu podbudowy pomocniczej oraz występowanie poboczy utwardzonych o szerokości min. 1 m. W przypadku poboczy nieutwardzonych wymaganą grubość płyty należy zwiększyć zamieniając w powyrzszym wzorze 0,85 na 1,0 [10].

Podobnie, z poniższej zależności, wyznaczana jest grubość płyty zbrojonej ze szczelinami dyblowanymi (JRC)[10]:

$$H = 0.85 \times 1.15 \left[e^{((45.15 - 3.171 \ln s - 0.3255 \ln M - 1.418 \ln R + \ln L)/4.786)} \right]$$

gdzie:

R – stopień zbrojenia [mm²/m], w przekroju poprzecznym płyty. Pozostałe oznaczenia i założenia jak w dla płyty nie zbrojonej.

Wymagane grubości płyty wg kryterium HD26/01, w funkcji założonej liczby osi obliczeniowych 80 kN, dla płyty dyblowanej nie zbrojonej i płyty dyblowanej zbrojonej (przy założeniu wytrzymałości betonu na ściskanie po 28 dniach 40 MPa, równoważnego modułu sprężystości podbudowy 200 MPa oraz stopnia zbrojenia płyty zbrojonej 500 mm²/m), przedstawiono na Rys. 5.5.



Rys. 5.5 Wymagana grubość płyty betonowej w funkcji trwałości zmęczeniowej wg kryterium HD 26/01

5.1.3.2 Kryterium HD26/06

Kryterium HD 26/06 [27] powstało na podstawie HD 26/01. Są to aktualnie obowiązujące wytyczne projektowania nawierzchni betonowych w Wielkiej Brytanii. Odstąpiono od warunku minimalnej głębokości zwierciadła wody gruntowej. Wprowadzono minimalny stopień zbrojenia 500 mm²/m w nawierzchniach typu JRC (płyty zbrojone ze szczelinami dyblowanymi). Wprowadzono również minimalną grubość płyty betonowej H = 15 cm. Przedstawione w punkcie 5.1.3.1 wzory skalibrowano powtórnie, na podstawie kolejnych 5 lat obserwacji, uzyskując następujące zależności wymaganej grubości płyty betonowej w funkcji prognozowanej liczby obciążeń osi obliczeniowych 80 kN [27]:

$$Ln(H_1) = {Ln(T) - 3.466 Ln(R_1) - 0.484 Ln(E) + 40.483} / 5.094$$

odnośnie nawierzchni dyblowanych, nie zbrojonych oraz:

$$Ln(H_1) = {Ln(T) - R - 3.171 Ln(R_2) - 0.326 Ln(E) + 45.150} / 4.786$$

odnośnie nawierzchni dyblowanych, zbrojonych,

gdzie:

H₁ - Wymagana grubość płyty betonowej [mm], w przypadku braku utwardzonego pobocza,

R_c - Wytrzymałośc betonu na sciskanie po 28 dniach [MPa],

T - dopuszczalna liczba obciążeń osi 80 kN, w milionach cykli,

E – równoważny moduł sprężystości podbudowy [MPa], min 200 MPa,

R = 8,812 dla stopnia zbrojenia 500 mm²/m,

R= 9,071 dla stopnia zbrojenia 600 mm²/m,

R= 9,289 dla stopnia zbrojenia 700 mm²/m,

R= 9,479dla stopnia zbrojenia 800 mm²/m.

W przypadku występowania utwardzonego pobocza o szerokości min. 1 m wymaganą grubość płyty H₁ można zmniejszyć, korzystając z zależności [27]:

H₂ = 0.934 H₁ - 12.5

gdzie:

H₂ - Wymagana grubość płyty betonowej [mm], w przypadku występowania utwardzonego pobocza o szerokości min. 1 m.

Wymagane grubości płyty wg kryterium HD26/06, w funkcji założonej liczby osi obliczeniowych 80 kN, dla płyty dyblowanej nie zbrojonej i płyty dyblowanej zbrojonej (przy założeniu wytrzymałości betonu na ściskanie po 28 dniach 40 MPa, równoważnego modułu sprężystości podbudowy 200 MPa, stopnia zbrojenia płyty zbrojonej 500 mm²/m oraz poboczy utwardzonych szerokości 1 m), przedstawiono na Rys. 5.6.



Rys. 5.6 Wymagana grubość płyty betonowej w funkcji trwałości zmęczeniowej wg kryterium HD 26/06

5.1.4 Kryterium szwedzkie

Opublikowane w 1979 r. [26], w Journal of the American Concrete Institute przez R. Tepfers i T. Kutti, stosowane w Szwecji do dnia dzisiejszego, kryterium naprężeniowe:

$$\sigma_{max}$$
 /MOR = 1 – β (1-R)·log₁₀N

gdzie:

N – Dopuszczalna liczba obciążeń do zniszczenia nawierzchni,

 σ_{max} – maksymalne naprężenia rozciągające w płycie betonowej,

σ_{min} – naprężenia w płycie przed obciążeniem,

MOR – wytrzymałość betonu na rozciąganie,

 $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$

 β – współczynnik kalibracji (dla betonu = 0,0685).

Trwałość zmęczeniową nawierzchni, obliczoną wg powyższego kryterium, przy założeniu $\sigma_{min}=0$, przedstawiono na Rys. 5.7.



Rys. 5.7 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium szwedzkiego

5.1.5 <u>Kryterium stosowane w dotychczasowym polskim katalogu nawierzchni</u> <u>sztywnych</u>

Metodę wymiarowania, stosowaną w dotychczasowym katalogu nawierzchni sztywnych, szerzej przedstawiono w [25]. Naprężeniowe kryterium zmęczeniowe, stosowane w ww. metodzie ma postać:

$$\sigma_{\max} = R_{zg} (1-0,078 \log N)$$

gdzie:

N – liczba obciążeń, jaką może przenieść nawierzchnia betonowa przy poziomie naprężeń σ_{max_n}

R_{zg} – wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu,

 σ_{max} – maksymalne naprężenia rozciągające w płycie, wyznaczone od obciążenia kołem obliczeniowym oraz zmian temperatury.

Naprężenia σ_{max} oblicza się w modelu płyty o skończonych wymiarach w planie, ułożonej na wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej, obciążonej kołem samochodu o nacisku 50-57,5 kN.

Liczbę obciążeń, jaką może przenieść nawierzchnia, w funkcji maksymalnych naprężeń rozciągających w płycie i wytrzymałości betonu na rozciąganie, przedstawiono na Rys. 5.8.



Rys. 5.8 Trwałość zmęczeniowa nawierzchni wg kryterium stosowanego w dotychczasowym katalogu nawierzchni sztywnych

5.2 PORÓWNANIE WYBRANYCH KRYTERIÓW ZMĘCZENIOWYCH

Widać wyraźnie, że trwałości zmęczeniowe nawierzchni, wyznaczone na podstawie przedstawionych w poprzednim punkcie kryteriów, mogą różnić się od siebie w sposób znaczący. Wynika to z faktu, że różne kryteria zmęczeniowe (będące najczęściej rezultatem empirycznych doświadczeń) opracowane zostały dla konkretnych (lokalnych) warunków obciążeniowych, klimatycznych oraz typowych dla danego regionu materiałów i konstrukcji nawierzchni. Wreszcie, różne kryteria są mniej lub bardziej zachowawcze i różnie definiują zniszczenie konstrukcji. Na istotne różnice między kryteriami wskazali również Griffiths i Thom w [10].

Poniżej porównano cztery wybrane kryteria, które łączą w sposób bezpośredni trwałość zmęczeniową nawierzchni z maksymalnymi naprężeniami rozciągającymi w płycie i wytrzymałością betonu na rozciąganie – kryterium francuskie, kryterium szwedzkie, najnowsze kryterium amerykańskie (NCHRP) oraz kryterium stosowane w dotychczasowym polskim katalogu nawierzchni sztywnych. W kryterium brytyjskim nie występuje wytrzymałość betonu na rozciąganie ani naprężenia rozciągające w płycie i jako takie nie może być ono bezpośrednio porównywane z ww. kryteriami napręzeniowymi. W przypadku kryterium brytyjskiego warto jednak zauważyć (Rys. 5.5 i Rys. 5.6), jak w przeciągu zaledwie pięciu lat zmieniły się wytyczne, wprowadzając oszczędniejsze (cieńsze) konstrukcje dla założonej trwałości zmęczeniowej – średnio o 2-3 cm, zarówno w przypadku nawierzchni dyblowanych nie zbrojonych (URC), jak i nawierzchni dyblowanych zbrojonych. (JRC).

Spośród (wyznaczonych na podstawie czterech wymienionych kryteriów naprężeniowych) czterech płaszczyzn wyznaczających trwałość zmęczeniową nawierzchni (Rys. 5.3, Rys. 5.4, Rys. 5.7 i Rys. 5.8) dwie mają bardzo podobny kształt (wg kryterium szwedzkiego i kryterium dotychczas stosowanego w polskim katalogu). Nieco inny kształt ma płaszczyzna zmęczeniowa sporządzona na podstawie kryterium francuskiego, zauważyć jednak należy, że w kryterium tym wytrzymałość betonu na rozciąganie wyrażona jest, inaczej niż w pozostałych kryteriach, przez naprężenia niszczące po 1 mln cykli. Płaszczyzna sporządzona na podstawie kryterium amerykańskiego (NCHRP) przy małych maksymalnych naprężeniach rozciągających w płycie (poniżej 1 MPa) bardzo wyraźnie dąży asymptotycznie do nieskończoności, jednak są to naprężenia, które w rzeczywistości nie występują w nawierzchni i dla których ww. kryterium nie było kalibrowane.

Poniżej, na Rys. 5.9, porównano trwałości zmęczeniowe **N**, w funkcji wytrzymałości betonu na rozciąganie **Rzg**, wyznaczone na podstawie kryteriów NCHRP, szwedzkiego oraz kryterium stosowanego dotychczas w polskim katalogu, przy reprezentatywnym poziome maksymalnych naprężeń rozciągających w płycie \mathcal{O}_{max} =3 MPa (1,5 MPa od naprężeń temperaturowych + 1,5 MPa od obciążenia kołem).



Rys. 5.9 Porównanie trwałości zmęczeniowej przy naprężeniach rozciągających w płycie σ_{max} =3 MPa

Pamiętać trzeba, że w skali logarytmicznej zmiana wartości o 1 oznacza 10-krotną różnicę w trwałości zmęczeniowej nawierzchni; analizowane kryteria dają zatem znacząco różne wyniki przy wyższych wytrzymałościach betonu na rozciąganie (5,5 MPa), które zbliżają się jednak do siebie wraz ze spadkiem wytrzymałości betonu i uzyskują zbliżone wartości na poziomie wytrzymałości na rozciąganie *Rzg* = 4 MPa. Zauważyć należy, że w całym zakresie wytrzymałości betonu, trwałości zmęczeniowe oszacowane na podstawie kryterium stosowanego dotychczas w polskim katalogu plasują się między wynikami uzyskanymi na podstawie kryterium szwedzkiego i amerykańskiego. Różnice w trwałościach zmęczeniowych wynikać mogą ze, wspomnianych już wcześniej, odmiennych warunków lokalnych, dla których kryteria te zostały opracowane. Za najistotniejsze czynniki mające wpływ na różnice w trwałości, wyznaczanej na podstawie trzech powyższych kryteriów, uznać można, diametralnie odmienny od polskiego, klimat skandynawski

(inna liczba przejść temperatury w ciągu roku przez 0°C, wilgotność i gradienty temperatury w płycie) oraz inne typowe obciążenia w Europie i USA (oś obliczeniowa 80 kN).

W przypadku kryterium francuskiego naprężenia niszczące po 1 mln cykli σ_6 odpowiadają niższym wytrzymałością betonu na rozciąganie, niż jest to przyjmowane w pozostałych analizowanych kryteriach. Najwyższa, 5. klasa betonu, dla której naprężenia σ_6 ustalone są na poziomie 2,15 MPa, odpowiada wytrzymałości betonu na rozciąganie po 28 dniach 3,3 MPa [25]. Gdyby jednak wartości te traktować jako wytrzymałości obliczeniowe, przyjąć można, że odpowiadają one wytrzymałości charakterystycznej 4 MPa, która w metodzie stosowanej dotychczas w polskim katalogu, dzielona jest przez zmniejszające współczynniki materiałowe γ =1,2 [25]. Dla wyższych wytrzymałości betonu nie wyznaczono w kryterium francuskim współczynników mówiących o nachyleniu krzywej zmęczeniowej, pozwalających przeliczyć naprężenia niszczące po 1 mln cykli σ_6 na (stosowaną w pozostałych kryteriach) wytrzymałość betonu na rozciąganie po 28 dniach.

Trwałość zmęczeniową dla charakterystycznej wytrzymałości betonu na rozciąganie 4 MPa (odpowiadającej wytrzymałości obliczeniowej 3,3 MPa), wyznaczoną na podstawie kryterium stosowanego w polskim katalogu i kryterium francuskiego, przedstawiono na Rys. 5.10. W bardzo szerokim zakresie maksymalnych naprężeń rozciągających w płycie uzyskano zbliżoną trwałość zmęczeniową nawierzchni. Na poziomie reprezentatywnych naprężeń maksymalnych ok. 3 MPa uzyskano niemal identyczne wyniki trwałości.

Zauważyć również należy, że omówione wcześniej uwarunkowania lokalne, dla których kryterium francuskie zostało opracowane są, bardziej niż ma to miejsce w przypadku pozostałych analizowanych kryteriów, zbliżone do warunków polskich.



Rys. 5.10 Porównanie trwałości zmęczeniowej przy wytrzymałości betonu na rozciąganie (charakterystycznej) *Rzg* = 4MPa

5.3 WNIOSKI

Decydując się przy wymiarowaniu nawierzchni betonowej na stosowanie konkretnego kryterium zmęczeniowego, bezwzględnie należy brać pod rozwagę lokalne uwarunkowania, dla których kryterium to zostało opracowane, a które mają zasadniczy wpływ na szacowaną trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni. W niniejszym rozdziale przedstawiono, różniące się pod

względem otrzymywanych wyników, stosowane w Europie i USA kryteria, opracowane na podstawie empirycznych zależności, dla różnych (lokalnych) warunków klimatycznych, obciążeniowych oraz typowych dla danego regionu konstrukcji i materiałów. Analiza wybranych kryteriów wykazała, że stosowane dotychczas w polskim katalogu kryterium zmęczeniowe daje wyniki pośrednie, między trwałościami szacowanymi na podstawie kryteriów skandynawskich i amerykańskich. Stwierdzono również (w pewnym zakresie) dużą zbieżność wyników trwałości szacowanej na podstawie kryterium stosowanego w polskim katalogu i kryterium francuskiego, które opracowane zostało *nota bene* przy założeniu, bardziej niż w przypadku pozostałych analizowanych kryteriów, podobnych uwarunkowań lokalnych.

Zauważyć należy, że uznane administracje drogowe na całym świecie poddają opracowane kryteria zmęczeniowe ciągłej rewizji (w okresach kilku-kilkunastoletnich), wymagającej długotrwałych badań i ogromnych nakładów finansowych. Najlepszym tego przykładem mogą być Stany Zjednoczone i Wielka Brytania. Wynika to z możliwości przeprowadzania coraz bardziej zaawansowanych analiz (optymalizacja konstrukcji) oraz ze zmian uwarunkowań lokalnych, dla których kryteria zostały opracowane, np. dostosowanie do zmieniających się warunków obciążeniowych (typowa konfiguracja i obciążenie osi). Proponuje się w dalszym etapie prac korzystanie z dotychczasowego kryterium stosowanego w KTKNS.

6 ANALIZA WARUNKÓW KLIMATYCZNYCH NA OBSZARZE KRAJU

6.1 CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA

Na terenie Polski panuje klimat umiarkowany o charakterze przejściowym pomiędzy klimatem morskim a lądowym. Wynikiem tego jest ścieranie się mas wilgotnego powietrza znad Atlantyku z suchym powietrzem z głębi kontynentu euroazjatyckiego. W efekcie klimat w Polsce odznacza się dość znacznymi wahaniami temperatury i ciśnienia. W konsekwencji pojawiają się charakterystyczne, różniące się znacznie od siebie pory roku (sześć razem z przedwiośniem i przedzimą).

Zimy są wilgotne, typu oceanicznego lub - rzadziej - pogodne, typu kontynentalnego. Generalnie w Polsce północnej i zachodniej przeważa klimat umiarkowany morski z łagodnymi, wilgotnymi zimami i chłodnymi latami ze sporą ilością opadów, natomiast we wschodniej części kraju zaznacza się kontynentalizm klimatu, z ostrymi zimami oraz gorętszymi i bardziej suchymi latami.

W czasie przedwiośnia, średnia dobowa temperatura powietrza waha się od 0°C do 5°C. Wiosną temperatura dobowa wynosi średnio od 5°C do 15°C. Latem występują temperatury powyżej 20°C, natomiast jesienią od 15°C do nawet 5°C. W przedzimiu występuje średnia dobowa temperatura od 0 do 5°C, natomiast zimą poniżej 0°C.

Najcieplejszym miesiącem jest lipiec, którego średnia temperatura wynosi 16-19°C. Najchłodniejsze w lipcu są obszary górskie. Chłodniej jest w lipcu także na obszarach Polski przylegających do Morza Bałtyckiego (ok. 16°C). Najcieplej jest w środkowej części Polski, gdzie średnie dobowe temperatury przekraczają 18°C.

Do najchłodniejszego miesiąca należy styczeń. Wynikiem tego jest napływające ze wschodu mroźne powietrze kontynentalne. Wschodnie obszary Polski są w styczniu jednymi z najchłodniejszych regionów kraju.

Najcieplejszym obszarem Polski jest Nizina Śląska, która znajduje się pod przeważającym wpływem powietrza oceanicznego. Lata są słoneczne i ciepłe. Średnia temperatura w lipcu przekracza 18,5°C.

Do najchłodniejszego obszaru należy Suwalszczyzna, położona w północno-wschodniej części kraju. Występują tu surowe i długie zimy, które trwają ponad cztery miesiące. Zimą występują tutaj bardzo niskie temperatury, natomiast lata są ciepłe. W Tab. 6.1. Przedstawiono średnie miesięczne wartości temperatury powietrza w °C na wybranych stacjach w Polsce (1963-2000) dla różnych miesięcy w roku.

	I	П	Ш	IV	v	VI	VII	VIII	IX	х	XI	XII	średnia roczna	wahania roczne
Białystok	-4.1	-3.2	0.7	6.7	13.3	16.5	18.4	16.7	12.6	7	1.4	-2.4	7.0	14.3
Bukowina Tatrzańska	-4.9	-4.1	-0.3	4.7	10.7	13	14.6	14.2	11	6.3	0.3	-3	5.2	9.7
Bydgoszcz	-2.1	-1.2	1.9	7.2	13	16.4	18.4	16.9	13.1	7.8	2.7	-0.6	7.8	16.3
Bytom	-2.5	-1.5	2.4	7.4	13.1	15.8	17.7	16.5	13	5.2	2.8	-0.8	7.4	15.2
Choinice	-2.9	-2.1	0.8	5.8	11.3	14.8	16.9	15.4	12.1	7	1.9	-1.3	6.6	14
Cieszyn	-2.1	-1	3.3	8.1	13.5	16.5	18.5	17.5	13.9	9.4	3.7	-0.3	8.4	16.4
Czestochowa	-2.5	-1.6	2.1	7.2	13	16	17.8	16.8	13.2	7.9	2.6	-0.9	7.6	15.3
Darłówko	-1.1	-0.7	1.5	5.5	10.2	13.9	16.6	16.1	13.2	8.3	3.7	0.6	7.3	15.5
Gdańsk	-1.5	-0.9	1.7	6.3	11.3	15.3	17.6	16.6	13.5	8.4	3.4	0.2	7.7	16.1
Gorzów	-1.5	-0.5	2.8	7.4	12.8	15.9	17.7	16.5	13.1	8	3	-0.1	7.9	16.2
Grudziadz	-2	-1.3	1.9	7.1	12.6	15.8	18.2	16.9	13.2	8	2.8	-0.5	7.7	16.2
Hel	-0.6	-0.5	1.4	5.1	9.9	14.1	17.2	16.8	14	9.2	4.3	1	7.7	16.6
Karpacz	-2.1	-1.7	1.3	5.4	10.6	13.4	15.4	14.7	11.7	7.1	2	-0.9	6.4	13.3
Kielce	-3.5	-2.2	1.7	7.7	13	16.5	18	16.8	13.3	7.8	2.2	-1.7	7.5	14.5
Kłodzko	-2.4	-1.2	2.5	7	12.3	15.1	16.9	15.8	12.4	8	2.7	-0.8	7.4	14.5
Koszalin	-1.5	-0.9	1.7	5.9	11	14.4	16.7	15.5	12.4	7.7	3.1	0	7.2	15.2
Kościerzyna	-3.2	-2.5	0.5	5.6	11.1	14.5	16.7	15.5	12.1	7	1.8	-1.6	6.5	13.5
Kraków	-2.5	-1.4	3	8.1	13.9	16.8	18.8	17.5	13.8	8.6	3.1	-0.8	8.2	16.3
Krynica	-5.2	-4.1	0.1	5.3	11	13.8	15.6	14.7	11.3	6.6	1	-2.9	5.6	10.4
Legnica	-1.1	0	3.5	8	13.4	16.4	18.2	17.2	13.7	8.7	3.5	0.3	8.5	17.1
Lębork	-1.5	-1	1.6	5.8	11	14.5	16.9	15.6	12.4	7.9	3.2	0	7.2	15.4
Lidzbark Warmiński	-3.3	-2.6	0.6	6	11.6	14.9	17	15.8	12.2	7.2	1.9	-1.7	6.6	13.7
Malbork	-2.5	-1.7	1.5	6.6	11.9	15.3	17.6	16.4	12.9	7.8	2.6	-0.9	7.3	15.1
Nowy	-5.2	-4.7	0.1	5.9	11.7	14.3	15.9	14.7	11.3	6.2	0.6	-3	5.7	10.7
Olecko	-4.8	-4.2	-0.7	5.4	12	15	17	15.4	11.5	6.3	1	-2.9	5.9	12.2
Opole	-1.5	-0.4	3.4	8.2	13.7	16.7	18.6	17.6	14	9	3.5	0.1	8.6	17.1
Ostrów	-1.9	-1.1	2.7	7.5	13.2	16.3	18.3	17	13.5	8.4	3	-0.4	8.0	16.4
Poraj	-1.5	-1	1.4	5.4	10.5	14.1	16.4	15.3	12.2	7.7	3.2	0.2	7.0	14.9
Poronin	-5.8	-5.3	-0.8	4.2	10.3	13.2	15	13.9	10.1	5.3	0.1	-3.8	4.7	9.2
Poznań	-1.4	-0.5	3	8	13.8	17.1	19	17.7	13.9	8.6	3.3	0	8.5	17.6
Siedlce	-4.1	-3.4	0.6	6.7	13.2	16	17.8	16.7	12.8	7.2	1.7	-2	6.9	13.7
Smolnik	-5.4	-4.7	0.3	5.7	11.5	14.2	16.2	15.4	11.6	7	1.5	-3	5.9	10.8
Szczecin	-0.9	-0.1	3	7.5	12.9	16.2	18.3	16.9	13.6	8.5	3.5	0.5	8.3	17.4
Szczecinek	-2.3	-1.6	1.3	6.1	11.8	14.9	16.9	15.5	12.2	7.4	2.5	-0.8	7.0	14.6
Szklarska	-2.9	-2.4	0.5	4.5	9.8	12.6	14.6	13.8	10.7	6.4	1.3	-1.5	5.6	11.7
Śnieżka	-7.1	-7.1	-5.3	-1.8	3.4	6.2	8.3	7.7	5	1	-3.2	-6	0.1	1.2
Świnoujście	-0.6	-0.1	2.5	6.6	11.4	15.2	17.7	16.7	13.8	8.7	3.9	0.9	8.1	17.1
Tarnów	-1.8	-0.7	3.5	8.4	14.5	17.4	19.1	18.1	14.4	9.4	3.7	-0.1	8.8	17.3
Wałcz	-2.1	-1.2	1.9	6.7	12.5	15.8	17.8	16.4	12.8	7.7	2.7	-0.6	7.5	15.7

Tab. 6.1. Średnie miesięczne wartości temperatury powietrzadla wybranych stacji w Polsce [°C]

Strona 51 z 105

średnia	-2.6	-1.9	1.6	6.4	12.0	15.1	17.1	16.0	12.6	7.6	2.4	-1.0	7.1	14.5
Żywiec	-2.6	-1.7	2.8	7.7	13.1	15.9	18	16.8	13.2	8.6	3.2	-0.7	7.9	15.4
Zielona Góra	-1.3	-0.3	3.1	7.7	13.3	16.3	18.1	16.9	13.5	8.4	3.1	0	8.2	16.8
Zgorzelec	-1.1	-0.1	3.3	7.6	13.1	16.1	17.9	16.9	13.5	8.6	3.4	0.2	8.3	16.8
Zakopane	-4.9	-4.1	-0.5	4.4	10	12.7	14.7	14	10.5	5.7	0.3	-3.1	5.0	9.8
Wschowa	-1.1	-0.4	3.1	7.8	13.4	16.6	18.4	17.2	13.6	8.4	3.1	-0.1	8.3	17.3
Wrocław	-1.1	-0.2	3.4	8.2	13.8	16.9	18.8	17.7	14.2	9	3.6	0.4	8.7	17.7
Warszawa	-2.9	-2	1.8	7.6	13.8	16.8	18.6	17.2	13.3	7.8	2.3	-1.3	7.8	15.7

6.2 ZMIANY DOBOWE TEMPERATURY NA TERENIE KRAJU

Ze względu na znacznie rozbudowaną cyrkulację atmosferyczną w Polsce obserwuje się znaczne zróżnicowania klimatyczne na terenie całego kraju w zależności od różnych okresów w roku. Na oddziaływanie czynników cyrkulacyjnych i radiacyjnych nakłada się także wiele czynników lokalnych. Reprezentatywne warunki termiczne panujące w danym miejscu możemy określić przede wszystkim na podstawie wartości średnich i ekstremalnych temperatur powietrza, a w przypadku potrzeby projektowania nawierzchni betonowych z wykorzystaniem amplitudy temperatury (dobowe, roczne). Natomiast w przypadku prognoz można uwzględniać anomalie termiczne (odchylenia od przyjętych norm, np. średniej wieloletniej).

Na podstawie danych meteorologicznych opracowano rozkład zmian dobowych temperatur dla Polski. Na Rys. 6.1 pokazano rozkład średniej dobowej amplitudy temperatury w skali całego roku z ostatniego trzydziestolecia. Jedynie w nizinnej części Polski jest on zbliżony do równoleżnikowego. Obserwuje się także wyraźne zmniejszenie dobowych wahań temperatury powietrza w pobliżu Bałtyku 6-7°C. Na przeważającym obszarze Polski wahania dobowe wynoszą od 7°C do 9°C. Dobowe wahania temperatury rosną z kierunku północnego zachodu na południowy wschód i osiągają największe wartości (ponad 9°C) na południowym wschodzie kraju.



Rys. 6.1 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce w skali całego roku [°C]

Z uwagi na znaczne zmiany w cyrkulacjach atmosferycznych powietrza w Polsce wpływające bezpośrednio na zmiany lokalne w różnych miesiącach w roku, przeanalizowano rozkłady dobowej amplitudy powietrza dla różnych miesięcy. Na Rys. 6.2 i Rys. 6.2 pokazano dobowe amplituda temperatury powietrza w Polsce dla miesięcy styczeń-grudzień.



Rys. 6.2 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce [°C] dla miesięcy styczeń-czerwiec



Rys. 6.3 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce [°C] dla miesięcy lipiec-grudzień

Warto zauważyć, że w ciągu roku najmniejsze dobowe amplitudy temperatury obserwuje się w grudniu i w listopadzie (przeważnie okolice Suwałk). Jednak od stycznia do maja ich wartości dobowej amplitudy rosną. Na północy, w maju występują największe wahania dobowe (lokalnie ponad 13°C). W pozostałej części kraju maksymalne dobowe wahania temperatury powietrza przypada na sierpień. Jesienią występuje się szybki spadek dobowej amplitudy. Następnie od listopada do lutego dobowe wahania temperatury stabilizują się na niskim poziomie.

Analizując różne regiony kraju można stwierdzić, że największe zróżnicowanie układów dobowych temperatury występują na wybrzeżu oraz w obszarach górskich. Większą część Polski o stosunkowo niezmiennym rozkładzie (2-3°C) stanowi obszar centralny. Dlatego też do praktycznego projektowania nawierzchni potraktowano obszar kraju jako całość bez podziału na rejony. Uwzględniając wielkości powierzchni odziaływania dobowych amplitud i różne miesiące w Polsce określono wahania dobowe dla całego obszaru kraju, w podziale na następujące pory roku:

- wiosna: 9.0°C,

- lato: 10.0°C,
- jesień: 7.0°C,
- zima: 5.5°C.

6.3 WPŁYW CYRKULACJI POWIETRZA

Zaproponowane wartości uwzględniają uśrednione amplitudy z wielolecia. Warto jednak zwrócić uwagę na możliwe okresowe odstępstwa od zaprezentowanych średnich wartości w ciągu doby. Mogą być one spowodowane różnymi cyrkulacjami atmosferycznymi w Polsce. Cyrkulacje są zmienne i mimo iż utrzymują się kilka dni, będą znacząco wpływać na zwiększenie wartości średnich dobowych wahań temperatur. Nawet krótkie okresy-kilkudniowe, w których zmieniać się będzie temperatura powietrza będą miały wpływ na zachowanie się nawierzchni betonowej. W dalszych rozważaniach uwzględniono wpływ cyrkulacji na zmiany w dobowych wahaniach temperatury. Szczególną uwagę zwrócono na miesiąc lipiec, w którym obserwuje się największe wahania dobowe.

Typy cyrkulacji atmosferycznej dla analizowanego okresu 1971-1995 zaczerpnięto z [17], [18], [4]. Wyróżniono w nich 13 wzorcowych układów barycznych na poziomie morza nad Europą i północnym Atlantykiem, które warunkują określone kierunki przepływu mas powietrza nad obszar Polski. Rozróżnia się następujące typy cyrkulacji (Rys. 6.4), [3]:

- 1. Cyklonalne:
 - Zachodni typ A,
 - Północno-zachodni typ CB,
 - Północno-wschodni typ E₀,
 - Północno-wschodni i wschodni typ F,
 - Południowo-wschodni typ B,
 - Południowy typ D,
- 2. Antycyklonalne:
 - Zachodni typ C₂D,
 - Północno-zachodni typ E_2C ,
 - Północno-wschodni typ E,
 - Północno-wschodni i wschodni typ E₁,
 - Południowo-zachodni i południowy D₂C,
 - Centralny G
- 3. Pośredni, południowy typ BE



Rys. 6.4 Typy cyrkulacji w obszarze Polski [3]

Cyrkulacje cyklonalne, głównie z powodu wywołania większego zachmurzenia, wilgotności oraz prędkości wiatru, cechują się najczęściej mniejszymi od antycyklonalnych, dobowymi wahaniami temperatury powietrza. W analizie rocznej na większym obszarze Polski najmniejsze dobowe amplitudy temperatury obserwuje się przy północno-wschodniej i wschodniej cyrkulacji cyklonalnej E₀, północno-zachodniej cyrkulacji cyklonalnej CB oraz południowo-wschodniej

cyrkulacji cyklonalnej F. Większe niż przeciętnie amplitudy temperatury wśród cyklonalnych typów cyrkulacji obserwuje się przy południowo-zachodniej cyrkulacji D, która na znacznym obszarze Polski przewyższa pod tym względem typy o charakterze antycyklonalnym: E₂C, C₂D oraz E.

Najwyższe dobowe wartości amplitud dobowych temperatur powietrza w ciągu całego roku (Rys. 6.6, Rys. 6.5) występują w antycyklonalnych typach cyrkulacji: G (średnia roczna – od ok. 8°C na wybrzeżu do ponad 12°C na Nizinie Śląskiej) oraz D_2C (od 9°C na północy kraju do ponad 13°C w okolicach Jeleniej Góry).



Rys. 6.5 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C) dla typów cyrkulacji antycyklonalnej – rok [3]



Rys. 6.6 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C) dla typów cyrkulacji cyklonalnej – rok [3]

W chłodnym półroczu (jak to analizowano wcześniej), głównie ze względu na znacznie większy stopień zachmurzenia i niekorzystne warunki solarne, dobowe wahania temperatury są małe i zmiany cyrkulacji nie zmienią wahań dobowych.

Warto zwrócić uwagę na ciepłe półrocze. W tym okresie występują największe dobowe wahania temperatury powietrza (lokalnie nawet powyżej 15-16°C). Można je zaobserwować przy południowo-wschodniej i wschodniej cyrkulacji antycyklonalnej E₁, południowo-zachodniej i południowej cyrkulacji antycyklonalnej D₂C oraz centralnej cyrkulacji G. Na Rys. 6.7 pokazano zależność średniej dobowej amplitudy temperatury powietrza w Polsce dla typów cyrkulacji antycyklonalnej, dla trzydziestolecia dla miesiąca lipca. Mniejsze niż przeciętne dobowe amplitudy temperatury obserwuje się przy cyklonalnych typach cyrkulacji związanych ze spływem powietrza

z sektora północnego i zachodniego: E_0 , CB oraz A, a na zachodzie Polski również z sektora południowego: B i F (Rys. 6.8).

Analizując częstość występowania różnych cyrkulacji w Polsce w ostatnim trzydziestoleciu [16], (Rys. 6.9), można stwierdzić, że największy wpływ na dodatkowe zaburzenia wahań dobowej amplitudy temperatury powietrza będą miały cyrkulacje: E, CB, E₀, E₁ oraz C₂D dla miesiąca lipca.



Rys. 6.7 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C) dla typów cyrkulacji antycyklonalnej – lipiec [3]



Rys. 6.8 Dobowa amplituda temperatury powietrza w Polsce (°C) dla typów cyrkulacji cyklonalnej – lipiec [3]

6.4 **PODSUMOWANIE**



Rys. 6.9 Średnia roczna częstość typów cyrkulacji w Polsce

Na podstawie analiz rozkładów temperatury na terenie kraju stwierdzono, że zmiany lokalne w porównaniu do wartości średnich dla kraju, nie są znaczne. Nie powinny mieć wpływu przy wykorzystaniu temperatury i jej zmian dobowych w projektowania nawierzchni betonowych. Uznano, że miesiąc lipiec charakteryzuje się największymi wartościami i wahaniami dobowymi temperatury, która może mieć istotny wpływ na zachowanie się płyty betonowej. Uwzględniając odziaływania cyrkulacji w miesiącu lipcu dla trzydziestolecia (Rys. 6.7, Rys. 6.8) oraz wagi poszczególnych cyrkulacji (Rys. 6.9), określono dla miesięcy letnich za miarodajne do projektowania nawierzchni dobowe wahania temperatury o wartości 11.6°C. W dalszych analizach termicznych na nawierzchnię betonową również zwrócono uwagę na rozkład temperatur dla miesięcy letnich.

7 WPŁYW TEMPERATURY NA NAWIERZCHNIE BETONOWĄ

7.1 WPROWADZENIE

Zmiany temperatury powodują w swobodnej płycie betonowej zmianę jej objętości. Wraz z emisją promieniowania słonecznego zwiększa się temperatura powietrza, promieniowanie słoneczne oraz temperatura powierzchni płyty i jej dolnej części (Rys. 7.1). Gdy działa ona równomiernie na całej grubości płyty, to wywołuje odkształcenie osiowe. W płycie swobodnej i nieważkiej rozpatrywane rozkłady temperatur nie wywołują stanów naprężeń.



Rys. 7.1 Odziaływanie termiczne na płytę betonową

Jednak dla płyt posiadających odpowiednie warunki zamocowania i podparcia oraz przy występowaniu tarcia o podłoże, ciężaru własnego, ograniczeniach sąsiednimi płytami, występują ograniczone możliwości znacznego odkształcenia, płyta odkształca się wyginając dolną i górną powierzchnię. Pojawiają się naprężenia od temperatury. Jeżeli górna powierzchnia płyty ma wyższą temperaturę od dolnej, to płyta ma tendencję do wyginania się ku górze, ale wskutek ciężaru własnego oraz skrępowania największe naprężenia rozciągające powstają na dolnej powierzchni płyty.



Rys. 7.2 Wyginanie płyty betonowej w zależności od warunków termicznych

Jeżeli natomiast dolna powierzchnia płyty ma wyższą temperaturę od górnej, to płyta ma tendencję do odkształcania się ku dołowi i wtedy największe naprężenia wskutek ciężaru własnego pojawiają się na górnej powierzchni Rys. 6.9.

Wpływ temperatury na powstawanie naprężeń w płycie betonowej ma charakter bardzo złożony. W przekroju poprzecznym płyty można przedstawić trzy charakterystyczne rozkłady naprężeń (Rys. 7.3): jednolite-równomierne naprężenia osiowe, naprężenia powodujące wyginanie płyty (najczęściej rozkład liniowy), nieliniowe naprężenia wewnętrzne.



Rys. 7.3 Rozkłady naprężeń w płycie betonowej

Naprężenia osiowe związane są z równomiernym rozszerzaniem (np. pod wpływem temperatury) i skurczem płyty. Równoważą ruch płyty ze względu na tarcie o podłoże. Jednak w przypadku nawierzchni betonowych ze szczelinami oraz dla nawierzchni "dojrzałych", wartości tych naprężeń nie są duże. W nawierzchniach "młodych" te naprężenia rozciągające mogą zbliżać się do wartości wytrzymałości. Naprężenia osiowe zależne są od rodzaju wybranego grubego kruszywa. Zazwyczaj wapienne kruszywa takie jak wapień i dolomit wywołują niski współczynnik rozszerzalności, natomiast kruszywa krzemionkowe, takie jak kwarc – wysoki. Naprężenia osiowe w betonie również zależą od warunków szczepności płyty z podłożem. Ekspansywne ruchy prowadzą do naprężeń ściskających, podczas skurczu ruchy prowadzą do naprężeń rozciągających. Na Rys. 7.4 pokazano przykład deformacji płyt w wyniku działania równomiernego gradientu ujemnego.



Rys. 7.4 Deformacja płyty betonowej w przypadku równomiernego skurczu pod wpływem temperatury

Naprężenia wewnętrzne mimo iż mają charakter nieliniowy w całym przekroju płyty (zmienne ściskanie i rozciaganie) nie powodują znacznego wygięcia profilu płyty. Związane są z hydratacją cementu. Pod wpływem hydratacji cementu obserwuje się początkowo wzrost temperatury (maksymalna wartość po ok. 10 do 20 godz.), a następnie ponowny powrót do temperatury otoczenia. Wzrost temperatury jest przyczyną wewnętrznych naprężeń ściskających w twardniejącym betonie, a następnie jej spadek powoduje skrócenie płyty i naprężenia rozciągające. Nierównomierny skurcz jest funkcją odparowania wody z powierzchni betonu. Parowanie jest funkcją temperatury powietrza otoczenia, prędkości wiatru, temperatury, wilgotności, betonu i wielu innych czynników. Jeśli na powierzchni płyty, woda odparowuje szybciej niż woda, która znajduje się we wnętrzu płyty, pojawia się skurcz. W dolnej części płyty, może również wystąpić skurcz przez odsysanie z suchej podbudowy. Skurcz ma często postać przypadkowych pęknięć na powierzchni betonu.

Na Rys. 7.5 pokazano trzy charakterystyczne etapy pracy płyty betonowej w wyniku różnego odziaływania temperatury.



Rys. 7.5 Etapy pracy płyty betonowej: skurcz i twardnienie betonu, wyginanie płyty, dodatkowe pękanie od zmiany objętości

7.2 Odziaływanie temperatury w ciągu doby

W praktyce w analizach eksploatacji nawierzchni uwzględnia się większe naprężenia, wyginające płytę, posiadające zmienne wartości w ciągu doby. W ciągu dnia temperatura górnej powierzchni nawierzchni wzrasta wraz ze wzrostem intensywności ogrzewania słonecznego; narastanie takie obserwuje się od wschodu słońca do popołudnia. Następnie zauważa się ochładzanie powierzchni jezdni, przy czym intensywniejsze ochładzanie występuje po zachodzie słońca. W nocy główną przyczyną zmian cieplnych konstrukcji nawierzchni jest oddawanie przez nią ciepła do powietrza. Minimalną temperaturę na powierzchni jezdni obserwuje się krótko przed wschodem słońca.

Na warunki temperaturowe konstrukcji nawierzchni ma wpływ również przepływ ciepła. W ciągu dnia, kiedy temperatura powierzchni jezdni jest duża, przepływ ciepła występuje w kierunku podłoża, które ma niższą temperaturę. W nocy powierzchnia jest chłodniejsza, przepływ ciepła odbywa się w kierunku odwrotnym. To wpływa również na temperaturę powierzchni jezdni; w dzień na skutek przepływu ciepła w dół powierzchnia jest dodatkowo wychładzana, a w nocy ogrzewana. Podłoże ma największą ciepłotę we wczesnych godzinach rannych.



Rys. 7.6 Dobowa zmiana temperatury w różnych miejscach płyty betonowej

Na Rys. 7.6 przedstawiono typową zmianę temperatury w nawierzchni betonowej w ciągu doby (płyta betonowa dyblowana 30cm). Otrzymano go na podstawie pomiarów temperatury na lotnisku w Łodzi w porze letniej w godzinach porannych oraz wieczornych (31.05.2006). Na Rys. 7.6 pokazano także przebieg wartości temperatury zarejestrowany w trzech miejscach w przekroju płyty. Największa zmiana temperatury występuje w godzinach południowych oraz nocnych. Obserwuje się wtedy tzw. gradient dodatni i ujemny (różnica temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej). Na Rys. 7.7 pokazano zmianę gradientu w ciągu doby (31.05.2006) w odniesieniu do kształtu deformowanej płyty betonowej.

W godzinach rannych 5.00-8.00 oraz popołudniowych 16.00-19.00 można zaobserwować zmianę gradientu co do wartości, płyta nie ulega deformacjom, ale mogą w niej wystąpić jeszcze małe naprężenia osiowe z uwagi na pozostałą temperaturę w środku płyty. Na Rys. 7.8 przedstawiono zmianę temperatury na grubości płyty dla wybranych godzin w dobie (31.05.2006).



Rys. 7.7 Przykładowa dobowa zmiana gradientu temperatury w płycie betonowej (31.05.2006)

Widać, że w przypadku gdy temperatura na górnej i dolnej powierzchni jest równa (około godziny 7), rozkład temperatury w płycie jest nieliniowy. W godzinach porannych w czasie zerowej różnicy temperatur pomiędzy górną i dolną powierzchnią w środku płyty temperatura jest mniejsza od tej na górnej lub dolnej powierzchni. W godzinach wieczornych w czasie zerowej różnicy temperatur pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty temperatura w środku płyty jest większa od tej na powierzchni (około godziny 17). Oznacza to, że w przypadku zerowej różnicy temperatur pomiędzy górną i dolną powierzchnią w płycie pojawią się naprężenia termiczne. Jednak będą one znacznie mniejsze niż przy maksymalnych różnicach temperatur. Na Rys. 7.8 zaznaczono ponadto zakres gradientu dodatniego i ujemnego dla płyty o grubości 30 cm.



Rys. 7.8 Przykładowy rozkład temperatury na grubości płyty betonowej

Na Rys. 7.9 zaprezentowano omawianą zależność rozkładu dobowego temperatury w zależności od grubości płyty w postaci wykresu warstwicowego. Z wykresu można wyodrębnić okresy w ciągu doby, w których występują duże zmiany w rozkładzie temperatur na grubości płyty. Są to godziny: 2-6 (gradient ujemny), 12-16 (gradient dodatni) oraz 22-24 (gradient ujemny). W tych godzinach będą powstawać w płycie największe naprężenia, które podczas kolejnych dobowych cykli mogą prowadzić do powstawania spękań.



Rys. 7.9 Rozkład temperatury na grubości płyty betonowej w postaci wykresu warstwicowego

7.3 ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ TEMPERATURY

7.3.1 WPŁYW TEMPERATURY POWIETRZA

Na podstawie pomiarów temperaturowych płyt betonowych na lotnisku w Łodzi w miesiącach letnich (w których obserwuje się największe wahania zmian temperatury w ciągu doby) określono uogólnione zależności funkcyjne pozwalające wyznaczać temperatury lub gradienty w płycie betonowej na podstawie temperatury powietrza lub wahań dobowych temperatury powietrza.

Największe wahania temperatury wykazuje górna powierzchnia płyty betonowej w zależności od temperatury powietrza (Rys. 7.10). Im głębiej - wpływ temperatury powietrza jest mniejszy (Rys. 7.11, Rys. 7.12). Stwierdzono dobrą korelację temperatury powietrza i temperatury górnej i środkowej części płyty.

Jak widać płyta betonowa wykazuje w różnych miejscach swojego przekroju zmienną absorpcję ciepła. Intensywność wymiany ciepła zależy od właściwości cieplnych zastosowanych materiałów drogowych, szczególnie od ich przewodności cieplnej. O ile przewodność jest duża, o tyle szybsze jest wyrównywanie ciepła pomiędzy powierzchnią a podłożem i tym samym zmniejsza się amplituda temperatury na powierzchni. W przypadku materiałów o małej przewodności występuje zjawisko odwrotne. Beton posiada współczynnik przewodzenia ciepła 0.8 - 1.3 W/m K w zależności od warunków wilgotności.

Analizując rozkłady dobowe temperatur dla poszczególnych głębokości w płycie betonowej stwierdzono, że największe zmiany temperatury występowały na górnej części płyty i wynosiły średnio 20.0°C. Natomiast w dolnej części płyty średnie zmiany temperatury w ciągu doby wynosiły zaledwie 8.2°C.



Rys. 7.10 Zależność temperatury powietrza i górnej części płyty



Rys. 7.11 Zależność temperatury powietrza i środkowej części płyty



Rys. 7.12 Zależność temperatury powietrza i dolnej części płyty

Strona 69 z 105

7.3.1 WPŁYW DOBOWEJ ZMIANY TEMPERATURY POWIETRZA

Uwzględniając zmienne oddziaływanie temperatury w ciągu doby na płytę betonową, przeanalizowano zależność wpływu zmiany dobowej temperatury powietrza na gradient dodatni (pojawiający się w godzinach południowych) oraz gradient ujemny (pojawiający się w godzinach nocnych). Dla tych zmiennych opracowano zależności funkcyjne (Rys. 7.13, Rys. 7.14).



Rys. 7.13 Dobowa zmiana temperatury powietrza w zależności od gradientu dodatniego



dobowa zmiana temperatury powietrza ΔT_p [°C]

Rys. 7.14 Dobowa zmiana temperatury powietrza w zależności od gradientu ujemnego

Stwierdzono dobrą korelację dobowej zmiany temperatury powietrza i gradientu dodatniego. Opisano ją zależnością liniową:

 $\Delta T^{+} = 0.4236 \cdot \Delta T_{p} + 4.8111$

Gdzie:

 ΔT^{*} - gradient dodatni w ciągu doby [°C],

 ΔT_p - dobowa zmiana temperatury powietrza [°C].

Zależność tą można stosować przy obliczaniu różnicy temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej na podstawie zmian dobowych temperatury powietrza. Na Rys. 7.15 pokazano wartości obliczonych gradientów dodatnich dla różnych pór roku na podstawie średnich dobowych zmian temperatury powietrza z trzydziestu lat.



Rys. 7.15 Zależność dodatniej różnicy temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej od zmian dobowych temperatury powietrza w różnych porach roku

Stwierdzono mniejszy wpływ dobowej zmiany temperatury powietrza na gradient ujemny. Opisano ten wpływ zależnością:

 $\Delta T^{-} = -0.0668 \cdot \Delta T_{p} - 4.0626$

Gdzie:

 ΔT^{-} - gradient ujemny w ciągu doby [°C],

 ΔT_p - dobowa zmiana temperatury powietrza [°C].

Na Rys. 7.16 pokazano obliczony gradient ujemny dla różnych pór roku.



pora roku: średnia dobowa zmiana temperatury powietrza



Warto zauważyć, że wahania dobowe temperatury powietrza w analizowanych miesiącach letnich (10-25°C; średnia 17.5°C) są większe od danych pochodzących z trzydziestu lat (11.6°C), a nawet są większe od wahań dobowych dla wybranych cyrkulacji antycyklonalnych (14-16°C).

Na podstawie badań dla miesięcy letnich w roku 2006 widać, że gradient dodatni odziaływujący na płytę betonową waha się od 9 do 15°C (średnio 12°C), gradient ujemny -6 do -4°C (średnio -5°C). W przypadku obliczeń dla trzydziestolecia wartości są nieco mniejsze: gradient dodatni 9.7°C, gradient ujemny: -4.8°C.

Dodatkowo dla przeprowadzonych badań w miesiącach letnich przeanalizowano wpływ temperatury powietrza mierzonej w ciągu doby co godzinę na gradienty płyty. Na Rys. 7.17, Rys. 7.18 przedstawiono wyniki zależności temperatury powietrza od gradientów temperaturowych płyty dla interwałów co godzinę. Nie stwierdzono tutaj istotnych zależności. Wpływ na to może mieć fakt, braku natychmiastowej reakcji płyty na temperaturę otoczenia z uwagi na opóźnione przenikanie ciepła w głąb płyty.


Rys. 7.17 Zależność temperatury powietrza i gradientu dodatniego dla interwałów co godzinę



Rys. 7.18 Zależność temperatury powietrza i gradientu ujemnego dla interwałów co godzinę

Lepsze zależności stwierdzono dla okresów średniodobowych, przedstawiono je na Rys. 7.19 i Rys. 7.20.



Rys. 7.19 Zależność średniodobowej temperatury powietrza i gradientu dodatniego





Strona **74** z **105**

Przeprowadzono także analizę wyników dla rozkładu wartości temperatur i gradientów w ciągu doby. Analizując badany okres letni, zilustrowano na Rys. 7.21 średni rozkład w ciągu doby temperatury powietrza oraz zmiany gradientu płyty betonowej.



Rys. 7.21 Rozkład temperatury powietrza i gradientu płyty w ciągu doby (średnia dla okresu letniego)

Na tej podstawie określono typową dla okresu letniego zależność zmiany gradientu płyty w ciągu doby od temperatury powietrza (Rys. 7.22):

 ΔT = 0.0446 T_{pśr}² - 1.0842 T_{pśr} + 1.3885

Gdzie:

 ΔT - gradient płyty betonowej [°C],

 $T_{\mbox{\scriptsize pśr}}$ - temperatura powietrza w ciągu doby [°C].



Rys. 7.22 Zależność temperatury powietrza i gradientu płyty w ciągu doby (średnia dla okresu letniego)

Z powyższych analiz wynika, że płyta betonowa posiada opóźnioną reakcję na temperaturę powietrza. Podczas dalszych analiz należy uwzględniać zależności dla dłuższego czasu oddziaływania temperatury powietrza (w ciągu całej doby) lub uwzględniać wahania dobowe temperatury powietrza.

7.3.1 ZMIANA TEMPERATURY W ZALEŻNOŚCI OD GRUBOŚCI PŁYTY

Wykorzystując badania dla miesięcy letnich i rozkład temperatury na grubości płyty przeanalizowano zmianę kluczowych gradientów (dodatniego i ujemnego) w zależności od grubości płyty betonowej (Rys. 7.23). Obliczenia wykonano dla uśrednionych wartości rozkładów temperatur przypadających na dane godziny w ciągu doby.



Rys. 7.23 Rozkład temperatur dla na grubości płyty

Wyznaczono zależności o charakterze liniowym pozwalającą określić ekstremalne gradienty płyty na podstawie grubości płyty i temperatury powietrza. W określeniu tych zależności uwzględniono fakt dobrej korelacji temperatury powietrza i temperatury górnej powierzchni płyty zaprezentowanej na (Rys. 7.10). Poniżej zależność na obliczenie gradientu dodatniego:

 $\Delta T^{+} = 0.3821 \cdot h + 0.16336 \cdot T_{p}^{d} - 4.642$

Gdzie: ΔT^{+} - gradient dodatni w ciągu doby [°C], h – grubość płyty [cm], T_{p}^{d} - temperatura powietrza w dzień [°C].

i dla gradientu ujemnego: $\Delta T^{-} = 0.1534 \cdot h - 0.16336 \cdot T_{p}^{-n} - 6.5813$

Gdzie: ΔT - gradient ujemny w ciągu doby [°C], h – grubość płyty [cm], T_pⁿ - temperatura powietrza w nocy [°C].

Na podstawie innych badań LBOIT dla różnych typów płyt (płyta gruba=30cm oraz płyta standardowa=26cm) przeanalizowano wpływ grubości płyty na gradient termiczny. Na Rys. 7.24 przedstawiono przykładowy rozkład temperatur dla płyty grubej oraz płyty standardowej.



Rys. 7.24 Rozkład temperatur dla płyty grubej oraz płyty standardowej

Uwzględniając wyniki średniego stosunku gradientu płyty grubej do standardowej, stosunek grubości płyt oraz proporcjonalną zmianę temperatury na grubości płyty, określono zależność pozwalająca obliczyć gradient termiczny płyty o grubości h₁, na podstawie znanego gradientu dla płyty o grubości h₂.

 $\Delta T_{h1} = \Delta T_{h2} \cdot h_1/h_2$

Gdzie:

 ΔT_{h1} - gradient płyty o grubości h₁ [°C], ΔT_{h2} - gradient płyty o grubości h₂ [°C], h₁, h₂ – grubości płyt [cm].

Wykorzystując powyższą zależność można zmodyfikować zależności przedstawione na Rys. 7.13, Rys. 7.14 uwzględniając w zależnościach funkcyjnych poza dobową zmianą temperatury powietrza także grubość płyty betonowej:

$$\begin{split} \Delta T_{h}^{\ +} &= (0.01412 \cdot \Delta T_{p} + 0.16037) \cdot h \\ \Delta T_{h}^{\ -} &= (-0.002227 \cdot \Delta T_{p} - 0.13542) \cdot h \end{split}$$

Gdzie:

 ΔT_{h}^{+} - gradient dodatni w ciągu doby dla zmiennej grubości płyty [°C], ΔT_{h}^{-} - gradient ujemny w ciągu doby dla zmiennej grubości płyty [°C], ΔT_p - dobowa zmiana temperatury powietrza [°C],

h – grubość płyty betonowej [cm].

Na podstawie określonych wcześniej zależności funkcyjnych dla gradientu dodatniego i ujemnego płyty betonowej oraz danych meteorologicznych dla trzydziestolecia określono rozkłady dla typowego roku w którym następuje zamknięty cykl pracy płyty betonowej pod wpływem temperatury. Na Rys. 7.25 przedstawiono rozkład temperatury powietrza wraz z amplitudą, zmianę gradientu dodatniego i ujemnego oraz wahania temperatury dla górnej powierzchni płyty w ciągu roku.



Rys. 7.25 Rozkład temperatury powietrza wraz z amplitudą, zmiana gradientu dodatniego i ujemnego oraz wahania temperatury dla górnej powierzchni płyty w ciągu roku.

Na podstawie tej analizy wyznaczono zależności funkcyjne pozwalające określić gradient płyty betonowej na podstawie średniej miesięcznej temperatury powietrza:

 $\Delta T_{hm}^{+} = (0.0029867 \cdot T_m + 0.266683) \cdot h$ $\Delta T_{hm}^{-} = (-0.00047 \cdot T_m - 0.1521867) \cdot h$

Gdzie:

 ΔT_{hm}^{+} - gradient dodatni w miesiącu dla zmiennej grubości płyty [°C], ΔT_{hm}^{-} - gradient ujemny w miesiącu dla zmiennej grubości płyty [°C], T_m – średnia miesięczna temperatury powietrza [°C], h – grubość płyty betonowej [cm].

7.3.1 PRZEGLĄD INNYCH OPRACOWAŃ

Na podstawie badań [20] różnicę temperatur na górnej i dolnej powierzchni płyty dla gradientu dodatniego (ΔT^{\dagger}) w ciągu doby można uzależnić także od średniorocznej temperatury powietrza :

 ΔT^{+} = 12.44 – 0.6 \cdot T_{śr} + 28 \cdot h

Gdzie:

 ΔT^{+} - gradient dodatni (różnica temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej) [°C],

T_p - średnioroczna temperatura powietrza [°C],

h - grubość płyty [m].

Natomiast gradient ujemny (ΔT) można opisać zależnością:

 $\Delta T^{-} = 6.214 - 0.3 \cdot T_{sr} + 11.3 \cdot h$

Gdzie:

 ΔT - gradient ujemny (różnica temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej) [°C],

T_p - średnioroczna temperatura powietrza [°C],

h - grubość płyty [m].

Powyższe zależności można stosować w obliczeniach dla obciążeń długotrwałych, gdyż nie uwzględniają wybranych pór roku oraz zmian dobowych temperatury powietrza.

Wraz z dobowym rozkładem temperatury w konstrukcji nawierzchni występuje również roczny cykl zmian, który zależy od intensywności ogrzewania słonecznego i temperatury powietrza. Uwzględniając odziaływanie termiczne po dłuższym okresie różnica pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty (ΔT_d) jest opisana zależnością wg [20]:

$\Delta T_{d} = 0.35 \cdot \Delta T$

Z powyższej zależności wynika, że wartość różnicy temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty betonowej z dłuższego okresu eksploatacji jest o około 1/3 mniejsza jak dla samej zmiany dobowej. Należy zwrócić uwagę, że warunki środowiskowe wywierają znaczący skutek na zachowywanie się nawierzchni sztywnych. Poza samym wpływem temperatury należy uwzględniać inne czynnik klimatyczne, materiał nawierzchni i różną lokalizacje obciążenia. Inne czynniki takie jak opady atmosferyczne, cykle mróz-odwilż, prędkość wiatru, cyrkulacje powietrza, bezpośrednie okresy nasłonecznienia, wilgotność powietrza, będą zaburzać ustalone dobowe wahania temperatury nawierzchni. Należy zatem, w przypadku obliczania naprężeń nawierzchni "młodych" lub o ograniczonej wytrzymałości, uwzględniać lokalne zmiany klimatyczne, wahania w porach roku, a w szczególnych przypadkach, dobowe wahania termiczne w płycie, a nawet cogodzinne profile dystrybucji temperaturowej.

Wymagania amerykańskie [12] zalecają z powodu ekstremalnej wrażliwości kluczowych naprężeń na gradient temperaturowy, uwzględniać cogodzinne zmiany warunków temperaturowych. W praktyce oznacza to zestawienie 8760 profilów w ciągu roku projektowego [365 dób · 24 godziny].

Każdy nieliniowy godzinowy profil temperatury jest przekształcany w odpowiednim oprogramowaniu do liniowej różnicy temperatur między górą i dołem płyty. Następnie obliczone cogodzinne gradienty są używane do tworzenia miesięcznych gradientów dla dni (gradient dodatni) i nocy (gradient ujemny) i z uwzględnieniem rozkładu prawdopodobieństwa.

W celu zapewnienia właściwego stanu naprężeń tuż po etapie wykonania nawierzchni należy zachować odpowiednie warunki pielęgnacji. Twardniejący beton zmienia się ze zmianą wilgotności. Wytwarza się dodatkowa temperatura w wyniku hydratacji i zmiana naprężeń w czasie. Ponadto powierzchnia nawierzchni może wysychać, ale poniżej na poziomie kilku centymetrów, poziom wilgoci pozostaje na stosunkowo stałym wysokim poziomie (85 procent wilgotność). Przy znacznych wahaniach dobowych temperatury powietrza może dochodzić do nakładania się niekorzystnych warunków a w konsekwencji do nieodwracalnego wypaczania i deformacji płyt i powstawania pęknięć. Dlatego też, zaleca się wykonywać nawierzchnie wieczorem lub w nocy, gdy temperatura otoczenia w ciągu dnia przekracza 30° C stosując odpowiednią pielęgnację środkami parafinowymi lub wcześnie rano w przypadku niskich temperatur (5° C) wraz z odpowiednią izolacją termiczną.



Rys. 7.26 Zależność rozkładu naprężeń w pierwszych godzinach po wykonaniu nawierzchni

Na Rys. 7.26 pokazano charakterystyczny rozkład naprężeń w pierwszych godzinach po wykonaniu nawierzchni. Z rozkładu naprężeń spowodowanych wahaniami dobowymi temperatury oraz naprężeniami wewnętrznymi w wyniku hydratacji i twardnienia betonu można określić czas formowania się pęknięć. W tym czasie beton nie osiągną jeszcze wymaganej wytrzymałości na rozciąganie.

Przy wykonywaniu nawierzchni należy zatem dążyć do utrzymania temperatury, w której nie wystąpią dodatkowe naprężenia termiczne tzw. "zero-stress temperature gradient" [24], [19]. Gdy gradient temperatury w płycie spadnie poniżej "zerowego gradientu" płyta zacznie wyginać się krawędziami do góry, co powoduje naprężenia rozciągające w górnej części płyty i pękanie od góry do dołu. Przy gradiencie dodatnim zachodzą zjawiska odwrotne [21]. Wymagania [12] wprowadzają zależność na temperaturę Tz, przy której warstwa betonowa posiada zerowe naprężenie termiczne. Tz może być określona bezpośrednio lub na podstawie miesięcznych temperatur otoczenia i zawartości cementu:

$$Tz = (CC \cdot 0.59328 \cdot H \cdot 0.5 \cdot 1000 \cdot 1.8 / (1.1 \cdot 2400) + MMT)$$

Gdzie:

Tz – temperatura przy której warstwa betonowa posiada zerowe naprężenie termiczne [⁰F], CC – zawartość cementu, lb/yd³, H = -0,0787 0,007 · MMT-0,00003 · MMT², MMT - średnia miesięczna temperatura w czasie budowy [⁰F].

Przy projektowaniu nawierzchni betonowych z uwagi na powstające naprężenia termiczne, należy uwzględnić zarówno temperaturę i wilgotność. Zgodnie z [12] wpływ wilgoci uwzględnia się co miesiąc na podstawie względnej wilgotności atmosferycznej. Zjawiska związane z wyginaniem

płyty pod wpływem miesięcznej zmiany wilgotności są wyrażane w postaci tzw. równoważnej różnicy temperatur *ETG*_{SHi}.

$$ETG_{SHi} = \frac{3 \cdot \left(\varphi \cdot \varepsilon_{su}\right) \cdot \left(S_{hi} - S_{have}\right) \cdot h_s \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{h_s}{3}\right)}{\alpha \cdot h^2 \cdot 100}$$

Gdzie:

ETG_{SHi} - równoważna różnica temperatur zmiany wilgotności w miesiącu i,

 φ - współczynnik skurczu,

 ε_{su} - skurcz ostateczny (określany na podstawie właściwości mieszanki betonowej),

Shi - współczynnik względnej wilgotności w miesiącu i, zależny od średnia wilgotność względna,

Shave - średni roczny względny współczynnik wilgotność,

h_s - głębokość w strefie skurczu,

h - grubość płyty,

α - współczynnik rozszerzalności cieplnej.

W związku z tym, że równoważna różnica temperatur zmiany wilgotności jest oparta na ostatecznym skurczu, a zmiana wilgotności zmienia się w zależności od czasu, wprowadza się obliczenia dla temperatury w dowolnym dniu od czasu t *ETG*_{SHt}.

$$ETG_{SHi} = S_t \cdot ETG_{SHi}$$

Gdzie:

 ETG_{SHt} - równoważna różnica temperatur zmiany wilgotności w dowolnym dniu od czasu t, ETG_{SHi} - równoważna różnica temperatur zmiany wilgotności w miesiącu i,

 S_t – współczynnik czasu wypaczania płyty pod wpływem zmian wilgotności.

Wykorzystując zmiany temperatur od zmiany wilgotności oraz liniowej różnicy temperatur między górną i dolną powierzchnią płyty określa się efektywną różnicę temperatur dla miesięcy ΔT_m .

$$\Delta T_m = \Delta T_{t,m} - \Delta T_{b,m} + \Delta T_{sh,m} + \Delta T_{PCW}$$

 ΔT_m - efektywna różnica temperatur dla miesiąca m, $\Delta T_{t,m}$ - średnia nocna temperatura w miesiącu m, górnej powierzchni płyty, $\Delta T_{b,m}$ - średnia nocna temperatura w miesiącu m, dolnej powierzchni płyty, $\Delta T_{sh,m}$ - różnica temperatur odpowiadająca skurczowi dla miesiąca m, ΔT_{PCW} - równowartość różnicy temperatur ze względu na stałe wyginanie płyty.

Zmiany temperatury pozwalają następnie obliczyć maksymalne średnie miesięczne ugięcie płyty betonowej. Jest to następnie uwzględniane podczas obliczeń naprężeń dla każdego miesiąca.

Należy także pamiętać, że na początku okresu wiązania, beton zachowuje się bardziej jak materiał lepkosprężysty, niż jak materiał czysto sprężysty - później w stanie utwardzonym. W tym okresie wczesnego okresu, beton jest bardziej podatna na pełzanie i relaksację. Powinno być to dodatkowo być uwzględniane na etapie szczegółowych analiz pracy nawierzchni.

Wymagania niemieckie [9] również zalecają uwzględnienie zmian wilgotności płyty podczas wysychania w celu zapobieżenia "dzikich" pęknięć. Tuż po wykonaniu nawierzchni, rozkład wilgoci w całym przekroju nie jest jednorodny (wysychanie następuje od góry, wilgoć postępuje z dołu). Dochodzi wtedy do wklęsłego wstępnego odkształcenia (Rys. 7.27).



Rys. 7.27 Odkształcenia płyt betonowych podczas suszenia (skurcz) od góry oraz po dodatkowym oddziaływaniu ogrzewania

W wyniku tych zjawisk może dojść do znacznych naprężeń termicznych zależnych od różnych długości płyt. Wprowadza się pojęcie długości krytycznej, przy której płyta pod wpływem własnego ciężaru opiera się w środku swojej rozpiętości na podłożu (Rys. 7.28).



Rys. 7.28 Odkształcenia płyty w zależności od długości krytycznej dla gradientu dodatniego

Te deformacje są uwzględnione w sposób uproszczony poprzez zastosowanie odpowiedniego współczynnika podłoża m_{bL} . Wartość jego zależna jest od rodzaju podłoża znajdującego się pod płytą betonową oraz liczby obciążeń. Współczynnik ten wykorzystywany jest do obliczania momentów zginających w wyniku obciążenia i temperatury. Ponadto przy wyznaczaniu dodatkowego momentu od wpływów termicznych wprowadza się współczynnik kontaktu płyty z podłożem m_{bA} . Pozwala on uwzględnić zagłębienie krawędzi płyty w zależności od rodzaju podłoża. Wykorzystując ten współczynnik można także określić zredukowaną długość i szerokość płyty z uwagi na wpływ temperatury: $L_{p,red} = m_{bA} \cdot L_p$ $B_{p,red} = m_{bA} \cdot B_p$

Gdzie:

L_{p,red} - zredukowana długość płyty [mm]
 B_{p,red} - zredukowana szerokość płyty [mm]
 m_{bA} - współczynnik kontaktu [-]
 L_p, B_p - długość i szerokość płyty [mm]

Krytyczne długość płyty L_{krit}, można określić z zależności:

- dla $0.8 \le B_p/L_p \le 1.25$:

$$L_{krit} = 228 \cdot h_d \cdot (\alpha_{ct} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot m_{T1} \cdot m_{T3} \cdot \delta_T)^{0.5}$$

- dla $B_p/L_p < 0.8$ or for $B_p/L_p > 1.25$:

$$L_{krit} = 200 \cdot h_d \cdot (\alpha_{ct} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot m_{T1} \cdot m_{T3} \cdot \delta_T)^{0.5}$$

Gdzie:

Lkrit - krytyczna długość płyty [mm],

h_d - nominalna grubość płyty betonowej [mm]

 α_{ct} – współczynnik rozszerzalności termicznej [1/K]

 γ_{tot} – współczynnik uwzględniający powolne odkształcanie nagromadzenie pod wpływem naprężeń termicznych (= 0,67),

E_{ctm} – średni modułu rozciągania betonu [N/mm²]

m_{T1} - współczynnik naprężeń termicznych zależny od rozkładu ruchu w ciągu doby

m_{T3} – temperaturowy współczynnik strefy

 $\delta_{\scriptscriptstyle T}$ - gradient temperatury [K / mm].

Dalsze wymiarowane opiera się na wykorzystaniu liniowej krzywej temperatury w przekroju poprzecznym w postaci stałych gradientów. Wykorzystuje się zależność, która pochodzi z teoretycznych obliczeń i pomiarów doświadczalnych:

$$\delta_{T} = C_{1} \cdot e^{-0,004 \cdot h_{d}}$$

Gdzie:

 $\delta_{\scriptscriptstyle T}$ - gradient temperatury [K / mm],

C1 - współczynnik gradientu temperatury, w zależności od częstotliwości,

C1 = 0,14 dla gradientów, które zdarzają się w 0,3% przypadków

C1 = 0,091 dla gradientów, które występują w 10% przypadków

C1 = 0,052 dla średnich gradientów.

h_d - nominalna grubość płyty betonowej [mm].

Termiczna teoria dyfuzji Barbera [5] pozwala określić relację między temperaturą nawierzchni a parametrami warunków atmosferycznych, prędkością wiatru, temperaturą powietrza i promieniowania słonecznego. Znając wartość temperatury nawierzchni oraz charakterystykę rozkładu temperatury na grubości płyty można określić gradient temperatury w płycie.

Przy rozważaniu 24 godzinnych okresów zmiany temperatury temperaturę powierzchni płyty betonowej można opisać równaniem:

$$T_{s} = T_{M} + T_{V} \frac{He^{-xC}}{\sqrt{(H+C)^{2} + C^{2}}} \sin(0.262t - xC - \tan^{-1}\frac{C}{H+C})$$

Gdzie:

T_s - temperatura płyty betonowej,

T_M - efektywna temperatura powietrza,

T_v - maksymalna różnica temperatury od średniej T_M,

t - czas od początku cyklu, godzina

x - głębokość - poniżej powierzchni,

H - h / k

h - współczynnik powierzchni,

k - przewodność cieplna,

c – dyfuzja,

Istotą problemu odziaływania temperatury w różnym okresie na płytę betonową jest określenie efektywnej temperatury powietrza:

$$T_{\rm M} = T_{\rm fac} \quad T_{\rm E} + \frac{T_{\rm fac}}{4} \quad R$$

Gdzie:

T_M – efektywna temperatura powietrza,

T_{fac} – mnożnik temperatury efektywnej, określony z dziennych wartości promieniowanie słonecznego oraz średniej temperatury powietrza:

 $T_{fac} = 0.42 \left(\left\{ \sum I_d \right\} * meanT_{air} \right)^p$

Σl_d - całkowite promieniowanie słoneczne uzyskane w danym dniu,

T_{air} - średnia temperatura powietrza w danym dniu,

p – współczynnik zależny od miesiąca z danej pory roku:

styczeń	0,040
luty	0,045
marzec	0,055
kwiecień	0,056
maj	0,056
czerwiec	0,060

lipiec	0,060
sierpień	0,065
wrzesień	0,072
październik	0,058
listopad	0,050
grudzień	0.045

Współczynnik ten jest zależny od promieniowania słonecznego dla danego typowego-dnia w miesiącu (Rys. 7.29).



Rys. 7.29 Rozkład promieniowania słonecznego dla typowych dni w miesiącach

T_E – efektywna temperatura powietrza zależna od promieniowania słonecznego,

$$T_E = T_A + \frac{bI}{h}$$

T_A – temperatura powietrza na godzinę mierzona stacji meteorologicznej,

b - absorbcja powierzchni promieniowania słonecznego,

I – promieniowanie słoneczne,

h – współczynnik powierzchni, zależny od prędkości wiatru,

R – współczynnik uwzględniający przeciętny udział promieniowania słonecznego w ciągu jednego dnia

 $R = 0.67 \cdot b \cdot h \cdot I$

W wyniku dobowych zmian temperatury pojawiają się także dodatkowe naprężenia ściskające i rozciągające w pobliżu połączeń dyblowanych (Rys. 7.30). Analizy tych naprężeń są szczególnie ważne kiedy beton nie osiągnął w "młodym" wieku odpowiedniej wytrzymałości oraz w przypadku występowania znacznych nieliniowości w rozkładzie temperatury na grubości płyty.



Rys. 7.30 Deformacja płyty betonowej w przypadku wyginania w połączeniach dyblowanych

Dla takich połączeń dyblowanych przeprowadzono obszerne badania na Highway (Route 33) w pobliżu Elkins, West Virginia, USA w 2001 roku. Te badania połączono z obliczeniami numerycznymi [22], [23] pozwalającymi określić stany naprężeń, a przede wszystkim przeanalizować wpływ nieliniowego gradientu temperatury w przekroju płyty betonowej (Rys. 7.31) oraz wpływu równomiernego oddziaływania temperatury na płytę.



Rys. 7.31 Przebieg nieliniowego rozkładu temperatury na grubości płyty betonowej [22]

Westergaard [30] opracowując wzory na obliczenia całkowitego naprężenia termicznego w nieskończonej płycie betonowej uwzględnił dwa przypadki: jednorodną zmianę temperatury, która powoduje rozszerzanie lub kurczenie się płyty, liniowy gradient temperatury na grubości płyty, który powoduje wyginanie płyty. Powszechnie przyjęte założenia w modelowaniu pracy płyty betonowej nie są do końca zgodne z warunkami rzeczywistymi. Głównie dotyczy to pomijania równomiernego rozkładu temperatury w obliczaniu naprężenia w wyniku zginania oraz założenia płaskich przekrojów płyty po zgięciu. To założenie oznacza, że w dowolnym punkcie płyty, rozkład odkształceń przez jego grubość zmienia się liniowo. Powyższe założenia stanowiły także podstawę obliczeń naprężeń termicznych m.in. w projekcie AASHTO [2], KENSLAB [13].

Na podstawie prac [22], [23] wykazano nieliniowy przebieg naprężeń w pobliżu szczelin dla gradientu ujemnego. Stwierdzono, że nieliniowy przebieg temperatury jest istotny tylko w odległości 0,28 m od szczeliny (Rys. 7.32). Dodatkowo stwierdzono, że istotne jest uwzględnianie równomiernego oddziaływania temperatury także ze względu na wyginanie się płyty i współpracę dybli przy szczelinie. Równomierny rozkład osiowy temperatury wywołuję dużą koncentrację naprężeń w pobliżu szczeliny jednak jego wpływ w środku płyty na naprężenia jest nieznaczny (Rys. 7.33).



Rys. 7.32 Przebieg nieliniowego rozkładu naprężenia przy krawędzi płyty ze względu na nieliniowy przebieg temperatury na grubości płyty [22]



Rys. 7.33 Przebieg nieliniowego rozkładu naprężenia przy krawędzi płyty ze względu na dodatkowe równomierne oddziaływanie temperatury [22]

Ponadto wykazano, że dyble w wyniku wyginania płyty pod wpływem temperatury, wprowadzają znaczące ograniczenie skurczu płyty z powodu zmian temperatury otoczenia. Generują one jednak znaczne naprężenia na styku stal-beton.

W przypadku badań przeprowadzonych przez LBOIT w miesiącach letnich w 2006 roku, nie stwierdzono jednak znacznych odchyleń od przebiegu liniowego. Maksymalne zarejestrowane odchylenie wynosiło 1.5 °C. Odchylenie od nieliniowości obliczono z zależności:

 $\tau = t3 - (t1-t2) \cdot 0.5$

Gdzie:

 τ - wartość nieliniowości [°C],

- t1 temperatura górnej części płyty [°C],
- t2 temperatura środkowej części płyty [°C],
- t3 temperatura dolnej części płyty [°C].

7.4 PODSUMOWANIE

Wpływ temperatury na powstawanie naprężeń w płycie betonowej ma charakter bardzo złożony. W praktyce w analizach eksploatacji nawierzchni uwzględnia się naprężenia, wyginające płytę, posiadające zmienne wartości w ciągu doby. Zmiany dobowe temperatury wywołują w płycie naprzemienne rozciąganie i ściskanie w dolnej i górnej części płyty. Na podstawie analizy wyników pomiarów temperatur na różnych głębokościach płyty w ciągu doby opracowano szereg praktycznych zależności empirycznych, przydatnych do obliczania gradientów termicznych (dodatnich i ujemnych) występujących w płycie betonowej. Stwierdzono, większy wpływ zmian dobowych temperatury na gradienty płyty niż wpływ temperatury powietrza na te gradienty. W praktyce w zależności od lokalnych warunków termicznych, pory roku, grubości płyty można stosować opracowane zależności przy obliczaniu gradientów dodatnich i ujemnych, a następnie naprężeń w płycie betonowej.

Z uwagi na największe wahania dobowe temperatury powietrza (w miesiącach letnich), przy dalszych pracach nad KTNS proponuje się przyjęcie następujących gradientów oddziaływujących na płytę betonową:

- gradient dodatni: +9.7 °C,

- gradient ujemny: -4.8 °C.

Proponowane zakresy są zbliżone do obliczonych gradientów na podstawie zależności cytowanych i stosowanych w innych krajach (Niemcy, Czechy). W szczególnych, incydentalnych przypadkach lub też przy uwzględnianiu szczegółowych danych w danym regionie geograficznym warto skorzystać z obliczenia gradientów na podstawie zależności funkcyjnych przedstawionych na Rys. 7.13, Rys. 7.14.

8 PRZYJĘCIE MODELI OBLICZENIOWYCH NAWIERZCHNI BETONOWYCH

8.1 MODELE OBLICZENIOWE NAWIERZCHNI DROGOWYCH

8.1.1 <u>WPROWADZENIE</u>

W celu wyznaczenia wpływu sylwetek pojazdów na nośność nawierzchni drogowych (agresywności pojazdów), zbudowano modele obliczeniowe nawierzchni oparte o teorię sprężystości, pozwalające na określenie wywoływanych w nich przez poszczególne osie pojazdów maksymalnych naprężeń oraz miejsc ich występowania. Dziesięć konstrukcji nawierzchni z warstwą ścieralną z betonu cementowego zamodelowano w systemie CosmosM wykorzystującym MES oraz obciążano w sposób charakterystyczny dla poszczególnych osi pojazdów (kierowanych, napędowych oraz ciągnionych) i odpowiadającego im ogumienia (koła pojedyncze i bliźniacze o szerokościach z zakresu 245 mm ÷ 495 mm). Postępowanie takie umożliwiło wykazanie różnic w wielkościach szkodliwego oddziaływania na nawierzchnie drogowe poszczególnych osi i całych sylwetek pojazdów oraz odpowiadających im współczynników przeliczeniowych na osie obliczeniowe.

8.1.2 OPIS MODELU

Do opisu właściwości materiałowych poszczególnych warstw modelu konstrukcji nawierzchni drogowych wykorzystano modele oparte na teorii sprężystości, gdyż przy krótkotrwałych czasach działania obciążeń, modele sprężyste nawierzchni drogowych najlepiej oddają sposób zachowania się nawierzchni sztywnych - z warstwą ścieralną z betonu cementowego. Opracowane modele składają się z płyty sztywnej usytuowanej na warstwach sprężystych i półprzestrzeni sprężystej (Rys. 8.1). Warstwy scharakteryzowano poprzez moduły sprężystości i współczynniki Poissona.



Rys. 8.1. Model konstrukcji nawierzchni - płyta sztywna na sprężystych warstwach i półprzestrzeni sprężystej; gdzie: q – obciążenie [Pa, kPa, MPa],

l_s, b_s, r – wymiary (długość i szerokość lub promień) powierzchni styku koła z na wierzchnią [mm, cm, m]

Ze względu na konieczność przeanalizowania wpływu różnych sylwetek pojazdów ciężkich na nawierzchni drogowe o różnych grubościach warstw, a co za tym idzie przeznaczone do przenoszenia obciążeń o różnych wielkościach i intensywnościach, opracowano modele dziesięciu sztywnych konstrukcji nawierzchni (w tym jedna konstrukcja sztywna z płytą z betonu cementowego na warstwie z betonu asfaltowego). Charakterystykę warstw konstrukcji sztywnych przedstawiono w Tab. 8.1.

Grubość warstwy		Zima		Wiosna, jesień		Lato	
z betonu cementowego	z betonu Okład warstw cementowego		ν	E [MPa]	ν	E [MPa]	ν
17 cm	 beton cementowy – 17cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 15 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
17 cm	 beton cementowy – 17cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 20 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
17 cm	 beton cementowy – 17cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 25 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
22 cm	 beton cementowy – 22 cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 15 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
22 cm	 beton cementowy – 22 cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 20 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 	35000 400 120	0,20 0,30 0,30	35000 400 120	0,20 0,30 0,30	35000 400 120	0,20 0,30 0,30
22 cm	 beton cementowy – 22 cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 25 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
27 cm	 beton cementowy – 27cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 15 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
27 cm	 beton cementowy – 27cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 20 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
27 cm	 beton cementowy – 27cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 25 cm warstwa mrozoochronna/wzmacniająca podłoże – 25 cm 						
23 cm	 beton cementowy – 23cm beton asfaltowy – 5 cm kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie – 15 cm warstwa mrozoochronna – 20 cm 	35000 18100 400 120	0,20 0,30 0,30 0,30	35000 9600 400 120	0,20 0,30 0,30 0,30	35000 3000 400 120	0,20 0,40 0,30 0,30
Podłoże bezpośrednio pod konstrukcją nawierzchni		120	0,30	120	0,30	120	0,30

Tab. 8.1. Parametry obliczeniowe półsztywnych i sztywnych konstrukcji nawierzchni jezdni.

8.1.3 OBCIĄŻENIE MODELU

W celu określenia rzeczywistego oddziaływania różnych sylwetek pojazdów na nawierzchnie drogowe, konieczne jest zbudowanie modeli obliczeniowych nawierzchni drogowych obciążonych w sposób najdokładniej odzwierciedlający konfigurację osi i wymiary ogumienia poszczególnych sylwetek. Można jednak poczynić pewne założenia, pozwalające na uproszczenia, nie mające wpływu na uzyskiwane wyniki obliczeń.

Na osi kierowanej, napędowej oraz ciągnionej każdej analizowanej sylwetki pojazdu, występuje charakterystyczne dla niej ogumienie, które zostało zestawione w Tab. 8.2. Dodatkowo, w pojazdach występuje symetria osiowa, która z uwagi na rozstaw kół wynoszący ok. 1,80 m pozwala na sprowadzenie każdej osi do odpowiadającego jej układu kół (Rys. 8.2). Mając jeszcze na uwadze to, iż analizowany przekrój drogi obciążany jest kolejno pojawiającymi się osiami składowymi przejeżdżającej sylwetki pojazdu, to dowolną sylwetkę pojazdu można przedstawić w postaci odpowiadającej jej konfiguracji kół. A zatem w celu określenia rzeczywistego oddziaływania pojazdów na nawierzchnię wystarczy zbudować modele nawierzchni obciążone poszczególnymi kołami składowymi, by ostatecznie przez zasadę superpozycji otrzymać sylwetkę wyjściową (Rys. 8.3).

Sylwetka pojazdu		Osie pojazdu			
		Kierowana	napędowa	ciagnione	
ncze	2Ρ		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 245 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	-
zdy pojedy	ЗР		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 245 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	-
Poja	4P		oś podwójna, opony pojedyncze o szerokości 305 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	-
epa)	2P+2P		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 245 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	2 osie pojedyncze, opony pojedyncze o szerokości 305 mm
vojazdów wy + przycz	2P+3P		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 245 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś pojedyncza i oś podwójna, opony pojedyncze o szerokości 305 mm
Zespoły p (pojazd silnikov	3P+2P		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 245 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	2 osie pojedyncze, opony pojedyncze o szerokości 305 mm
	3P+3P		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 245 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś pojedyncza i oś podwójna, opony pojedyncze o szerokości 305 mm
	2C+1N		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 305 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm
Pojazdy członowe (ciągniki siodłowe)	2C+2N		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 305 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm
	2C+3N		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 305 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś potrójna, opony typu "SuperSingle" o szerokości 385 mm
	3C+1N		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 305 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś pojedyncza, opony bliźniacze o szerokości 305 mm
	3C+2N		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 305 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm
	3C+3N		oś pojedyncza, opony pojedyncze o szerokości 305 mm	oś podwójna, opony bliźniacze o szerokości 305 mm	oś potrójna, opony typu "SuperSingle" o szerokości 385 mm

Tab.	8.2.	Typowe	ogumienie w	v rozpoznar	ivch svlwe	etkach po	jazdów ci	eżarowych	۱.
	~		ogennerne n	- opponing		police police			



Rys. 8.2. Osie symetrii pojedynczych i wielokrotnych osi pojazdów (s₀ - rozstaw osi składowych).



Rys. 8.3. Założenie obliczeniowe: sylwetka pojazdu jako suma konfiguracji osi.

Z uwagi na konieczność przeanalizowania wpływu na nawierzchnię różnego rodzaju ogumienia stosowanego obecnie w eksploatacji lub też wprowadzanego aktualnie do użytku, opracowano 9 modeli osi pojedynczych, w tym 3 modele o kołach pojedynczych i 1 model o kołach bliźniaczych:

- kir160 oś obliczeniowa oś pojedyncza o r=160 mm,
- kl245 oś pojedyncza o kole pojedynczym i oponie o szer. B=245 mm,
- kI305 oś pojedyncza o kole pojedynczym i oponie o szer. B=305 mm,
- kli305 oś pojedyncza o kole bliźniaczym i oponach o szer. B=305 mm,

oraz 2 modele osi wielokrotnych:

- **olli385 s100** oś potrójna o kołach pojedynczych i oponach typu "Super Single" o szerokości B=385 mm; rozstaw kół s_o=100 cm,
- **olili305 s100** oś podwójna o kołach bliźniaczych i oponach o szerokości B=305 mm; rozstaw kół s_o=100 cm.

8.1.4 MODEL DYSKRETNY MES

Konstrukcje nawierzchni jezdni oraz obciążenie od pojazdów zostały zamodelowane w programie COSMOS/M, który w przeciwieństwie do oprogramowania wspomagającego projektowanie nawierzchni

drogowych pozwala na analizę naprężeń nawierzchni w dowolnym miejscu konstrukcji, pod dowolnie przyłożonym obciążeniem.

Do dyskretyzacji przyjęto izoparametryczne elementy bryłowe "SOLID" o 8 węzłach. Każdy węzeł takiego elementu ma trzy stopnie swobody, co w sumie daje 24 stopnie swobody dla jednego elementu skończonego.

Modele opracowano w układzie kartezjańskim, a sposób zamocowania i obciążenia zgodny jest z Rys. 8.4. Model obliczeniowy nawierzchni pod obciążeniem osią obliczeniową – porównawczą (klr160):. Wymiary zewnętrzne modeli obliczeniowych (Tab. 8.4, Tab. 8.5, Tab. 8.6) ustalono w sposób doświadczalny na takim poziomie, że sposób podparcia ścian bocznych modeli obliczeniowych nie ma wpływu na wielkości identyfikowanych maksymalnych odkształceń i naprężeń wywoływanych przyłożonym obciążeniem. Zamodelowano pełne podparcie podstawy (odebrano wszystkie stopnie swobody) oraz podparcia ścian bocznych typu łyżwa.

Obciążenie przykładano na powierzchni styku koła z nawierzchnią (Tab. 8.3), a jego wartość wynosiła od 30 do 150 kN (skok co 10 kN) w przypadku osi pojedynczych i od 60 do 300 kN (skok co 20 kN) w przypadku osi wielokrotnych (założono równomierny sposób rozkładu obciążenia na poszczególne osi składowe).

Model	Powierzchnia styku [m²]	Model	Powierzchnia styku [m ²]	
oś pojedyncza o ko	ołach pojedynczych	oś potrójna o kołach pojedynczych "SuperSingle"		
kIr160	0,0804	0002056100	0 2422	
kI245	0,0381	01113855100	0,2432	
k1305	0,0608	oś podwójna o kołach bliźniaczych		
oś pojedyncza o kołach bliźniaczych		01111205c100	0.226/6)	
kII305	0,1178	01113055100	0,220(0)	

Tab. 8.3. Powierzchnia styku opony z nawierzchnią w zależności od przyjętego modelu obliczeniowego.



podparcie

Rys. 8.4. Model obliczeniowy nawierzchni pod obciążeniem osią obliczeniową – porównawczą (kIr160):

- a) widok ogólny,
- b) obciążenie powierzchni styku koła z nawierzchnią,
- c) przekrój poprzeczny i sposób zamocowania.

Dokładne wymiary geometryczne poszczególnych modeli przedstawiono w Tab. 8.4, Tab. 8.5, Tab. 8.6.





Tab. 8.4. Wymiary geometryczne modeli osi pojedynczych o kołach pojedynczych [mm].

Tab. 8.5. Wymiary geometryczne modelu osi pojedynczej o kołach bliźniaczych [mm].



Tab. 8.6. Wymiary geometryczne modeli osi wielokrotnych [mm].



8.1.5 DOKŁADNOŚĆ OBLICZEŃ

Jak już wcześniej wspomniano, z uwagi na symetrię osiową pojazdów, w pracy analizowano modele nawierzchni obciążone kołami pojazdów, a więc połową osi. Zasadność takiego postępowania zweryfikowano poprzez analizę modeli obliczeniowych nawierzchni obciążonych osią pojedynczą o kołach pojedynczych o szerokości opon 305 mm, osią podwójną o kołach bliźniaczych o szerokości opon 305 mm oraz osią potrójną o kołach pojedynczych typu "Super Single" i szerokości opon 385 mm. Sprawdzono rozstawy kół s_k: 1,00 m, 1,35 m i 1,80 m. Postępowanie takie pozwoliło na określenie zależności pomiędzy odkształceniami nawierzchni pod kołem, a położeniem drugiego koła w analizowanej osi (Rys. 8.6).



Rys. 8.6. Wpływ rozstawu kół na wartość odkształceń w warstwie asfaltowej, pod obciążeniem osią 100 kN o oponie o szerokości 305 mm.

W pracy sprawdzono również wpływ podparcia ścian bocznych modeli obliczeniowych na wartość uzyskiwanych odkształceń w warstwie asfaltowej nawierzchni sztywnej. Wymiary zewnętrzne modeli obliczeniowych (Tab. 8.4, Tab. 8.5, Tab. 8.6) zostały ustalone na takim poziomie, że sposób podparcia ścian bocznych (w każdym przypadku zakładano pełne podparcie podstawy – odebranie wszystkich stopni swobody) nie wpływa na wartość odkształceń pod obciążającym kołem. Przeanalizowano trzy sposoby podparcia ścian bocznych: pełne (odebranie wszystkich 6 stopni swobody), łyżwa (odebranie przemieszczeń w płaszczyźnie poziomej) oraz brak podparcia. Ostatecznie przyjęto podparcie ścian bocznych typu łyżwa.

W celu uzyskania wymaganej dokładności obliczeń, sprawdzono również stopień dyskretyzacji modeli, tj. stopień podziału modeli na elementy skończone. Do kalibracji przyjęto model opisujący oś obliczeniową o kołach pojedynczych i powierzchni styku opony z nawierzchnią zobrazowaną za pomocą powierzchni okrągłej o promieniu 160 mm (model klr160). Sprawdzono wpływ podziału modelu na elementy w dwu płaszczyznach: poziomej i pionowej (Rys. 8.7, Rys. 8.8). Wyniki o zadowalającej dokładności i praktycznie stałej wartości uzyskiwanych odkształceń zarówno rozciągających jak i pionowych (różnice w uzyskiwanych wynikach wynoszą ok. 1%), uzyskiwane są przy liczbie ok. 25000 elementów. Liczba ta odpowiada podziałowi na elementy prostopadłościenne o grubości 1 cm i bokach 4 cm.



Rys. 8.7. Zbieżność uzyskiwanych wartości odkształceń w zależności od stopnia dyskretyzacji w płaszczyźnie pionowej.



Rys. 8.8. Zbieżność uzyskiwanych wartości odkształceń w zależności od stopnia dyskretyzacji w płaszczyźnie poziomej.

9 PODSUMOWANIE

W raporcie będącym sprawozdaniem z prac III etapu zamieszczono informacje, które będą wykorzystywane przy konstruowaniu typowych nawierzchni betonowych. Zaproponowano współczynniki agresywności pozwalające na przeliczanie sylwetek pojazdów na osie obliczeniowe 100 i 115 kN. Współczynniki te różnią się od dotychczas stosowanych.

Przeprowadzono analizę kryteriów zmęczeniowych nawierzchni betonowych i stwierdzono, że stosowane do tej pory kryteria w Polsce są zbliżone do stosowanych w innych krajach.

Ponadto przeanalizowano wpływy klimatyczne w nawierzchniach betonowych i wykorzystując własne pomiary ustalono zależności korelacyjne zmian temperatur powietrza od gradientu temperatury w płytach betonowych. Zaproponowano wartości gradientów dodatnich i ujemnych jakie należy przyjmować w polskich warunkach klimatycznych.

Zaproponowano model obliczeniowy nawierzchni pozwalający na obliczanie naprężeń w nawierzchni betonowej z wykorzystaniem MES oraz obciążeń bądź osiami obliczeniowymi bądź sylwetkami pojazdów. Zadania przewidziane do realizacji w etapie III zostały wykonane zgodnie z przewidzianym harmonogramem.

10 LITERATURA

- [1] AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. AASHTO, 1993
- [2] AASHTO (1998) Supplement: AASHTO Guide for Design of Pavement Structures—Part II Rigid Pavement Design & Rigid Pavement Joint Design.
- Baranowski D., Dynamiczne cechy klimatu polski Dominujące typy cyrkulacji atmosferycznej. Słupskie Prace Geograficzne 1 /2003
- [4] Baranowski D., Ewert A., 1997, Katalog typów cyrkulacji atmosferycznej. PAP, Słupsk, maszynopis
- [5] Barber, E.S. Calculation of maximum pavement temperatures from weather reports. Bulletin 168, HRB, National Research Council, Washington, D.C, 1957, pp 1-8.
- [6] SETRA. Conception et dimensionnement des structures de chaussée. Guide technique. SETRA, LCPC, Paris, 1994
- [7] Darter, M.I.: "Design of Zero-Maintenance Plain Jointed Concrete Pavement: Vol. I -Development of Design Procedures", Report No. FHWA -RD-77-111, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1977
- [8] Design Manual for Roads and Bridges. Volume 7: Pavement Design and Maintenance, 2001
- [9] Forschungsgesellschaft für stras-sen- und verkehrswesen, RDO Beton 09, March 2009
- [10] Griffiths G., Thom N. "Concrete Pavement Design Guidance Notes", Taylor and Francis, 2007
- [11] NCHRP. Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Appendix kk: Transverse cracking of JPCP, 2003
- [12] NCHRP. Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Part 3. Design Analysis, Chapter 4. Design of New and Reconstructed Rigid Pavements, 2004
- [13] Huang, Y.H. (1993) Pavement Analysis and Design (Prentice Hall, Englewood, N.J.).
- [14] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych, GDDP, Warszawa 2001
- [15] Mayhew, H.C. and Harding, H.M., Thickness Design of Concrete Roads, Research Report 87, Transport and Road Research Laboratory, 1987
- [16] Osuchowska-Klein B., 1975, Prognostyczne aspekty cyrkulacji atmosferycznej nad Polską. Warszawa
- [17] Osuchowska-Klein B., 1978, Katalog typów cyrkulacji atmosferycznej. Warszawa
- [18] Osuchowska-Klein B., 1991, Katalog typów cyrkulacji atmosferycznej. Warszawa
- [19] Poblete, M, R. Salsilli, R. Valenzuela, A. Bull, and P. Spratz (1988). "Field Evaluation of Thermal Deformations in Undoweled PCC Pavement Slabs," Transportation Research Record No. 1207, Washington, D.C., pp. 217-228.
- [20] Poliacek I., Vplyv teplotneho režimu vozovky na jej spravanie sa a navrh. SVST, Bratislava 1975.
- [21] Rao, C., E. J. Barenberg, M. B. Snyder, and S. Schmidt (2001). "Effects of Temperature and Moisture on the Response of Jointed Concrete Pavements." Proceedings, 7th International Conference on Concrete Pavements, Orlando, Florida.
- [22] Shoukry, S.N. (2002) "West Virginia Instrumented Concrete Pavement: Curing and Temperature Induced Strains during the First 90 Days". Presented at the Data Analysis Working Group, 81st Annual Transportation Research Board Meeting (Washington, D.C.).
- [23] Shoukry, S.N. and William, G.W. (2001) "Analysis of thermal stresses induced in Doweled Transverse Joints". Proceedings of the 2001 ASCE Airfield Pavement Specialty Conference (Chicago, IL), pp. 375–384.
- [24] Springenschmid, R., and E. Hiller (September 1998). "Influence of Temperature During Curing on Stresses in Concrete Pavements," Proceedings, 8th International Symposium on Concrete Roads, Theme II, Lisbon, Portugal.
- [25] Szydło A.: "Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego", Polski Cement, Kraków 2004

- [26] Tepfers R., Kutti T.: "Fatigue Strength of Plain, Ordinary and Lightweight Concrete.", Journal of the ACI, May 1979, pp. 635-652
- [27] The Highways Agency, Design Manual for Roads and Bridgeworks, HD 26/06 vol. 7, section 2, part 3 -Pavement Design
- [28] The Highways Agency, Design Manual for Roads and Bridgeworks, vol. 7, Pavement Design, HD 26/01 Pavement Design
- [29] Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements. PCA, 1995.
- [30] Westergaard, H.M. (1927) Analysis of Stresses in Concrete Pavements Due to Variations of Temperature, Proceedings of the Highway Research Board 6, National Research Council, Washington, D.C., pp. 201–215.

Zespół badawczy: Antoni Szydło Piotr Mackiewicz Robert Wardęga Bartłomiej Krawczyk

Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej Katedra Dróg i Lotnisk 50-370 Wrocław ul. Wybrzeże Wyspiańskiego 27 tel. 320 23 54 fax 328 18 89

Raport wpłyną do Redakcji Wydawnictw Instytutu w listopadzie 2012 r.

Lista odbiorców:

1. Zleceniodawca	3 egz.
2. Biblioteka i Ośrodek Informacji I-14	1 egz.
3. Autor	1 egz.