



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska



Imię i nazwisko autora rozprawy: **Aleksandra Romanowska**

Dyscyplina naukowa: **Inżynieria Lądowa i Transport**

ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim: **Makroskopowe modele ruchu potoku pojazdów na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych**

Tytuł rozprawy w języku angielskim: **Macroscopic models of traffic flow on motorways and express roads sections**

Promotor
<i>podpis</i>
dr hab. inż. Kazimierz Jamroz, prof. nadzw. PG
Promotor pomocniczy
<i>podpis</i>
dr inż. Wojciech Kustra

Gdańsk, rok 2019



OŚWIADCZENIE

Autor rozprawy doktorskiej: **Aleksandra Romanowska**

Ja, niżej podpisana, wyrażam zgodę na bezpłatne korzystanie z mojej rozprawy doktorskiej zatytułowanej:

Makroskopowe modele ruchu potoku pojazdów na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych

do celów naukowych lub dydaktycznych.¹

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

Świadoma odpowiedzialności karnej z tytułu naruszenia przepisów ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych (Dz. U. z 2006 r., nr 90, poz. 631) i konsekwencji dyscyplinarnych określonych w ustawie Prawo o szkolnictwie wyższym (Dz. U. z 2012 r., poz. 572 z późn. zm.),² a także odpowiedzialności cywilno-prawnej oświadczam, że przedkładana rozprawa doktorska została napisana przeze mnie samodzielnie.

Oświadczam, że treść rozprawy opracowana została na podstawie wyników badań prowadzonych pod kierunkiem i w ścisłej współpracy z promotorem dr hab. inż. Kazimierzem Jamrozem, prof. nadzw. PG, promotorem pomocniczym dr inż. Wojciechem Kustra.

Niniejsza rozprawa doktorska nie była wcześniej podstawą żadnej innej urzędowej procedury związanej z nadaniem stopnia doktora.

Wszystkie informacje umieszczone w ww. rozprawie uzyskane ze źródeł pisanych i elektronicznych, zostały udokumentowane w wykazie literatury odpowiednimi odnośnikami zgodnie z art. 34 ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych.

Potwierdzam zgodność niniejszej wersji pracy doktorskiej z załączoną wersją elektroniczną.

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

Ja, niżej podpisana, wyrażam zgodę na umieszczenie ww. rozprawy doktorskiej w wersji elektronicznej w otwartym, cyfrowym repozytorium instytucjonalnym Politechniki Gdańskiej, Pomorskiej Bibliotece Cyfrowej oraz poddawania jej procesom weryfikacji i ochrony przed przywłaszczaniem jej autorstwa.

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

¹ Zarządzenie Rektora Politechniki Gdańskiej nr 34/2009 z 9 listopada 2009 r., załącznik nr 8 do instrukcji archiwalnej PG.

² Ustawa z dnia 27 lipca 2005 r. Prawo o szkolnictwie wyższym: Rozdział 7 Odpowiedzialność dyscyplinarna doktorantów, Art. 226.





Streszczenie

W polskiej nauce przez ostatnie 30 lat niewiele miejsca poświęcono kompleksowemu badaniu i modelowaniu ruchu potoku pojazdów na drogach o ruchu nieprzerwanym, takich jak autostrady czy drogi ekspresowe. Zainteresowanie tymi zagadnieniami wróciło dopiero w ostatnich latach, w rezultacie systematycznego rozwoju sieci autostrad i dróg ekspresowych w Polsce oraz poszukiwania metod szacowania przepustowości i oceny warunków ruchu na tych drogach. Ten okres stagnacji w polskich badaniach wobec rozwoju badań zagranicznych przełożył się na powstanie luki badawczej przejawiającej się w braku polskich modeli ruchu potoku pojazdów. W ramach realizacji pracy doktorskiej podjęto się wypełnienia tej luki, badając i modelując zależności między fundamentalnymi parametrami ruchu potoku pojazdów – natężeniem, prędkością i gęstością potoku pojazdów na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych w Polsce.

W pracy podjęto się odpowiedzi na następujące pytania badawcze:

- Czy możliwe jest zaadoptowanie istniejących modeli zależności fundamentalnej do opisu ruchu potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce?
- Czy możliwa jest budowa nowych modeli zależności fundamentalnej, które wykazywałyby się lepszymi właściwościami od modeli istniejących w zastosowaniu do opisu ruchu potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce?
- Jakie czynniki i w jaki sposób oddziałują na fundamentalne parametry ruchu potoku pojazdów?
- Czy wyniki badań mogą znaleźć praktyczne zastosowanie w opracowywanej metodzie oceny warunków ruchu dla odcinków autostrad i dróg ekspresowych?

W celu odpowiedzi na postawione pytania przeprowadzono badania i analizy obejmujące:

- przegląd literatury krajowej i zagranicznej na temat charakterystyki ruchu potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych, modelowania zależności występujących pomiędzy parametrami ruchu potoku pojazdów, określania warunków ruchu czy wpływu wybranych czynników na te warunki,
- badanie i charakterystykę ruchu potoku pojazdów na polskich odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce,
- modelowanie zależności pomiędzy natężeniem, prędkością i gęstością potoku pojazdów poprzez zaadoptowanie istniejących modeli oraz poszukiwanie i budowę nowych modeli,
- identyfikację i analizę czynników związanych z wpływem warunków drogowych, ruchowych i atmosferycznych na fundamentalne parametry ruchu potoku pojazdów.

Szczególną uwagę w pracy poświęcono zagadnieniu matematycznego modelowania zależności pomiędzy natężeniem, prędkością i gęstością potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce. Wybrano oraz zaadoptowano do warunków polskich istniejące modele zależności fundamentalnej. Wynikiem analiz był dobór parametrów modeli pozwalających uzyskać jak





najlepsze dopasowanie modeli do danych empirycznych. Ze względu na zaobserwowane ograniczenia istniejących modeli podjęto próbę zaproponowania nowych modeli, usuwających wskazane ograniczenia i charakteryzujących się lepszym dopasowaniem do danych empirycznych. Zarówno próba zastosowania modeli z innych dziedzin nauki (geotechnika, neurobiologia) oraz próba kombinacji istniejących modeli w celu budowy nowego, polskiego modelu zależności fundamentalnej, dały zadowalające rezultaty. Wynikiem pracy jest nowy model, rekomendowany przez autorkę do opisu zależności fundamentalnej w warunkach polskich.

W badaniach zastosowano szereg narzędzi statystycznych, takich jak: nieliniową metodę najmniejszych kwadratów w celu dopasowania modeli i estymacji parametrów modeli, miary dobroci dopasowania do oceny analizowanych modeli, testy ANOVA i porównań wielokrotnych w celu identyfikacji czynników wpływających na warunki ruchu. Narzędziem badawczym w dalszych analizach był również wybrany model zależności fundamentalnej, który wykorzystano do oceny wpływu wybranych czynników na parametry ruchu potoku pojazdów i przepustowość drogi.

Wyniki badań posłużyły do opracowania oraz zaproponowania nowych i oryginalnych elementów do polskiej metody oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych: nowego, polskiego modelu zależności fundamentalnej, rozszerzenia metody o możliwość analizy warunków ruchu w niekorzystnych warunkach atmosferycznych i oświetlenia oraz uzupełnienie o metodę oceny warunków ruchu na poszczególnych pasach ruchu.

Słowa kluczowe: autostrady, drogi ekspresowe, teoria ruchu potoku pojazdów, potok pojazdów, zależność fundamentalna, modele makroskopowe, warunki ruchu, metoda oceny





Abstract

Over the last 30 years in Poland, not much attention was paid to the comprehensive analysis and modelling of traffic flow on uninterrupted traffic flow facilities, such as motorways and express roads. Only in recent years an interest in the issue has returned as a result of systematic development of Poland's motorways and express roads network and searching for methods to estimate capacity and assess traffic conditions on these roads. This period of stagnation in Polish research in comparison to the development of global research has translated into the emergence of research gap, which is reflected in the lack of Polish models allowing to describe traffic flow on uninterrupted traffic flow facilities. The work undertaken within this doctoral thesis was aimed to fill the gap by analysing and modelling the relationship between fundamental traffic flow parameters: volume, speed and density of traffic flow on motorways and express roads sections in Poland.

This dissertation addresses the following research questions:

- Can existing models of fundamental relationship be adopted to properly describe the traffic flow on sections of motorways and express roads in Poland?
- Is it possible to build new models of fundamental relationship, that would better describe the traffic flow on motorways and express roads sections in Poland?
- What factors influence traffic flow parameters and what is the impact?
- Can the research results be applied in practice, in the Polish method of capacity estimation and assessing traffic conditions for motorways and express roads sections?

In order to answer the research questions, the research was undertaken including:

- literature studies, with the focus on traffic flow characteristics, macroscopic modelling of traffic flow, fundamental relationship of traffic flow, factors affecting traffic flow parameters, road capacity and methods to estimate this, traffic flow conditions and the methods for their assessment,
- analysis of the traffic flow on Polish motorways and express roads sections,
- modelling the relationship between volume, speed and density of traffic flow, by adopting existing traffic flow models or building and applying new models,
- identification of factors, related to the road and its environment, traffic composition, weather and lighting conditions, that affect fundamental traffic flow parameters and analysis of the influence of these factors.

Particular attention was paid to the issue of mathematical modelling of the relationship between volume, speed and density of the traffic flow on motorways and express roads sections in Poland. The existing models of fundamental relationship were chosen, adopted to represent traffic flow in Polish conditions and evaluated. Due to the observed limitations of existing models, an attempt was made to propose new models, removing the indicated constraints and better matching with empirical data. Both the attempt to use models from other fields of science (geotechnics, neuroscience) and the attempt to





combine existing models to build a new Polish model of fundamental relationship, have yielded satisfactory results. In the result of the work new model of fundamental relationship was proposed and recommended to be used in Polish conditions.

A number of statistical tools were used in the analyses, such as: non-linear least squares method for estimation of model parameters, goodness of fit measures to evaluate the analysed models, ANOVA and multiple comparisons tests to identify factors affecting traffic conditions. Furthermore, the chosen fundamental relationship model was used as a research tool in order to assess the impact of selected factors on the traffic flow parameters and road capacity.

The research results were further used to develop and propose new and original elements for the Polish method of capacity estimation and traffic conditions assessment of motorways and express roads sections, including: new model of the relationship between volume, speed and density of traffic flow; method to assess traffic flow conditions in adverse weather conditions, method to assess traffic conditions on individual lanes.

Keywords: motorways, express roads. Traffic flow theory, traffic flow, fundamental relationship of traffic flow, macroscopic models, traffic conditions, highway capacity methods





Praca powstała w ramach projektu RID2B „Nowoczesne metody obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla dróg poza aglomeracjami miejskimi, w tym dla dróg szybkiego ruchu” (OT2-2B/PK-PW-PG), nr umowy DZP/RID-I-50/9/NCBR/2016 z dnia 26 lutego 2016 r w ramach Wspólnego Przedsięwzięcia Rozwój Innowacji Drogowych, Centrum Badań i Rozwoju oraz Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad.



Pragnę złożyć serdeczne podziękowania:

*Promotorowi, dr hab. inż. Kazimierzowi Jamrozowi, prof. nadzw. PG,
za opiekę merytoryczną, zaangażowanie w proces realizacji pracy,
oraz cenne uwagi i sugestie, które przyczyniły się do obecnego kształtu pracy*

*Promotorowi pomocniczemu, dr inż. Wojciechowi Kustrze,
za wsparcie merytoryczne oraz pomoc w pozyskaniu danych do pracy
i realizacji badań empirycznych*

*Konsorcjum projektu RID-2B,
za udostępnioną wiedzę i umożliwienie wykonywania badań
korzystając z zasobów projektu i w ramach jego realizacji*

*Pracownikom Katedry Inżynierii Drogowej i Transportowej,
za życzliwość i przyjazną atmosferę w okresie realizacji pracy*

*Najbliższej rodzinie – Karolowi i Maksymilianowi,
za nieustanne wsparcie, ogromną cierpliwość i wyrozumiałość
oraz motywację do rozwijania zainteresowań naukowych*

Spis treści

1. WSTĘP	1
1.1. Wprowadzenie	1
1.2. Geneza pracy	1
1.3. Cel ogólny i zakres pracy	2
2. STAN ZAGADNIENIA	4
2.1. Wprowadzenie	4
2.2. Charakterystyka ruchu potoku pojazdów	5
2.2.1. Parametry charakteryzujące ruch indywidualnych pojazdów w potoku	5
2.2.2. Parametry charakteryzujące ruch potoku pojazdów	7
2.3. Przegląd modeli ruchu potoku pojazdów	10
2.3.1. Klasyfikacja ogólna modeli ruchu potoku pojazdów	10
2.3.2. Rozwój modeli i teorii ruchu potoku pojazdów	11
2.4. Zależność fundamentalna w teorii ruchu potoku pojazdów	13
2.4.1. Charakterystyka zależności fundamentalnej	13
2.4.2. Przegląd modeli zależności fundamentalnej q-v-k	15
2.4.3. Szczególne wartości parametrów zależności fundamentalnej	24
2.5. Ocena funkcjonowania odcinków autostrad i dróg ekspresowych	28
2.5.1. Charakterystyka autostrad i dróg ekspresowych	28
2.5.2. Ocena funkcjonowania autostrad i dróg ekspresowych	30
2.5.3. Przepustowość jako miara sprawności drogi	30
2.5.4. Warunki ruchu potoku pojazdów	36
2.6. Stan badań w Polsce	43
2.7. Wnioski ze studiów literatury	46
3. CELE, ZAŁOŻENIA, TEZY I METODYKA PRACY	47
3.1. Cele pracy	47
3.2. Założenia pracy	47
3.3. Tezy pracy	47
3.4. Metodyka realizacji pracy	48
4. POLIGON BADAWCZY I BAZY DANYCH	51
4.1. Wybór poligonów badawczych	51
4.1.1. Dane z pomiarów ciągłych ruchu pojazdów na sieci dróg	51
4.1.2. Dane z pomiarów ruchu pojazdów prowadzonych w ramach projektu badawczego RID-2B	54
4.2. Budowa bazy danych	56



4.3.	Dobór interwału czasowego do analiz	58
4.4.	Identyfikacja warunków wzorcowych	60
4.4.1.	Metodyka	60
4.4.2.	Identyfikacja warunków wzorcowych	62
5.	CHARAKTERYSTYKA RUCHU POJAZDÓW NA DROGACH EKSPRESOWYCH I AUTOSTRADACH	65
5.1.	Charakterystyka sieci dróg ekspresowych i autostrad w Polsce	65
5.2.	Charakterystyka ruchu pojazdów na sieci dróg ekspresowych i autostrad w Polsce	66
5.2.1.	Natężenie ruchu	66
5.2.2.	Prędkość	68
5.2.3.	Warunki ruchu	71
5.3.	Analiza ruchu w poligonach badawczych i wnioski do dalszych badań	72
6.	MODELOWANIE FUNDAMENTALNEJ ZALEŻNOŚCI OPISUJĄCEJ RUCH POTOKU POJAZDÓW NA ODCINKACH AUTOSTRAD I DRÓG EKSPRESOWYCH	77
6.1.	Wprowadzenie	77
6.2.	Założenia do modelowania zależności $q-v-k$	79
6.3.	Metodyka doboru, analizy i oceny modeli zależności fundamentalnej	80
6.3.1.	Przygotowanie danych	80
6.3.2.	Określenie oczekiwanego zakresu parametrów granicznych	81
6.3.3.	Procedura adaptacji, budowy oraz analizy modeli	82
6.3.4.	Metoda oceny modeli zależności fundamentalnej	84
6.4.	Adaptacja istniejących modeli	87
6.4.1.	Analiza i ocena istniejących modeli jednofazowych	87
6.4.2.	Analiza i ocena istniejących modeli dwufazowych	102
6.4.3.	Wybór modeli spełniających wskazane kryteria	107
6.5.	Budowa nowych modeli	108
6.5.1.	Nowe modele jednofazowe	109
6.5.2.	Nowe modele dwufazowe	119
6.5.3.	Wybór modeli spełniających założone kryteria	124
6.6.	Wybór modelu	125
6.7.	Weryfikacja modelu	127
6.7.1.	Elastyczność modelu	127
6.7.2.	Zachowanie modelu w różnych warunkach drogowo-ruchowych	128
6.8.	Wnioski	132
7.	ANALIZA WPLYWU WYBRANYCH CZYNNIKÓW NA FUNDAMENTALNE PARAMETRY RUCHU POTOKU POJAZDÓW	134



7.1.	Analiza wpływu czynników związanych z drogą i jej otoczeniem na prędkość w ruchu swobodnym	134
7.2.	Analiza wpływu czynników związanych z ruchem pojazdów na parametry ruchu potoku pojazdów	136
7.2.1.	Metodyka	136
7.2.2.	Analiza wpływu udziału pojazdów ciężkich na rozkład natężenia ruchu na pasy	137
7.3.	Analiza czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia na parametry ruchu potoku pojazdów.....	139
7.3.1.	Metodyka	139
7.3.2.	Ocena wpływu czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia	140
7.4.	Wnioski	146
8.	APLIKACJA WYNIKÓW BADAŃ DO POLSKIEJ METODY OCENY WARUNKÓW RUCHU NA ODCINKACH A+S.....	148
8.1.	Wprowadzenie - projekt metody MOP-DZ	148
8.2.	Koncepcja praktycznego wykorzystania wyników badań w metodzie MOP-DZ	149
8.2.1.	Aplikacja modelu B.1F.1 do wyznaczenia krzywych zależności q-v-k...150	
8.2.2.	Współczynniki korygujące prędkość w ruchu swobodnym w zależności od warunków atmosferycznych i oświetlenia	152
8.2.3.	Aplikacja modeli rozkładu natężenia ruchu na pasy do oceny warunków ruchu na pasach	153
8.3.	Wnioski	156
9.	PODSUMOWANIE.....	158
9.1.	Wnioski	158
9.2.	Rekomendacje	160
9.3.	Kierunki dalszych prac	160
	BIBLIOGRAFIA	161

1. WSTĘP

1.1. Wprowadzenie

Autostrady i drogi ekspresowe (A+S) stanowią rdzeń sieci drogowej kraju, zapewniając podstawowe międzynarodowe i międzyregionalne połączenia transportowe. Ich historia sięga pierwszej połowy XX wieku, a dynamiczny rozwój sieci tych dróg (zwanymi potocznie „drogami szybkiego ruchu”) w Europie i USA spowodował, że inżynierowie ruchu drogowego i naukowcy zaczęli obserwować ruch pojazdów na tych drogach poszukując: modeli opisujących ruch potoków pojazdów, metod szacowania przepustowości i metod oceny warunków ruchu na nich. Wyniki pierwszych badań skonsumowano w USA w postaci podręcznika obliczania przepustowości dróg Highway Capacity Manual (HCM), którego pierwszą wersję opublikowano w 1950 roku [29, 132]. W tym podręczniku formalnie po raz pierwszy zdefiniowana została przepustowość drogi, a już w kolejnej edycji z 1965 roku [113] przedstawiona została stosowana do dzisiaj idea klasyfikacji warunków ruchu drogowego za pomocą Poziomów Swobody Ruchu (PSR), (ang. *Level of Service, LOS*). Powstanie tych i kolejnych edycji metody HCM zdopinguwało inne kraje (m.in. Niemcy, Holandię, Szwecję) do opracowania w późniejszym czasie analogicznych metod.

W Polsce przez lata nie udało się wdrożyć oryginalnej polskiej metody obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu na A+S. W wyniku badań ruchu prowadzonych przez Konsorcjum Politechniki Gdańskiej, Politechniki Warszawskiej i Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy latach 1982-86 opracowano uproszczoną metodę obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu na zamiejskich drogach dwujezdniowych w Polsce [75], ale nie została ona wdrożona do szerszego stosowania. Natomiast w roku 1995 przyjęto do stosowania metodę HCM [58, 162], niemal w bezpośrednim przekładzie, bez dostosowania do polskich uwarunkowań. Przyczyny braku polskiej metody sprowadzają się nie tylko do krótkiej historii A+S w Polsce, ale wynikają w największej mierze z braku pogłębionej wiedzy o ruchu potoków pojazdów na A+S. Od czasu badań ruchu prowadzonych przez prof. R. Krystka w latach 70. i 80. [91, 92] właściwie w Polsce nie podejmowano badań nad modelowaniem fundamentalnej zależności pomiędzy podstawowymi parametrami ruchu potoku pojazdów (tj. jego prędkością, gęstością i natężeniem), które stanowią podstawę metod obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu.

1.2. Geneza pracy

Genezą zainteresowania się tym problemem były m.in.:

- obiecujące wyniki badań prowadzone przez studentów Politechniki Gdańskiej w 2015 roku [141], w których podjęta została problematyka modelowania fundamentalnej zależności między prędkością, gęstością i natężeniem ruchu potoku pojazdów na odcinku drogi ekspresowej S6 i odcinkach ulic na obszarze Trójmiasta,
- udział w projekcie badawczo - wdrożeniowym realizowanym na zlecenie Ministerstwa Infrastruktury, dot. opracowania wytycznych poszerzania przekrojów dróg dwujezdniowych w Polsce [76]; w rezultacie realizacji projektu wskazano na potrzebę opracowania polskiej metody obliczania przepustowości odcinków dróg dwujezdniowych,

- udział w projekcie badawczym RID-2B.

W 2016 roku Zespół Naukowo - Badawczy Katedry Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej w konsorcjum z Politechniką Krakowską i Politechniką Warszawską przystąpił do realizacji projektu badawczego RID-2B pt. „Nowoczesne metody obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla dróg poza aglomeracjami miejskimi, w tym dla dróg szybkiego ruchu”. Projekt był realizowany w ramach wspólnej inicjatywy Narodowego Centrum Badań i Rozwoju (NCBiR) oraz Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA) pt. „Rozwój Innowacji Drogowych”. Jego celem było opracowanie nowoczesnych metod służących ocenie warunków ruchu i szacowaniu przepustowości dróg zamiejskich. Jednym z elementów projektu było opracowanie metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych, m.in. z wykorzystaniem wyników badań realizowanych w ramach niniejszej pracy doktorskiej.

Mój udział w tym projekcie badawczym był bezpośrednim impulsem do podjęcia badań będących tematem prezentowanej rozprawy.

1.3. Cel ogólny i zakres pracy

Zasadniczym celem realizowanej przeze mnie rozprawy doktorskiej jest opracowanie modeli zależności między podstawowymi parametrami ruchu (prędkością, gęstością i natężeniem ruchu potoku pojazdów) na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych w Polsce. Realizację tego celu umożliwiły m.in. następujące badania i analizy:

- przegląd i analiza literatury, a w rezultacie budowa bazy wiedzy na temat charakterystyki ruchu potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych, modelowania zależności występujących pomiędzy parametrami ruchu potoku pojazdów, określania warunków ruchu czy wpływu wybranych czynników na te warunki,
- badania zależności pomiędzy natężeniem, prędkością i gęstością ruchu potoku pojazdów na polskich odcinkach autostrad i dróg ekspresowych oraz próba ich modelowania z wykorzystaniem istniejących lub zaproponowanych przeze mnie modeli,
- identyfikacja czynników wpływających na parametry zależności pomiędzy natężeniem, prędkością i gęstością ruchu potoku pojazdów oraz ocena ich wpływu na te parametry.

Wyniki badań wykorzystano następnie do opracowania i zarekomendowania nowych elementów do projektu polskiej metody obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych opracowanego w ramach projektu RID-2B (metoda MOP-DZ).

Praca składa się z 9 rozdziałów:

- rozdział 1 zawiera wprowadzenie do pracy doktorskiej wraz z krótką genezę zainteresowania podjętą tematyką,
- w rozdziale 2 przeprowadzono przegląd i analizę literatury, która miała na celu zgłębienie wiedzy na temat problematyki podjętej w pracy doktorskiej,
- w rozdziale 3 zdefiniowano cele, założenia, tezy pracy oraz opisano przyjętą metodykę realizacji pracy doktorskiej,

- w rozdziale 4 opisano proces wyboru poligonów badawczych, budowy baz danych oraz przygotowania danych do dalszych analiz,
- w rozdziale 5 scharakteryzowano sieć autostrad i dróg ekspresowych w Polsce, ruch w tej sieci oraz opisano wyniki szczegółowej analizy ruchu w poligonach badawczych,
- w rozdziale 6 przedstawiono procedurę oraz wyniki modelowania zależności między prędkością, natężeniem i gęstością potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce,
- w rozdziale 7 przedstawiono metodykę oraz wyniki badań wpływu wybranych czynników na zależność pomiędzy fundamentalnymi parametrami ruchu potoku pojazdów i warunki ruchu,
- w rozdziale 8 przedstawiono propozycję aplikacji wyników badań uzyskanych w ramach realizacji pracy do polskiej metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych, opracowywanej w ramach projektu RID-2B,
- rozdział 9 zawiera wnioski, rekomendacje oraz wskazuje kierunki dalszych prac.

2. STAN ZAGADNIENIA

2.1. Wprowadzenie

Inżynieria ruchu drogowego koncentruje się na badaniu procesów zachodzących w ruchu drogowym [51]. Jednym z tych procesów jest proces przemieszczania się potoku pojazdów. Badanie i odwzorowanie tego procesu jest przedmiotem teorii ruchu potoku pojazdów (ang. *traffic flow theory*). Jest to dziedzina inżynierii ruchu drogowego rozwijana od lat 20. ubiegłego wieku [91], która, zgodnie z nazwą, przemieszczające się pojazdy traktuje jako potok złożony z indywidualnych pojazdów, który można opisać za pomocą trzech podstawowych parametrów: natężenia ruchu (jako miary czasowej wielkości potoku), gęstości ruchu (jako miary przestrzennej ściśliwości potoku) i jego średniej prędkości (jako miary szybkości przepływu potoku). Opis zachowania potoku pojazdów uzyskuje się w wyniku zastosowania praw matematyki, teorii prawdopodobieństwa czy poszukiwania analogii do praw fizyki [71], stąd też teorią ruchu pojazdów na przestrzeni lat zajmowali się nie tylko inżynierowie transportu, ale też matematycy, fizycy, statystycy, ekonomiści czy specjaliści z zakresu badań operacyjnych, prowadząc liczne badania teoretyczne, doświadczalne czy teoretyczno-doświadczalne. Ze względu na kompleksowość samego zjawiska ruchu potoku pojazdów, a także mnogość koncepcji, metod i modeli stosowanych do ich szczegółowego opisu, które narodziły się na przestrzeni ostatniego wieku, teoria ruchu potoku pojazdów stała się szeroką dziedziną wiedzy, mającą solidne podstawy teoretyczne i empiryczne.

Podstawą teorii ruchu potoku pojazdów jest empiryczna zależność pomiędzy podstawowymi parametrami ruchu potoku pojazdów: natężeniem, prędkością i gęstością (zależność $q-v-k$), zbadana po raz pierwszy przez Greenshields'a [62], a rozwijana następnie przez wielu badaczy i opisana w pracach [2, 6, 61, 111, 129]. Zależność ta, nazywana zależnością fundamentalną, ma znaczenie zarówno w planowaniu, projektowaniu i utrzymaniu dróg oraz jest niezbędna w procesie zarządzania ruchem drogowym. Stanowi ona podstawę metod oceny warunków ruchu i obliczania przepustowości dróg opisanych w pracach [13, 53, 58, 67, 103, 119, 135, 136, 161, 165, 181]. Metody te pozwalają oszacować pojemność drogi oraz określić swobodę i komfort jaki będą odczuwać kierowcy poruszając się analizowaną drogą przy danej wielkości potoku pojazdów. Modele zależności fundamentalnej stosowane w tych metodach pozwalają już na etapie projektowania oszacować jak droga będzie funkcjonowała za 20-30 lat. W przypadku drogi istniejącej, można dowiedzieć się, na ile poprawią się warunki ruchu, jeżeli dodamy kolejny pas ruchu lub co stanie się, jeśli zmianie ulegnie dopuszczalna prędkość. Te i wiele innych praktycznych przykładów pokazują, że fundamentalną zależność pomiędzy parametrami ruchu potoku pojazdów przełożyć można bezpośrednio na zagadnienia praktyczne, a jej znajomość jest niezbędna, aby możliwe było zapewnienie jak najwyższej jakości i niezawodności warunków ruchu elementów sieci drogowej. Poznanie empirycznej zależności pomiędzy prędkością, gęstością i natężeniem ruchu potoku pojazdów jest zatem niezwykle istotnym krokiem w kierunku przemyślanego planowania i projektowania dróg, a tym samym stanowi podstawę do rozwoju dalszych badań nad ruchem potoku pojazdów.

W rozdziale zsyntetyzowano wyniki przeglądu i analizy literatury, których celem było zbudowanie bazy wiedzy na potrzeby badań realizowanych w ramach pracy doktorskiej. Przegląd literatury objął następujące zagadnienia:

- charakterystyka i parametry ruchu potoku pojazdów (rozdział 2.2),
- przegląd modeli teorii ruchu potoku pojazdów (rozdział 2.3),
- zależność fundamentalna (q-v-k) – charakterystyka, modele, parametry (rozdział 2.4),
- ocena funkcjonowania odcinków autostrad i dróg ekspresowych, z wykorzystaniem miar sprawności dróg i warunków ruchu (rozdział 2.5),
- polski wkład do teorii ruchu potoku pojazdów i przegląd badań pokrewnych (rozdział 2.6).

2.2. Charakterystyka ruchu potoku pojazdów

Potok pojazdów można zdefiniować jako zbiór obejmujący indywidualnych kierowców, powiązanych z nimi pojazdów oraz drogę i jej otoczenie, po której się poruszają. Ruch potoku pojazdów można scharakteryzować na trzech poziomach:

- poziom mikroskopowy, na którym opisuje się ruch indywidualnych pojazdów w potoku oraz interakcje między tymi pojazdami za pomocą parametrów mikroskopowych (np. położenie w czasie i w przestrzeni, prędkość, przyspieszenie, odstępy),
- poziom mezoskopowy, na którym rozpatruje się zbiory parametrów mikroskopowych, głównie w postaci rozkładów tych parametrów (np. rozkłady indywidualnych prędkości, rozkłady odstępów między pojazdami),
- poziom makroskopowy, na którym opisuje się przeciętny stan ruchu potoku pojazdów za pomocą parametrów makroskopowych, spośród których najważniejsze to prędkość, gęstość i natężenie.

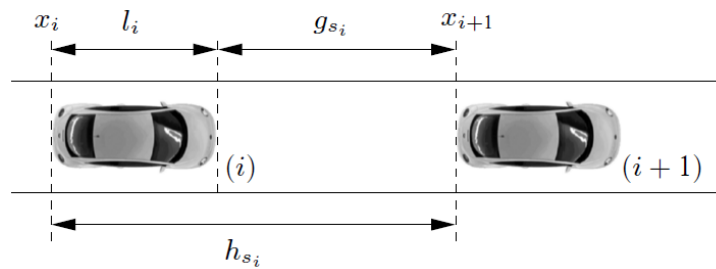
2.2.1. Parametry charakteryzujące ruch indywidualnych pojazdów w potoku

Ruch indywidualnych pojazdów w potoku oraz interakcje między nimi opisuje się za pomocą parametrów mikroskopowych. Każdy indywidualny pojazd i będzie charakteryzował się:

- długością l_i ,
- położeniem w przestrzeni (x_i) i w czasie (t_i) (zwykle w odniesieniu do położenia tylnego zderzaka pojazdu),
- prędkością $v_i = \frac{dx_i}{dt}$,
- przyspieszeniem $a_i = \frac{dv_i}{dt}$.

Rozpatrując z kolei dwa poruszające się za sobą pojazdy i oraz $i + 1$ (rys. 2.1), uwzględnić można dodatkowo interakcje między tymi pojazdami. Interakcje te będą wynikały zarówno z zachowań kierowców jak i fizycznych cech pojazdów, a ich główną miarą będą odstępy między pojazdami. Odstępy są jednymi z najistotniejszych mikroskopowych charakterystyk ruchu, ponieważ wpływają na bezpieczeństwo, poziom swobody ruchu, a także zachowania kierujących pojazdami [111].

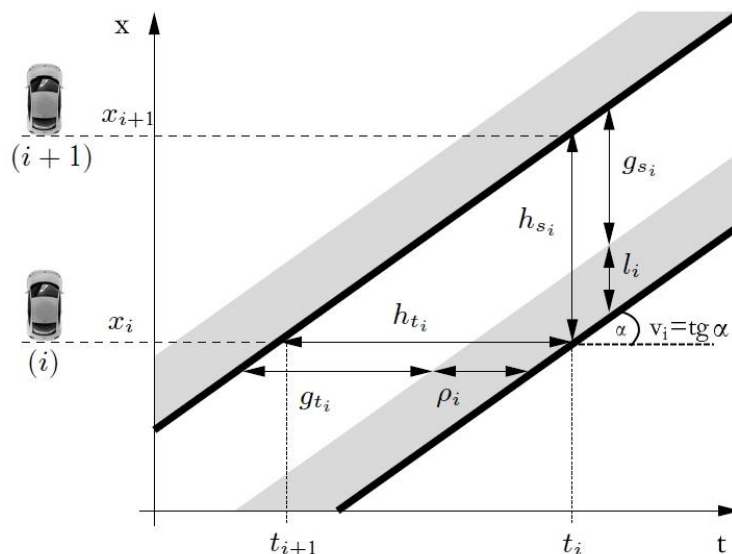
Odległość mierzona między tylnymi zderzakami pojazdów $i + 1$ i i będzie określana mianem odstępu h_s (odstęp w przestrzeni), natomiast odległość między tylnym zderzakiem poprzedzającego pojazdu ($i + 1$) i przednim zderzakiem podążającego pojazdu (i) określa się mianem luki g_s . Analogicznie wyznaczyć można odstępy między pojazdami w czasie h_t , jako różnicę czasu, w którym pojazd $i + 1$ znajdował się w położeniu x_{i+1} i czasu, w którym pojazd i znajdował się w położeniu x_i .



Źródło: [111]

Rys. 2.1. Ilustracja ruchu dwóch jadących za sobą pojazdów w potoku

Ruch indywidualnych pojazdów w potoku można odwzorować również w dwuwymiarowej przestrzeni $x(t)$, w postaci ich trajektorii. Trajektorie te będą reprezentowały zmiany położenia pojazdów w czasie. Z wykresu trajektorii ruchu indywidualnych pojazdów w potoku można odczytać wielkości odstępów między pojazdami, jak również indywidualne prędkości pojazdów (rys. 2.2). W sytuacji, gdy pojazdy poruszają się po drodze z taką samą prędkością (rys. 2.2), trajektorie odwzorowane na płaszczyźnie $x(t)$ będą względem siebie równoległe, a odstęp między pojazdami stałe. W rzeczywistości jednak prędkość pojazdów zmienia się w czasie i wzdłuż drogi, stąd rzeczywiste trajektorie pojazdów reprezentowane są najczęściej przez krzywe, a zmiany nachylenia tych krzywych odzwierciedlają zmiany prędkości, hamowanie i przyspieszanie.



Źródło: [111]

Rys. 2.2. Reprezentacja przemieszczania się dwóch jadących za sobą pojazdów w płaszczyźnie $x(t)$

Reasumując, najważniejszymi mikroskopowymi parametrami stosowanymi do opisu indywidualnych pojazdów poruszających się w potoku są: trajektoria $x(t)$, prędkość v , przyspieszenie a i odstęp w czasie h_t lub przestrzeni h_s . Parametry te wykorzystywane są na poziomie mezoskopowym do wyznaczenia rozkładów prędkości i odstępów między pojazdami. Na poziomie makroskopowym indywidualne prędkości czy odstępów wykorzystywane są do uzyskania makroskopowych parametrów ruchu potoku pojazdów (średnia prędkość, średnie odstępów oraz gęstość i natężenie jako odwrotności odpowiednio średnich odstępów w przestrzeni i w czasie).

2.2.2. Parametry charakteryzujące ruch potoku pojazdów

Makroskopowe parametry ruchu potoku pojazdów określa się poprzez agregację (uśrednienie) parametrów indywidualnych pojazdów poruszających się w potoku. Reprezentują one przeciętny stan ruchu potoku pojazdów na określonym odcinku drogi ΔX i w określonym czasie ΔT . Do podstawowych makroskopowych parametrów ruchu potoku pojazdów należą: natężenie ruchu potoku pojazdów q , gęstość potoku pojazdów k i jego średnia prędkość v .

Parametry makroskopowe rozpatruje się zawsze w określonym interwale czasowym lub przestrzennym, wynikającym z zastosowanej metody pomiaru, dla którego poszczególne parametry uzyskuje się w odrębny sposób [71, 72]. Parametry mogą więc opisywać:

- ruch potoku pojazdów w przekroju lub na bardzo krótkim odcinku drogi o długości dx w określonym przedziale czasu o długości ΔT (np. pomiar natężenia ruchu w przekroju, pomiar parametrów ruchu potoku pojazdów za pomocą detektorów, pomiar prędkości chwilowej w przekroju),
- ruch potoku pojazdów na odcinku drogi o określonej długości ΔX w chwili dt (np. pomiar aerofotograficzny gęstości),
- ruch potoku pojazdów na odcinku drogi o określonej długości ΔX w określonym przedziale czasu o długości ΔT (np. pomiar prędkości na odcinku na podstawie czasu przejazdu odcinka, pomiar wykonywany przez poruszającego się obserwatora).

2.2.2.1. Natężenie ruchu potoku pojazdów

Natężenie ruchu q , określa wielkość potoku pojazdów w danym przekroju drogi, wyrażoną jako liczba n pojazdów przejeżdżających przez ten przekrój w określonym przedziale czasu ΔT (najczęściej w 1 godzinie) [51]. Natężenie ruchu można wyrazić w pojazdach rzeczywistych (rzeczywiste natężenie ruchu) lub obliczeniowych (obliczeniowe natężenie ruchu³), gdzie jednostką będzie odpowiednio P/h lub s.o./h⁴, jeżeli natężenie odnosi się do okresu 1 godziny.

Bezpośredni pomiar natężenia ruchu jest możliwy poprzez zliczanie manualne lub automatyczne pojazdów w przekroju drogi. W takim wypadku natężenie będzie wyznaczane według wzoru (2.1).

$$q = \frac{n}{\Delta T} \quad (2.1)$$

W przybliżeniu natężenie ruchu można wyznaczyć również jako odwrotność średniego odstępu czasu pomiędzy pojazdami \bar{h}_t (2.2), co wynika z prostego założenia, że suma indywidualnych odstępu czasu między pojazdami h_{t_i} jest równa długości analizowanego przedziału czasu ΔT [30]. Zależność ta będzie prawdziwa tylko wtedy, jeśli przedział ten zaczyna się i kończy mierząc czas przejazdu przez przekrój pomiarowy bezpośrednio za tylnym zderzakiem pierwszego i ostatniego pojazdu oraz odstępy czasu będą wyrażone w takiej samej jednostce czasu jak ta, do której odnosi się natężenie ruchu.

³ Natężenie ruchu wyrażone w pojazdach obliczeniowych reprezentuje potok ruchu złożony wyłącznie z samochodów osobowych. Natężenie obliczeniowe wyznacza się z rzeczywistego natężenia ruchu poprzez przeliczenie pojazdów ciężkich na samochody osobowe. W tym celu korzysta się ze współczynników przeliczeniowych, które odzwierciedlają jaki jest wpływ pojazdów ciężkich na ruch potoku pojazdów w odniesieniu do samochodów osobowych.

⁴ W Polsce często stosuje się zapis E/h, a pojazdy obliczeniowe określa się mianem ekwiwalentnych. Jednostka ta jest tożsama z s.o./h.

$$q = \frac{n}{\Delta T} \cong \frac{n}{\sum_{i=1}^n h_{t_i}} = \frac{1}{\bar{h}_t} \quad (2.2)$$

gdzie:

q – natężenie ruchu,

n – liczba pojazdów,

ΔT – długość przedziału czasu, dla którego mierzone jest natężenie ruchu,

h_{t_i} – odstęp czasu pojazdu i ,

\bar{h}_t – średnie odstępy czasu między pojazdami $i, i + 1, \dots, n$.

2.2.2.2. Średnia prędkość ruchu potoku pojazdów

Średnia prędkość v , jest miarą szybkości przemieszczania się potoku pojazdów i istotnym parametrem mówiącym o warunkach ruchu pojazdów. Zgodnie z prawami fizyki średnia prędkość ruchu potoku pojazdów będzie ilorazem sumy odległości pokonanej przez indywidualne pojazdy w potoku i łącznego czasu potrzebnego tym pojazdom na pokonanie tej odległości (2.3). Najczęściej wyraża się ją w kilometrach na godzinę [km/h].

$$v = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{\sum_{i=1}^n t_i} \quad (2.3)$$

Taką definicję prędkości można zastosować w sytuacji, jeżeli pomiar realizowany jest poprzez zmierzenie czasu przejazdu pojazdów przez dwa przekroje wyznaczające początek i koniec odcinka drogi. Średnia prędkość wyznaczona zgodnie z równaniem (2.3) jest nazywana średnią prędkością jazdy [51].

W przypadku pomiaru realizowanego w przekroju lub na krótkim odcinku drogi (np. z wykorzystaniem radaru lub detektora) średnią prędkość wyznacza się jako średnią prędkości chwilowych, tj. średnią prędkości indywidualnych, z jakimi pojazdy przekraczały analizowany przekrój drogi. W inżynierii ruchu drogowego wykorzystuje się dwa rodzaje średnich prędkości chwilowych na bazie pomiaru w przekroju: prędkość średnią w czasie i prędkość średnią w przestrzeni (prędkość quasi-odcinkowa). Prędkość średnia w czasie v_t będzie zwykłą średnią arytmetyczną prędkości chwilowych v_i n -pojazdów zarejestrowanych w przekroju lub na bardzo krótkim odcinku drogi (2.4).

$$v_t = \frac{1}{n} \sum v_i \quad (2.4)$$

Średnia prędkość w przestrzeni v_s będzie również średnią prędkości chwilowych pojazdów w przekroju, jednak z uwzględnieniem czasu t_s potrzebnego indywidualnym pojazdom na pokonanie danej odległości (1 km). Biorąc pod uwagę, że czas potrzebny pojazdowi na pokonanie 1 km drogi będzie równy odwrotności jego prędkości chwilowej, średnią prędkość w przestrzeni można wyznaczyć jako odwrotność średniego czasu potrzebnego pojazdowi poruszającemu się w potoku na przejechanie odległości 1 km drogi [72]. Średnia prędkość w przestrzeni wyznaczana jest w rezultacie jako średnia harmoniczna prędkości chwilowych v_i n -pojazdów przejeżdżających przez przekrój lub stanowisko pomiarowe (2.5).

$$v_s = \frac{n}{\sum_{i=1}^n t_i} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{v_i}} \quad (2.5)$$

Bazując na empirycznych rozkładach obu rodzajów średniej prędkości Wardrop [172] wykazał, że między prędkością średnią w czasie, a prędkością średnią w przestrzeni będzie występowała zależność (2.6), wynikająca z przesunięcia rozkładów obu prędkości względem siebie. Stąd, znając prędkość średnią w przestrzeni v_s i wariancję σ_s^2 rozkładu tej prędkości można wyznaczyć prędkość średnią w czasie v_t .

$$v_t = v_s + \frac{\sigma_s^2}{v_s} \quad (2.6)$$

gdzie:

- v – średnia prędkość jazdy,
- x_i – droga przebyta przez pojazd i ,
- t_i – czas, w którym pojazd i przebył drogę x_i ,
- n – liczba pojazdów,
- v_t – średnia prędkość w czasie,
- v_s – średnia prędkość w przestrzeni,
- σ_s^2 – wariancja średniej prędkości w przestrzeni v_s .

2.2.2.3. Gęstość ruchu potoku pojazdów

Gęstość ruchu k definiowana jest jako liczba n pojazdów znajdujących się w chwili dt na odcinku drogi o określonej długości ΔX . Gęstość potoku pojazdów na odcinku wyznacza się wtedy zgodnie z wzorem (2.7), zwykle odnosząc się do 1 km drogi i jednego pasa ruchu i wyrażając ją w pojazdach rzeczywistych (gęstość rzeczywista) lub obliczeniowych (gęstość obliczeniowa). W takim wypadku jednostką gęstości ruchu będzie odpowiednio P/km lub s.o./km.

$$k = \frac{n}{\Delta X} \quad (2.7)$$

W przypadku drogi wielopasowej, gęstość będzie sumą gęstości ruchu na poszczególnych pasach ruchu.

Gęstość ruchu wyznaczyć można również ze średnich odstępów (w przestrzeni) między pojazdami \bar{h}_s . Przyjmując, że długość odcinka ΔX jest w przybliżeniu równa sumie indywidualnych odstępów (w przestrzeni) między pojazdami h_{s_i} , gęstość k będzie w przybliżeniu odwrotnością średnich odstępów między pojazdami \bar{h}_s . Zależność ta będzie występować jednak tylko w przypadku, gdy oba końce interwału analizy znajdują się bezpośrednio za tylnym zderzakiem pierwszego i ostatniego pojazdu [30] oraz odstępy będą wyrażone w takiej samej jednostce długości, jak ta, do której odnosi się gęstość ruchu.

$$k = \frac{n}{\Delta X} \cong \frac{n}{\sum_{i=1}^n h_{s_i}} = \frac{1}{\bar{h}_s} \quad (2.8)$$

Zgodnie z definicją gęstości bezpośredni jej pomiar możliwy jest wyłącznie na odcinku drogi, nie jest możliwe natomiast wyznaczenie gęstości ruchu bezpośrednio prowadząc pomiar w przekroju lub za

pomocą detektorów na krótkim odcinku drogi. W praktyce jednak, jako miarę gęstości ruchu potoku pojazdów możliwą do wyznaczenia z pomiaru z wykorzystaniem detektorów, stosuje się stopień zajętości detektora o_D , który jest stosunkiem łącznego czasu zajętości detektora przez pojazdy przez niego przejeżdżające do długości okresu czasu, w którym pomiar jest prowadzony, gdzie czas wyrażony jest w tej samej jednostce (np. sek. lub h) (2.9). Stopień zajętości może być również wyrażony w procentach – wtedy uzyskaną wartość o_D należy przemnożyć przez 100%.

$$o_D = \frac{1}{\Delta T} \sum_n o_{t_i} \quad (2.9)$$

gdzie:

k – gęstość potoku pojazdów,

n – liczba pojazdów,

ΔX – długość odcinka drogi,

o_D – stopień zajętości detektora,

o_{t_i} – czas zajęcia detektora, w którym pojazd i znajduje się nad detektorem D .

Zależność między gęstością a zajętością detektora została zastosowana między innymi przez prof. Krystka w 1980 roku [91] jako relacja gęstości, zajętości detektora i tzw. długości elektrycznej pojazdu (2.10). Prof. Krystek wskazał jednak, że taka własność gęstości była prawdziwa dla systemu detekcji pojazdów w systemie EYSSA w Warszawie tylko w zakresie $k = 0 \div 100$ P/km.

$$k = \frac{o_D}{10l_e} \quad (2.10)$$

gdzie:

l_e – przeciętna długość elektryczna pojazdu [m], wyznaczana jako średnia sumy rzeczywistej długości pojazdu l_i i długości strefy detekcji l_D .

2.3. Przegląd modeli ruchu potoku pojazdów

2.3.1. Klasyfikacja ogólna modeli ruchu potoku pojazdów

Ruch potoku pojazdów jest zjawiskiem złożonym, a złożoność ta wynika ze zróżnicowanych zachowań kierujących i ich zmienności, cech fizycznych pojazdów, zmienności parametrów ruchu (np. prędkości, odstępów) w czasie i wzdłuż drogi. W celu reprezentacji ruchu potoku pojazdów, ruchu indywidualnych pojazdów w potoku i relacji między nimi stosuje się modele ruchu, które pozwalają odwzorować to zjawisko za pomocą formuł matematycznych, rozkładów prawdopodobieństwa czy symulacji.

Przez dekady badań nad modelami ruchu drogowego stosowano rozróżnienie modeli według kryteriów takich jak np. poziom szczegółowości czy sposób odwzorowania obserwowanych procesów [69]. Klasyfikację oraz charakterystykę poszczególnych rodzajów modeli przedstawiono w tabelicy 2.1.

W odniesieniu do teorii ruchu potoku pojazdów szczególnie istotny jest podział modeli względem poziomu szczegółowości modelu. Modelując ruch potoku pojazdów korzysta się z parametrów makroskopowych, jako reprezentacji przeciętnego stanu ruchu. Jeżeli rozpatruje się ruch indywidualnych pojazdów w potoku, zastosowanie znajdują parametry i modele mikroskopowe. Hybrydą

obu typów modeli będzie z kolei model mezoskopowy, który pozwala na zagregowany opis ruchu potoku pojazdów, ale z uwzględnieniem indywidualnych zachowań kierujących [69, 82].

W przypadku pozostałych podziałów wybór modelu powinien wynikać z celu modelowania. Często determinantą jest również dostępność danych. Charakter wykorzystywanych zmiennych będzie determinował z kolei czy w modelu stosowane jest podejście stochastyczne czy deterministyczne.

Ze względu na cele i zakres pracy, w dalszej jej części skoncentrowano się na modelach analitycznych i przede wszystkim deterministycznych, z poświęceniem szczególnej uwagi modelom makroskopowym.

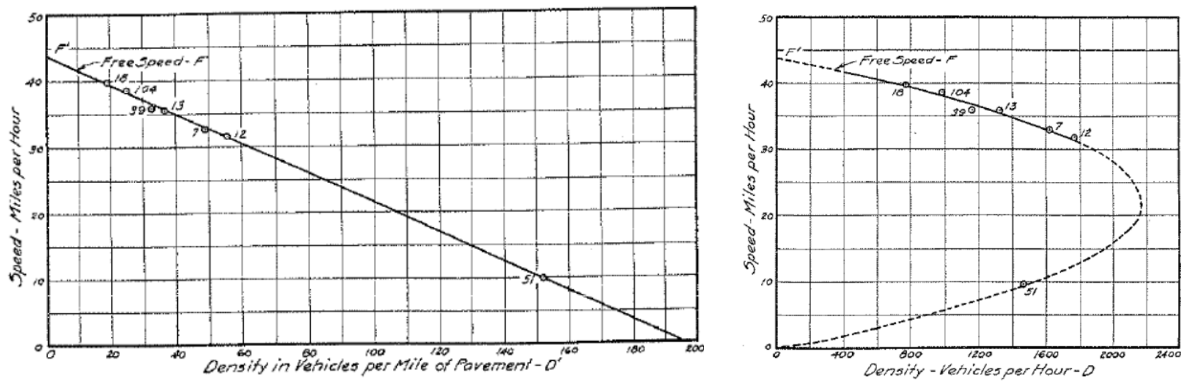
Tablica 2.1. Klasyfikacja modeli wykorzystywanych w teorii ruchu potoku pojazdów

Kryterium	Rodzaj modelu	Charakterystyka
Odwzorowanie zmiany stanów ruchu	Ciągły	Zmiana stanów ruchu występuje w sposób ciągły
	Dyskretny	Zmiana stanów ruchu występuje w sposób nieciągły (w czasie, przestrzeni, w zakresie prędkości)
	Semi-dyskretny	Podejście mieszane
Poziom szczegółowości	Makroskopowy	Średni/ przeciętny stan ruchu drogowego jest opisywany za pośrednictwem zagregowanych wartości charakteryzujących ruch potoku pojazdów: natężenia, średniej prędkości i gęstości
	Mezoskopowy	Pojazdy i ich zachowania nie są opisywane indywidualnie, ale z wykorzystaniem agregacji, np. korzystając z funkcji rozkładu prawdopodobieństwa
	Mikroskopowy	Odwzorowanie zachowań indywidualnych pojazdów poruszających się w potoku oraz ich interakcji między sobą
	Pikoskopowy	Szczegółowe odwzorowanie ruchu pojazdu, z uwzględnieniem charakterystyki pojazdu i jego właściwości dynamicznych
Odwzorowanie procesów	Deterministyczny	Zmienne o charakterze deterministycznym i ściśle określonych zależnościach
	Stochastyczny	Opis procesów za pomocą losowych zmiennych
Sposób odwzorowania procesu ruchu	Analityczny	Wykorzystanie formuł i struktur matematycznych do opisu zjawisk
	Symulacyjny	Wykorzystanie narzędzi symulacyjnych do opisu zjawisk, z uwzględnieniem ich zmian w czasie i przestrzeni

Źródło: opracowanie własne na podstawie [69]

2.3.2. Rozwój modeli i teorii ruchu potoku pojazdów

Historia modeli ruchu potoku pojazdów sięga pierwszej połowy XX wieku. Od tego czasu nastąpił istotny rozwój modeli, a same modele były opracowywane i wykorzystywane w celu zrozumienia, opisu i przewidywania ruchu potoku pojazdów. Niewątpliwie najważniejszym momentem w tej historii była publikacja badań Bruce'a D. Greenshields'a [62] dotycząca empirycznej zależności pomiędzy średnią prędkością, gęstością i natężeniem ruchu potoku pojazdów. Greenshields do jej reprezentacji wykorzystał prosty liniowy model (rys. 2.3). Zależność ta zyskała miano fundamentalnej i była rozwijana w następnych latach przez kolejnych badaczy [2, 6, 61, 111, 129], czego wynikiem były nowe modele zależności fundamentalnej ($q-v-k$), reprezentowane przez różne funkcje matematyczne i wykorzystujące różne parametry do odwzorowania tej zależności.

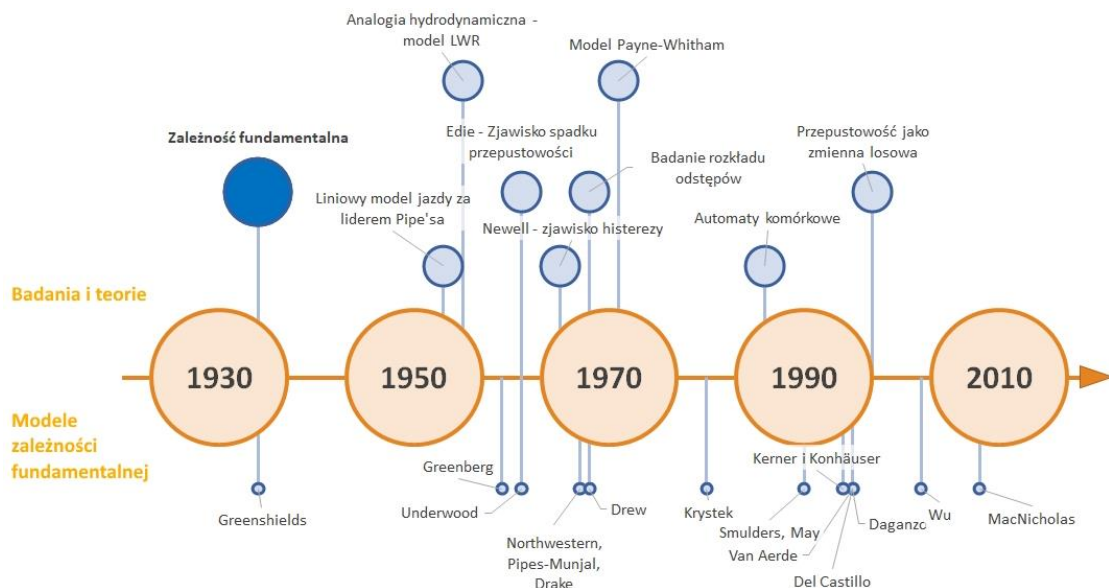


Źródło: [62]

Rys. 2.3. Empiryczna zależność między prędkością, gęstością i natężeniem zaobserwowana przez Greenshields'a

W latach 50. ubiegłego wieku do opisu ruchu potoku pojazdów wykorzystano po raz pierwszy analogię do przepływu cieczy (tzw. model pierwszego rzędu), gdzie główny wkład należał do Lighthill'a, Whitham'a i Richards'a [100]. Podstawowym założeniem tej teorii było przyrównanie ruchu o dużej gęstości do ciągłego ruchu płynu, którego przepływ jest stały w czasie (przy takim samym natężeniu), a prędkość przepływu jest funkcją jego gęstości. Z analogii do przepływu cieczy powstało pojęcie fali, przenoszącej zmiany w natężeniu ruchu. Modele analogii hydrodynamicznej w inżynierii ruchu drogowego noszą miano modeli pierwszego rzędu, jednorównaniowych, w których za pomocą prostego związku różniczkowego wyraża się stan równowagi, tj. równanie ciągłości ruchu [51]. W kolejnych latach, w wyniku prac nad rozwojem modeli powstał kolejny nurt, przyrównujący ruch potoku pojazdów do przepływu gazu (tzw. model drugiego rzędu), zaprezentowany przez Payne'a [127]. Tzw. modele gazowo-kinetyczne należą do modeli mezoskopowych. Do tej samej rodziny należą zaproponowane w nieco późniejszych latach modele rozkładu odstępów między pojazdami [170].

Ważne miejsce w teorii ruchu potoku pojazdów zajmują również modele mikroskopowe, wśród których należy wymienić modele jazdy za liderem [120, 129] czy znacznie młodsze modele automatów komórkowych [31].



Źródło: opracowanie własne na podstawie [170]

Rys. 2.4. Genealogia modeli teorii ruchu potoku pojazdów

W rezultacie rozwoju teorii ruchu potoku pojazdów mamy obecnie różnorodne podejścia do modelowania ruchu potoków pojazdów. Na rysunku 2.4 przedstawiono chronologię rozwoju kolejnych modeli i teorii. Szczegółne miejsce na wykresie ma zależność fundamentalna Greenshields'a, która postrzegana jest jako podstawa teorii ruchu potoku pojazdów, od której wywodzą się i na której założeniach bazują rozwijane w kolejnych latach modele, np. analogia hydrodynamiczna, model jazdy za liderem czy modele automatów komórkowych [170]. Sama zależność fundamentalna również rozwijała się w kolejnych latach, czego wynikiem są liczne modele powstałe na przestrzeni lat (rys. 2.4).

2.4. Zależność fundamentalna w teorii ruchu potoku pojazdów

2.4.1. Charakterystyka zależności fundamentalnej

Podstawą zależności fundamentalnej (zależności q - v - k) jest założenie, że kierowcy będą zachowywać się podobnie w takich samych warunkach drogowo-ruchowych. Stwierdzenie to dotyczy np. średnich prędkości pojazdów przy danej gęstości ruchu czy zachowywania średnio takich samych odstępów czasu przy danej średniej prędkości. Ruch potoku pojazdów zgodny z założeniem nazywa się *ruchem stacjonarnym* [72]. W praktyce pojęcie to oznacza, że natężenie ruchu nie zmienia się wzdłuż drogi i w czasie, a struktura ruchu jest *homogeniczna*, co oznacza, że potok tworzony jest przez grupę pojazdów o takiej samej charakterystyce. Jeżeli ruch rozważany jest jako stacjonarny, zakłada się występowanie zależności między gęstością, natężeniem i prędkością ruchu potoku pojazdów, niezależnej od czasu i przestrzeni [30]. W rzeczywistości ruch nigdy nie jest stacjonarny, podejście więc bazuje na pewnym uproszczeniu rzeczywistości [72].

Zależność fundamentalną wyraża się za pomocą wzoru (2.11). W równaniu występują dwie zmienne niezależne i jedna zmienna zależna, co oznacza, że jedna zmienna musi być zawsze wyznaczana na podstawie dwóch pozostałych.

$$q = kv \quad (2.11)$$

W podstawowej postaci (model Greenshields'a) zależność pomiędzy prędkością i gęstością $v(k)$ jest liniowa. Wraz ze zmianą gęstości w zakresie $< 0, k_{max} >$ liniowo zmienia się średnia prędkość w zakresie $< 0, v_{sw} >$ - równanie (2.12).

$$v = v_{sw} - \left(\frac{v_{sw}}{k_{max}} \right) k \quad (2.12)$$

Zależność między natężeniem a gęstością $q(k)$ uzyskać można podstawiając równanie (2.12) do równania (2.11). Zależność ta reprezentowana jest w płaszczyźnie $q(k)$ poprzez parabolę.

$$q = v_{sw}k - \left(\frac{v_{sw}}{k_{max}} \right) k^2 \quad (2.13)$$

Podobnie, kształt paraboli będzie miała zależność $q(v)$, którą uzyskuje się podstawiając za k w równaniu (2.12) zależność $\frac{q}{v}$ z równania (2.11), w rezultacie czego uzyskuje się równanie (2.14). Natomiast wyprowadzając z równania (2.14) q uzyskuje się zależność $q(v)$ opisaną równaniem (2.15)

$$v = v_{sw} - \left(\frac{v_{sw}}{k_{max}} \right) \frac{q}{v} \quad (2.14)$$

$$q = \frac{k_{max}}{v_{sw}}(v_{sw}v - v^2) \quad (2.15)$$

gdzie:

v_{sw} – prędkość w ruchu swobodnym,

v_{opt} – prędkość optymalna,

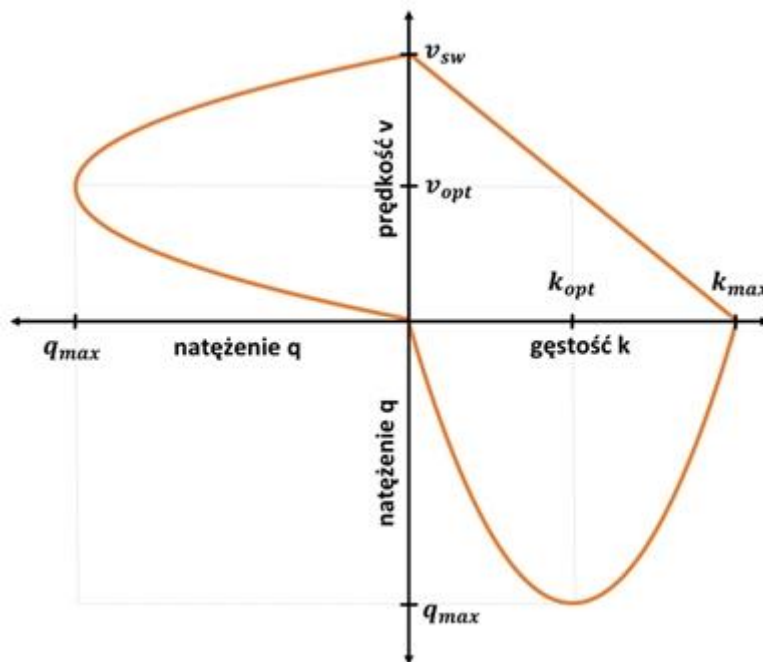
k_{opt} – gęstość optymalna,

k_{max} – gęstość maksymalna,

q_{max} – maksymalne natężenie ruchu.

Powyższe wyprowadzenia pokazują, że znając którąkolwiek z zależności $v(k)$, $q(k)$, $q(v)$, pozostałe dwie zależności można wyprowadzić z wzoru (2.11).

Zależności pomiędzy średnią prędkością, gęstością i natężeniem opisane równaniami (2.12), (2.15) i (2.13), można przedstawić w trójwymiarowej przestrzeni o trzech wspólnych osiach (reprezentujących natężenie, prędkość i gęstość ruchu), w postaci tzw. diagramu fundamentalnego (rys. 2.5). Wykresy na diagramie reprezentują zależności pomiędzy: prędkością a natężeniem $v(q)$, natężeniem a gęstością $q(k)$ oraz prędkością a gęstością $v(k)$.



Źródło: opracowanie własne na podstawie modelu Greenshields'a [62]

Rys. 2.5. Wykres podstawowej postaci zależności fundamentalnej ruchu potoku pojazdów

Obserwując przebieg krzywej na wykresie prędkość-natężenie (ćwiartka lewa – górna na rys. 2.5) zaobserwować można dwa główne stany ruchu: górna część krzywej ($q \rightarrow q_{max}$, $v \rightarrow v_{opt}$) odnosi się do stanu ruchu swobodnego, dolna część krzywej ($q \rightarrow 0$, $v \rightarrow 0$) odnosi się do stanu ruchu wymuszonego, obserwowanego w warunkach zatłoczenia.

Ruch swobodny (ćwiartka prawa – górna na rys. 2.5) występuje, gdy $k \in 0, k_{opt}$, a ruch wymuszony, gdy $k \in k_{opt}, k_{max}$. Z kolei, gdy $k \rightarrow 0$ to również $q \rightarrow 0$, a $v \rightarrow v_{sw}$. Natężenie ruchu q rośnie aż do uzyskania maksimum, w tym samym czasie rośnie również gęstość k , a prędkość v spada wraz ze wzrostem q . Po osiągnięciu maksimum, natężenie ruchu spada ($q \rightarrow 0$) wraz z dalszym spadkiem

prędkości ($v \rightarrow 0$), a gęstość ruchu wrasta aż do uzyskania wartości maksymalnej ($k \rightarrow k_{max}$). Wynikają stąd warunki brzegowe zależności fundamentalnej [35, 51]:

Pierwszy warunek brzegowy W1: $v = v_{sw}$, gdy $k = 0$ i $q = 0$.

Drugi warunek brzegowy W2: $v = 0$, gdy $k = k_{max}$ i $q = 0$.

Trzeci warunek brzegowy W3: $q = 0$, gdy $k = 0$ i $v = v_{sw}$ lub $k = k_{max}$ i $v = 0$.

Warunki ruchu zmieniają się wraz ze wzrostem gęstości – czym wyższa gęstość tym większe interakcje między pojazdami oraz mniejsza swoboda doboru prędkości i manewrów dla kierowców. Dlatego też często wyróżnia się stan pośredni, nazywany stanem ruchu częściowo wymuszonym, odzwierciedlający ograniczenia swobody kierowców przed osiągnięciem maksymalnego natężenia ruchu. W przypadku takiego podejścia stan ruchu częściowo wymuszonego będzie występował w zakresie gęstości $k \in k_1, k_{opt}$, gdzie k_1 będzie gęstością, po przekroczeniu której następuje zmiana stanu ruchu ze swobodnego na częściowo wymuszony.

Na wykresie $q(k)$ maksymalna wartość q występuje przy k_{opt} , gdy $\frac{dq}{dk} = 0$. Stąd wyznaczyć można k_{opt} jako połowę wartości k_{max} , zgodnie z równaniem (2.16).

$$\frac{dq}{dk} = v_{sw} - 2k_{opt} \left(\frac{v_{sw}}{k_{max}} \right) = 0 \rightarrow k_{opt} = \frac{k_{max}}{2} \quad (2.16)$$

Analogicznie, $q = q_{max}$ występuje przy v_{opt} , gdy $\frac{dq}{dv} = 0$. Stąd można wyprowadzić v_{opt} jako połowę wartości v_{sw} , zgodnie z równaniem (2.17).

$$\frac{dq}{dv} = k_{max} - 2v_{opt} \left(\frac{k_{max}}{v_{sw}} \right) = 0 \rightarrow v_{opt} = \frac{v_{sw}}{2} \quad (2.17)$$

Natężenie maksymalne q_{max} będzie zatem iloczynem gęstości i prędkości, przy których występuje, tj. v_{opt} i k_{opt} (2.18).

$$q_{max} = k_{opt} \cdot v_{opt} \quad (2.18)$$

stąd:

$$q_{max} = \frac{k_{max}}{2} \cdot \frac{v_{sw}}{2} = \frac{k_{max} v_{sw}}{4} \quad (2.19)$$

2.4.2. Przegląd modeli zależności fundamentalnej $q-v-k$

Ograniczenia podstawowej postaci zależności fundamentalnej, tj. modelu liniowego Greenshields'a, wyrażające się przede wszystkim słabym dopasowaniem do danych empirycznych [134, 141, 158], dały podstawę do powstania kolejnych modeli zależności fundamentalnej. Modele ruchu potoku pojazdów ewaluowały w czasie wraz z większym dostępem do danych empirycznych i jednocześnie w odpowiedzi na zaobserwowane ograniczenia wcześniejszych modeli. Badacze dążyli do znalezienia funkcji matematycznej (opisującej najczęściej zależność $v(k)$, rzadziej $v(q)$) dającej najlepsze odwzorowanie danych empirycznych zebranych w wyniku pomiaru ruchu [180]. Zasadniczo wyróżnić można trzy drogi znalezienia funkcji matematycznej do opisu ruchu potoku pojazdów zgodnie z danymi empirycznymi [64]:

- wykorzystując metody statystyczne, w celu znalezienia funkcji najlepiej opisującej daną zależność i oszacowania jej parametrów,
- wyznaczając model zależności fundamentalnej z parametrów mikroskopowych modelu jazdy za liderem,
- wyznaczając model zależności fundamentalnej z analogii hydrodynamicznej.

Proponowane przez badaczy na przestrzeni lat modele można podzielić na dwie grupy: jedno- i wielofazowe. W podejściu jednofazowym dane empiryczne opisuje się jedną krzywą, która odwzorowuje średnią prędkość pojazdów dla pełnego zakresu natężeń i gęstości. Modele jednofazowe charakteryzują się zwykle dużą prostotą stosowania i interpretacji, jednak nie zawsze wystarczająco dobrze odwzorowują rzeczywiste warunki ruchu lub odwzorowują poprawnie warunki ruchu tylko w stanie ruchu swobodnego lub tylko w stanie ruchu wymuszonego. W modelach wielofazowych do opisu ruchu potoku pojazdów wykorzystuje się dwie lub więcej krzywych, które odwzorowują poszczególne stany ruchu. Najczęściej stosuje się dwie osobne krzywe do opisu stanu ruchu swobodnego i wymuszonego, rzadziej stosuje się trzy krzywe – wtedy dodatkowo osobno modeluje się stan ruchu częściowo wymuszonego. Rozbudowane modele wielofazowe pozwalają uzyskać lepsze odwzorowanie rzeczywistych warunków ruchu, jednak znacznie trudniejsza jest kalibracja takich modeli w celu dopasowania do danych rzeczywistych oraz wyznaczenie ich parametrów.

2.4.2.1. Modele jednofazowe

W kolejnych latach po Greenshields'ie nad kształtem zależności pracowali m.in. Greenberg, Pipes, Drew, Drake, Newell, Underwood, Krystek czy Van Aerde [2, 37, 38, 59, 61, 91, 121, 129, 168], stosując modele wykładnicze, logarytmiczne, potęgowe i inne w celu znalezienia jak najlepszego dopasowania, głównie zależności $v(k)$, do danych empirycznych. Najważniejsze modele jednofazowe zestawiono w tablicy 2.2. Dopasowanie modeli do danych empirycznych wymaga znalezienia stałych (dla danych warunków drogowo-ruchowych) wartości 2 lub więcej parametrów. Czym więcej parametrów tym bardziej skomplikowany i mniej uniwersalny jest model zależności q-v-k, jednak jego dopasowanie do warunków lokalnych może być znacznie lepsze.

Model Greenshields'a [62], reprezentowany za pomocą funkcji liniowej (2.20), został szczegółowo opisany w rozdziale 2.4.1.

Greenberg [61] do danych empirycznych pomierzonych w tunelu Lincoln'a⁵ dopasował funkcję logarytmiczną (2.21) opisującą zależność $v(k)$. Model został wyprowadzony z analogii hydrodynamicznej [100] i bazuje na dwóch parametrach: v_{opt} i k_{max} . Ograniczeniem modelu jest brak spełnienia warunków brzegowych W1 i W3 (rozdział 2.4.1) w obszarze wysokich prędkości, tj. ze względu na postać modelu, gdy $k = 0$, $v \rightarrow \infty$, a $q \rightarrow 0$. Z tego względu w literaturze [11] można znaleźć modyfikację modelu Greenberg'a (2.22), usuwającą to ograniczenie, poprzez wprowadzenie hipotetycznej minimalnej (ale > 0) wartości gęstości k_0 , występującej, gdy prędkość zbliżona jest do prędkości w ruchu swobodnym.

⁵ Tunel przechodzący pod rzeką Hudson między stanami Nowy Jork i New Jersey

Tablica 2.2. Zestawienie wybranych modeli jednofazowych

Autor (rok publikacji)	Źródło literatury	Podstawowa funkcja zależności q-v-k	Wzór nr
Greenshields (1935)	[62]	$v = v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}}\right)$	(2.20)
Greenberg (1959)	[61]	$v = v_{opt} \ln \left(\frac{k_{max}}{k}\right)$	(2.21)
Mod. Greenberg	[11]	$q = v_{opt} k \ln \left(\frac{k_{max} + k_0}{k + k_0}\right)$	(2.22)
Underwood (1960)	[168]	$v = v_{sw} \exp\left(-\frac{k}{k_{opt}}\right)$	(2.23)
Mod. Underwood (z szeregiem Taylora)	[68]	$v = v_{sw} \exp\left(-\frac{k}{k_{opt}}\right) = v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{opt}} + \frac{k^2}{2k_{opt}^2} - \frac{k^3}{6k_{opt}^3} + \frac{k^4}{24k_{opt}^4} - \dots\right)$	(2.24)
Newell (1961)	[171]	$v = v_{sw} \left(1 - \exp\left(-\frac{a}{v_{sw}} \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_{max}}\right)\right)\right)$	(2.25)
Pipes-Munjaj (1967)	[129]	$v = v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{k_{max}}\right)^n\right)$	(2.26)
Drake/Northwestern (1967)	[37]	$v = v_{sw} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^2\right)$	(2.27)
Mod. Drake (z szeregiem Taylora)	[11]	$v = v_{sw} \left(1 - \frac{k^2}{2k_{opt}^2} + \frac{k^4}{8k_{opt}^4} - \frac{k^6}{48k_{opt}^6}\right)$	(2.28)
Drew (1965)	[38]	$v = v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{k_{max}}\right)^{\frac{n+1}{2}}\right)$	(2.29)
Duncan (1979)	[39]	$v = q_{max} \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_{max}}\right) = v_s \left(1 - \frac{k_{max}}{k}\right)$	(2.30)
Krystek (1980)	[91]	$v = v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}}\right)^4$	(2.31)
May (1990)	[111]	$v^{1-n} = v_{sw}^{1-n} \left(1 - \left(\frac{k}{k_{max}}\right)^{l-1}\right)$	(2.32)
Kerner i Konhäuser (1995)	[81]	$v = v_{sw} \left(\frac{1}{1 + \exp\left(\frac{k}{\frac{k_{max}}{b} - a}\right)} - c \right)$	(2.33)
Del Castillo (1995)	[22]	$v = v_{sw} \left(1 - \exp\left(\frac{ v_0 }{v_{sw}} \left(1 - \frac{k_{max}}{k}\right)\right)\right)$	(2.34)
Van Aerde (1995)	[2]	$k = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_{sw} - v} + c_3 v}$	(2.35)
MacNicholas (2008)	[107]	$v = v_{sw} \left(\frac{k_{max}^n - k^n}{k_{max}^n + m k^n}\right)$	(2.36)
Wang (2011)	[171]	$v = v_{min} + \left(\frac{v_{sw} - v_{min}}{\left(1 + \exp\left(\frac{k - k_{opt}}{a}\right)\right)^b}\right)$	(2.37)

Źródło: opracowanie własne na podstawie źródeł przedstawionych w kolumnie 2

gdzie: v_{sw} – prędkość w ruchu swobodnym, v_{opt} – prędkość optymalna, k_{opt} – gęstość optymalna, k_{max} – gęstość maksymalna, q_{max} – maksymalne natężenie ruchu, k_0 – niezerowa średnia minimalna gęstość ruchu (zmodyfikowany model Greenberg'a), v_0 – prędkość fali zaburzeniowej przy $k = k_{max}$ (model Del Castillo), v_{min} – prędkość minimalna (przy założeniu, że gdy $k = k_{max}$, $v \neq 0$ – model Wang'a), n, m, a, b, c, l – parametry równań.

Underwood [168] zaproponował zastosowanie dwuparametrowego modelu wykładniczego (2.23) zależności $v(k)$, wykorzystując jako parametry v_{sw} i k_{opt} . Ograniczeniem modelu jest brak spełnienia warunków brzegowych w obszarze maksymalnej gęstości (warunek brzegowy W2 i W3 - rozdział 2.4.1), tj. gdy $v \rightarrow 0$, $k \rightarrow \infty$, stąd, w literaturze zaproponowana została modyfikacja modelu Underwooda z wykorzystaniem szeregu Taylor'a (2.24) [11].

Model Drake'a (Northwestern) [37] jest niejako modyfikacją modelu Underwooda, powstałą poprzez dodanie stałych zmieniających kształt zależności $v(k)$ na kształt dzwonu (2.27). Model Drake'a posiada podobne ograniczenie jak w przypadku modelu Underwood'a (brak spełnionego warunku brzegowego W2 i W3 - rozdział 2.4.1), którego rozwiązanie możliwe jest ponownie z wykorzystaniem szeregu Taylor'a (2.28). Funkcję wykładniczą, podobnie jak Underwood czy Drake, zastosowali również Newell (2.25), Del Castillo [22] (2.34), Kerner i Konhäuser [81] (2.33), uzyskując krzywą $v(k)$ w kształcie litery S.

Model Pipes'a [129] jest modyfikacją modelu Greenshields'a, wyprowadzoną z modelu mikroskopowego jazdy za liderem. Model (2.26) wykorzystywany jest w modelach mikrosymulacyjnych Vissim i Corsim. Zaobserwować można, że dla szczególnego przypadku ($n = 1$) model ten będzie odpowiadał modelowi Greenshields'a, natomiast wykorzystanie wartości $n < 1$ lub $n > 1$ będzie zmieniało kształt funkcji na wypukłą lub wklęsłą. Krystek [91] również zaproponował modyfikację modelu Greenshields'a, z podniesieniem składnika iloczynu do czwartej potęgi (2.31). Model został zbudowany dla warunków miejskich, na podstawie badań realizowanych w Warszawie.

Kolejną modyfikacją modelu Greenshields'a jest model Drew'a [38], który iloraz k/k_{max} podniósł do potęgi $(n + 1)/2$ (2.29) czy model May'a [111], który zaproponował funkcję dla zmiennej zależnej podniesionej do potęgi $1 - m$ (2.32)

Model Duncan'a [39] jest również prostym modelem jednofazowym, w którym występują jedynie dwa parametry q_{max} i k_{max} lub w innej formie v_s i k_{max} , gdzie v_s to prędkość rozprzestrzeniania się zatoru. Model nie spełnia jednak warunku brzegowego W1 i W3 w odniesieniu do stanu ruchu swobodnego (rozdział 2.4.1), ponieważ $v \rightarrow \infty$ gdy $k \rightarrow 0$, stąd nie znajduje zastosowania do modelowania ruchu potoku pojazdów przy dużych prędkościach [158].

Wartym uwagi modelem jest model Van Aerde [2] wyprowadzony z modelu mikroskopowego jazdy za liderem i łączący modele Pipes'a i Greenshields'a w model jednofazowy (2.35) [134]. Czteroparametrowy model Van Aerde jest wykorzystywany w niemieckiej metodzie oceny warunków ruchu HBS [13]. Postać modelu została przedstawiona w tablicy 2.2. W modelu występują parametry c_1, c_2, c_3 , obliczane za pomocą formuł (2.38), (2.39), (2.40) [134].

$$c_1 = m * c_2 \quad (2.38)$$

$$c_2 = \frac{1}{k_{max} \left(m + \frac{1}{v_{sw}} \right)} \quad (2.39)$$

$$c_3 = \left(\frac{1}{v_{opt}} \right) \left(\frac{v_{opt}}{q_{max}} - c_1 - \frac{c_2}{v_{sw} - v_{opt}} \right) \quad (2.40)$$

gdzie:

m – stała wykorzystywana do obliczenia stałych c_1, c_2, c_3 , obliczana wg wzoru (2.41).

$$m = \frac{2v_{opt} - v_{sw}}{(v_{sw} - v_{opt})^2} \quad (2.41)$$

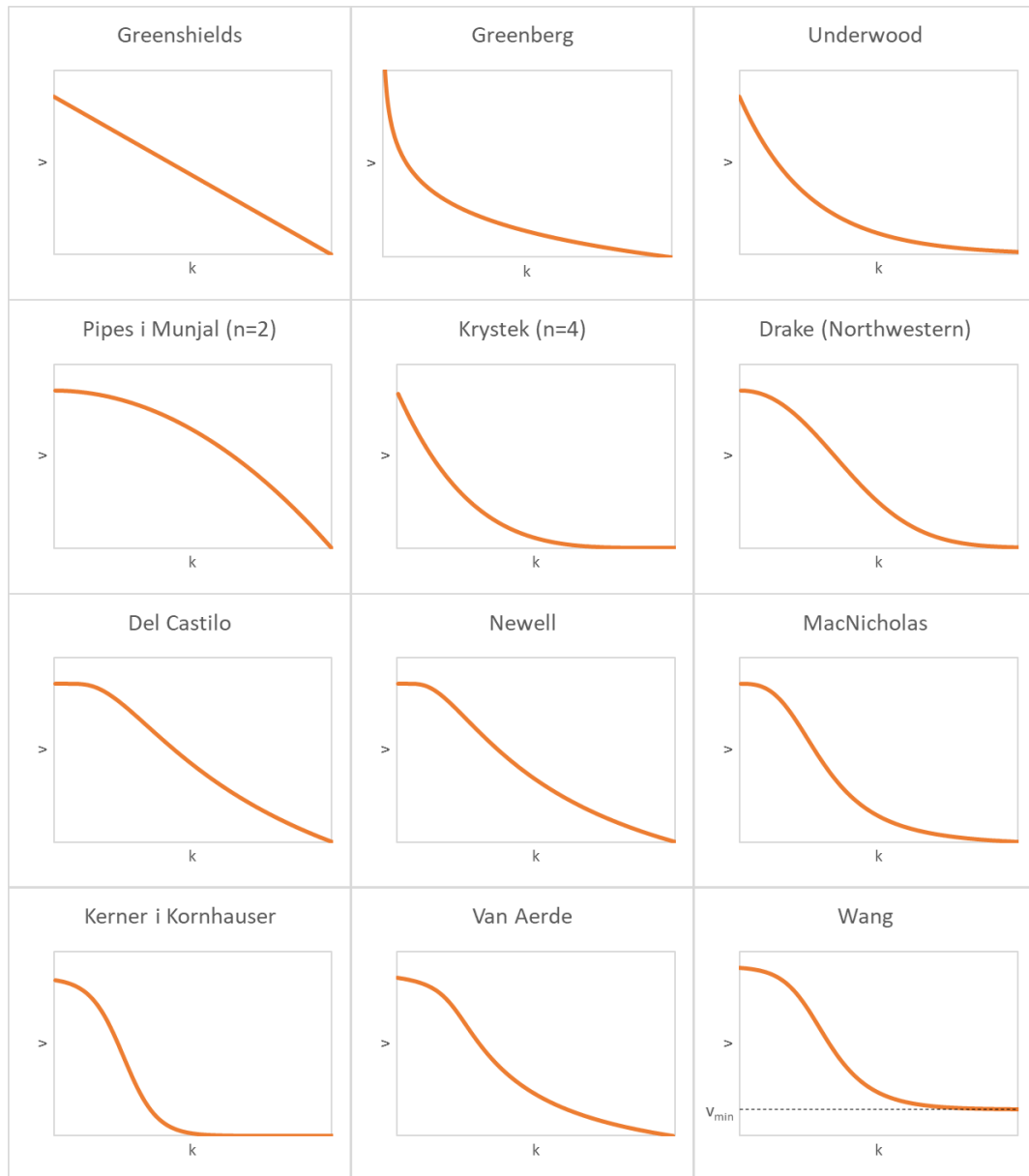
Model Van Aerde usuwa ograniczenia modeli Pipes'a (założenie, że prędkość w ruchu swobodnym jest niewrażliwa na wzrost gęstości) i Greenshields'a (założenie parabolicznego kształtu krzywej). Parametry c_1 , c_2 , c_3 są funkcją prędkości w ruchu swobodnym v_{sw} , prędkości optymalnej v_{opt} , maksymalnego natężenia ruchu q_{max} i maksymalnej gęstości k_{max} . Pierwsze dwa parametry modelu (c_1 , c_2) odzwierciedlają liniowy wzrost prędkości pojazdu jako funkcji odległości między pojazdami, trzeci parametr (c_3) wprowadza krzywą do modelu i zapewnia, że $v \leq v_{sw}$. Dwa warunki brzegowe funkcji Van Aerde zakładają, że maksymalne natężenie ruchu występuje przy v_{opt} , kiedy pochodna natężenia do prędkości jest równa zero, natomiast przy wystąpieniu k_{max} prędkość będzie wynosiła zero. W szczególnym przypadku, gdy $c_1 = c_3 = 0$, model przyjmuje postać modelu Greenshields'a. W wybranych źródłach literatury [3, 134] potwierdzono lepsze dopasowanie modelu Van Aerde względem modeli dwu i trzyparametrowych. Ponzlet [55] zaproponował z kolei rozszerzenie modelu Van Aerde, uwzględniając różnice w maksymalnym natężeniu ruchu występującym w stanie ruchu swobodnego i wymuszonego (tj. spadek przepustowości wyrażony przez C_{drop}) – równanie (2.42).

$$k = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_{sw} - v} + (c_3 + C_{drop})v} \quad (2.42)$$

Ciekawym modelem jest pięcioparametrowy model zaproponowany przez Wang'a [171], zbudowany na funkcji logistycznej (2.37). Model ten wykorzystuje parametr związany z ruchem potoku pojazdów, niewykorzystywany w innych modelach, tj. średnią prędkość w warunkach ruchu z zatrzymaniami, którą we wzorze (2.37) oznaczono jako v_{min} . Wykorzystanie tego parametru bazuje na założeniu, że nawet w sytuacji bardzo dużej gęstości ruchu, pojazdy poruszają się ze skończoną minimalną prędkością. W modelu występują również dwa parametry kalibrowane do danych rzeczywistych: a – parametr skali (definiuje jak rozciągnięta ma być krzywa $v(k)$ w całym zakresie gęstości), b – parametr kontrolujący pochylenie krzywej. Wynikiem modelowania jest krzywa $v(k)$ o sigmoidalnym kształcie, wykazująca bardzo dobre dopasowanie do danych empirycznych [171]. Niemniej jednak, model nie spełnia warunków brzegowych W2 i W3 zależności q-v-k w obszarze maksymalnej gęstości (rozdział 2.4.1), tj. gdy $v \rightarrow v_{min}$, $k \rightarrow \infty$, a więc nie ma skończonej wartości k_{max} , a wraz ze wzrostem gęstości prędkość nie dąży do zera, ale do skończonej wartości minimalnej prędkości v_{min} .

Na rysunku 2.6 zestawiono wykresy przedstawiające zależność $v(k)$ w wybranych modelach q-v-k. Wyraźnie zaobserwować można ewolucję modeli – od najprostszej liniowej formy, do reprezentacji zależności za pomocą krzywej w kształcie litery S.

Na ogół nie ma jednego „najlepszego” modelu zależności fundamentalnej q-v-k. Zwykle modele charakteryzujące się prostotą zapisu posiadają pewne ograniczenia, w zakresie odwzorowania stanów ruchu lub parametrów granicznych, natomiast złożone matematycznie modele usuwają ograniczenia wcześniejszych, ale jednocześnie są trudne w zastosowaniu praktycznym. Wybór danego modelu może więc zależeć od późniejszego jego zastosowania i celu modelowania. Ze względu na ograniczenia modeli jednofazowych z czasem zaproponowane zostały modele wielofazowe, pozwalające na dokładniejsze odwzorowanie poszczególnych stanów ruchu.



Źródło: opracowanie własne na podstawie modeli zestawionych w tabelicy 2.2

Rys. 2.6. Reprezentacja zależności $v(k)$ w wybranych modelach $q-v-k$

2.4.2.2. Modele wielofazowe

Modele wielofazowe zostały wprowadzone do teorii ruchu potoku pojazdów jako sposób na usunięcie ograniczeń prostych modeli jednofazowych. Modele te wykorzystują dwie lub więcej funkcji do odwzorowania poszczególnych stanów ruchu. Modele wielofazowe powstają zwykle jako połączenie dwóch modeli jednofazowych (np. model Edie'go), rzadziej dopasowuje się nowe funkcje dla odwzorowania poszczególnych stanów ruchu. Istotnym ograniczeniem modeli wielofazowych jest zwykle subiektywna segmentacja przez badaczy punktów danych do stanów ruchu [86]. Zaletą z kolei, możliwość odwzorowania zjawiska tzw. spadku przepustowości (opisanego w rozdziale 2.5.3), tj. występowania dwóch różnych wartości q_{max} na granicy stanu ruchu swobodnego i wymuszonego.

Wybrane wielofazowe modele zależności fundamentalnej zestawiono w tabelicy 2.3.

Tablica 2.3. Zestawienie wybranych modeli wielofazowych.

Autor (rok publikacji)	Źródło literatury	Podstawowa funkcja zależności q-v-k	Wzór nr
Edie (1963)	[41]	$v = \begin{cases} v_{sw} \exp\left(-\frac{k}{k_{opt}}\right) & k < k_{opt} \\ v - v_{opt} \ln\left(\frac{k_{max}}{k}\right) & k \geq k_{opt} \end{cases}$	(2.43)
Smulders (1989)	[146]	$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}}\right) & k \leq k_{opt} \\ \alpha \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_{max}}\right) & k > k_{opt} \end{cases}, \alpha = v_{sw} * k_{opt}$	(2.44)
Model trójkątny Daganzo (1997)	[85]	$q = \begin{cases} v_{sw} k & k < k_{opt} \\ q_{max} - \frac{k - k_{opt}}{k_{max} - k_{opt}} q_{max} & k \geq k_{opt} \end{cases}$	(2.45)
Model trójkątny ścięty (1997)	[85]	$q = \begin{cases} v_{sw} k & k < k_1 \\ v_{sw} k_1 & k_1 < k < k_{opt} \\ q_{max} - \frac{k - k_{opt}}{k_{max} - k_{opt}} q_{max} & k \geq k_{opt} \end{cases}$	(2.46)
Model „odwrócona λ” (1997)	[85]	$q = \begin{cases} v_{sw} k & k < k_{opt} \\ v_{sw} k_1 - \frac{k - k_1}{k_{max} - k_1} v_{sw} k_1 & k \geq k_1 \end{cases}$	(2.47)
Wu - dwufazowy (2002)	[85]	$q = \begin{cases} k \left(1 - \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^{l-1} * v_{sw} + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^{l-1} * v_{opt}\right) & v > v_{opt} \\ v_{opt} k_{opt} - \frac{k - k_{opt}}{k_{max} - k_{opt}} v_{sw} k_{opt} & k \geq k_{opt} \end{cases}$	(2.48)
Wu – trzyfazowy (2002)	[176]	$v = \begin{cases} v_{sw} - (v_{sw} - v_1) \left(\frac{k}{k_1}\right)^{l-1} & v < v_1 \\ v_{sw} - (v_{sw} - v_1) \left(\frac{k}{k_1}\right)^{l-1} p_u + v_1(1 - p_u) & v_1 > v > v_2 \\ \frac{1}{\tau_2} \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_{max}}\right) & v > v_2 \end{cases}$	(2.49)

Źródło: opracowanie własne na podstawie źródeł wymienionych w kolumnie 2

gdzie: v_{sw} – prędkość w ruchu swobodnym, v_{opt} – prędkość optymalna, k_{opt} – gęstość optymalna, k_{max} – gęstość maksymalna, q_{max} – maksymalne natężenie ruchu, k_1, v_1 – wartości graniczne gęstości i prędkości dla stanu ruchu swobodnego, k_2, v_2 – wartości graniczne gęstości i prędkości dla stanu ruchu częściowo wymuszonego, p_u, τ_1, τ_2 – parametry modelu Wu wyznaczane z równań (2.50)- (2.52), l – liczba pasów ruchu (model Wu).

Edie [41] jako jeden z pierwszych badaczy zasugerował opis zależności między natężeniem a gęstością za pomocą nieciągłej krzywej i w 1961 roku zaprezentował dwufazowy model ruchu (2.43), z wyróżnieniem ruchu swobodnego i wymuszonego. Model stanowi kombinację modeli Greenberg’a i Underwood’a [37, 111].

Smulders [146] zaproponował model dwufazowy (2.44), w którym w obszarze ruchu swobodnego prędkość spada liniowo wraz ze wzrostem gęstości, w obszarze ruchu wymuszonego, natężeniem spada liniowo wraz ze wzrostem gęstości. Parametr α jest punktem ciągłości, ustalany dla gęstości optymalnej.

Model trójkątny (2.45) został zaproponowany przez Daganzo. Model ten jest bardzo popularny w sterowaniu ruchem miejskim. W modelu zależność $q(k)$ reprezentowana jest przez dwie proste [85]. Jego modyfikacją jest model trójkątny ścięty (2.46), gdzie ta sama zależność reprezentowana jest przez 3 proste.

Model „odwrócona λ” (2.47) uwzględnia zjawisko spadku przepustowości. W stanie ruchu swobodnego pojazdy poruszają się z prędkością swobodną, aż do osiągnięcia przepustowości. W stanie

ruchu wymuszonego prędkość spada wraz ze wzrostem gęstości, jednak maksymalna prędkość występuje przy niższym niż przepustowości natężeniu ruchu [85].

Wu zaproponował model dwufazowy (2.48) zmienności natężenia q od gęstości k , w którym w ruchu swobodnym kształt krzywej będzie zależał od liczby pasów l [85]. W innym zaproponowanym przez Wu modelu, trzyfazowym (2.49), zaproponował on modyfikację modelu odwróconej lambdy [176]. Wyróżnił 3 stany ruchu: płynny (reprezentowany przez funkcję liniową dla przekroju 2x2 i kwadratową dla przekroju 2x3), pośredni (reprezentowany przez nałożenie się dwóch funkcji dla ruchu płynnego i wymuszonego), wymuszony (reprezentowany przez hiperbolę). Stan pośredni ograniczony jest dwoma punktami: ruch w kolumnie (granica stanu ruchu swobodnego) i ruch z zatrzymaniami (granica stanu ruchu wymuszonego). W modelu (2.49) τ_1 oznacza średnie odstępy między pojazdami w stanie ruchu w kolumnie, τ_2 - średnie odstępy między pojazdami w stanie ruchu z zatrzymaniami, p_u obliczane jest za pomocą wzoru (2.50).

$$p_u = \left(1 - \frac{k - k_2}{k_1 - k_2}\right) \quad (2.50)$$

gdzie:

k_1 – gęstość ruchu na granicy stanu ruchu swobodnego – wzór (2.51),

k_2 – gęstość ruchu na granicy stanu wymuszonego – wzór (2.52).

$$k_1 = \left(v_1 \left(\tau_1 + \frac{1}{v_1 \cdot k_{max}}\right)\right)^{-1} \quad (2.51)$$

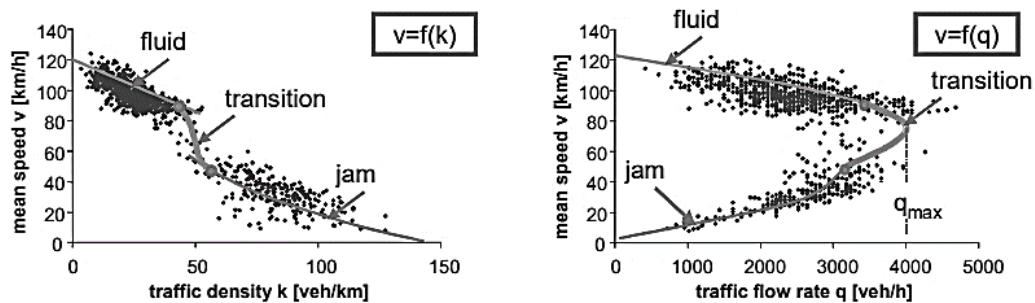
$$k_2 = \left(v_1 \left(\tau_2 + \frac{1}{v_1 \cdot k_{max}}\right)\right)^{-1} \quad (2.52)$$

Analogicznie pozostałe parametry we wzorze (2.49) oznaczają:

v_1 – prędkość w punkcie na granicy stanu ruchu swobodnego,

v_2 – prędkość w punkcie na granicy stanu wymuszonego.

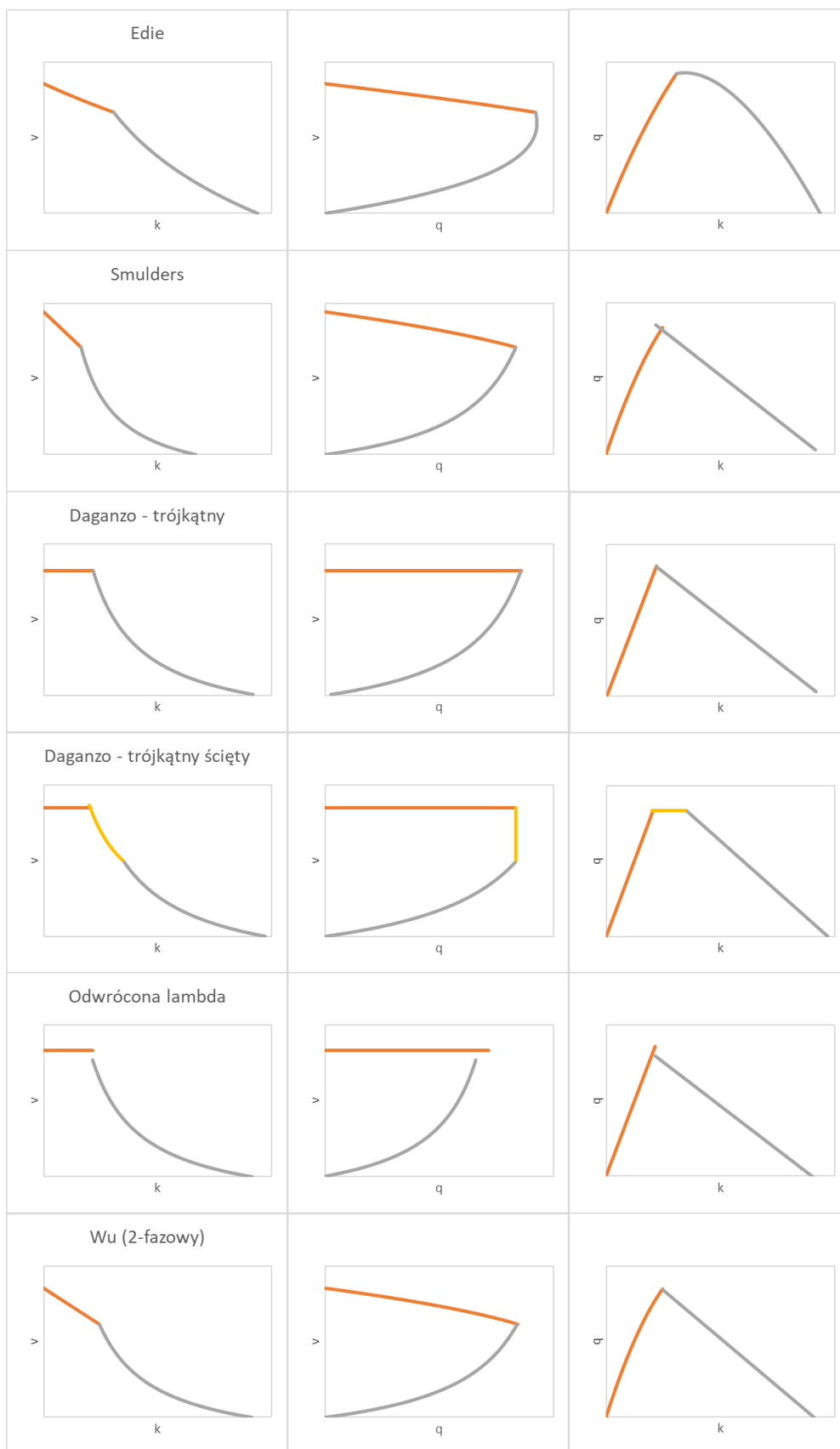
Model, ze względu na mnogość parametrów jest jednak trudny w zastosowaniu.



Źródło: [176]

Rys. 2.7. Stany ruchu reprezentowane przez trzyfazowy model Wu

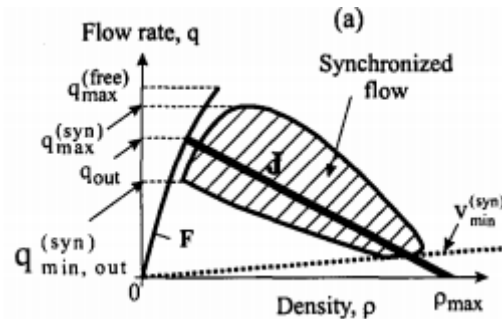
Na rysunkach 2.8 i 2.7 przedstawiono kształt przyjmowany przez poszczególne zależności w analizowanych modelach.



Źródło: opracowanie własne na podstawie modeli zestawionych w tabeli 2.3

Rys. 2.8. Zależności $v(k)$, $v(q)$ i $q(k)$ w wybranych modelach wielofazowych

Model ze stanem pośrednim i tym samym model 3-fazowy, zaprezentował również Kerner [79]. W jego modelu stan pośredni (nazywany *synchronicznym*) reprezentowany jest nie przez krzywą, a przez obszar. Model ten, ze względu na trudny opis matematyczny nie został uwzględniony w tablicy 2.3.



Źródło: [79, 80]

Rys. 2.9. Trzyfazowy model ruchu potoku pojazdów zaproponowany przez Kenera

2.4.3. Szczególne wartości parametrów zależności fundamentalnej

Zależność fundamentalna charakteryzuje się występowaniem pewnych charakterystycznych, granicznych wartości prędkości, gęstości i natężenia potoku pojazdów. W przypadku prędkości jest to prędkość w ruchu swobodnym (v_{sw}) oraz prędkość optymalna (v_{opt}), w przypadku gęstości: gęstość optymalna (k_{opt}) oraz gęstość maksymalna (k_{max}), natomiast w przypadku natężenia ruchu potoku pojazdów, jego charakterystyczną wartością jest maksymalne natężenie ruchu (q_{max}). W dalszej części pracy parametry te określono mianem granicznych parametrów ruchu potoku pojazdów.

Wartości parametrów granicznych mogą być wyznaczane w procesie dopasowania wybranego modelu $q-v-k$ do danych rzeczywistych, zebranych dla wybranego przekroju lub odcinka drogi. Proces ten przeprowadza się zwykle z użyciem programów statystycznych, za pomocą metody najmniejszych kwadratów, a jej celem jest uzyskanie jak najlepszego dopasowania modelu do danych rzeczywistych.

Istnieją również inne metody wyznaczania wartości granicznych prędkości, gęstości i natężenia, które opisano w kolejnych podrozdziałach (2.4.3.1 - 2.4.3.4). Metody te znajdą zastosowanie w sytuacji, gdy nie są dostępne dane z obserwacji ruchu potoku pojazdów lub te dane są niewystarczające (np. niewystarczająca liczba punktów danych, brak reprezentacji stanów ruchu), aby uzyskać wartości parametrów granicznych w wyniku dopasowania modelu do danych rzeczywistych. Krzywe $q-v-k$ można w takim wypadku wyznaczyć podstawiając wyznaczone wartości parametrów granicznych do wybranego modelu (tablice 2.2-2.3).

2.4.3.1. Prędkość w ruchu swobodnym

Prędkość w ruchu swobodnym v_{sw} jest to prędkość ruchu potoku pojazdów występująca, kiedy $k = 0$ i $q = 0$. W rzeczywistości sytuacja, gdy natężenie i prędkość są równe zero jest nieosiągalna, stąd prędkość w ruchu swobodnym definiuje się często jako średnią prędkość w warunkach niskiego natężenia ruchu i niewielkiej gęstości. W takich warunkach nie występuje interakcja między pojazdami, poruszają się one swobodnie, a kierowcy sami decydują o wyborze pożądanego przez nich prędkości [51, 101, 111].

W praktyce uzyskanie wartości v_{sw} może być zrealizowane poprzez pomiar bezpośredni lub z modelu analitycznego. Pomiar v_{sw} prowadzi się przyjmując pewną graniczną dla v_{sw} wartość natężenia ruchu lub odstępów czasu między pojazdami [51, 165]. W literaturze przyjmuje się najczęściej, że v_{sw} występuje przy natężeniach rzędu 0 do 1300 s.o./h/pas [51, 101, 165] lub odstępach czasu minimum 5-8 sekund przed pojazdem i 4-5 sekundy za pojazdem [8, 51, 101, 143]. W tablicy 2.4 zestawiono przykłady metod wyznaczania v_{sw} na podstawie pomiaru parametrów ruchu.

Tablica 2.4. Wybrane metody wyznaczania prędkości w ruchu swobodnym z pomiaru parametrów ruchu potoku pojazdów - przegląd literatury

Badania	Metoda wyznaczania v_{sw} na podstawie pomiaru	Uwzględniane czynniki
Indonesian HCM [73]	Prędkość potoku ruchu przy gęstości ruchu potoku pojazdów bliskiej zeru, odpowiadająca prędkości, którą wybrałby kierowca w warunkach braku ograniczeń swobody ruchu przez inne pojazdy poruszające się po drodze	Wpływ motocykli
HCM 2000 [163], Dixon i in. [36]	Średnia prędkość samochodów osobowych przy niskim/średnim natężeniu ruchu (do 1300 s.o./h/pas), utrzymująca się na jednorodnym odcinku drogi w rzeczywistych warunkach drogowo-ruchowych	Warunki drogowe i ruchowe, natężenie ruchu
Gaca i in. [51]	Średnia prędkość w warunkach niskiego natężenia ruchu i niewielkiej gęstości, gdzie nie występuje interakcja między pojazdami i poruszają się one swobodnie w dobrych warunkach atmosferycznych i suchej nawierzchni	Warunki drogowe i ruchowe, natężenie ruchu, warunki atmosferyczne
Gaca [47]	Średnia prędkość w warunkach małego natężenia ruchu i niewielkiej gęstości, której wartość w zakresie niskich natężeń i gęstości ruchu jest stała	Natężenie i gęstość ruchu
HCM 2010 i HCM 6 [164, 165]	Średnia prędkość samochodów osobowych przy niskim/średnim natężeniu ruchu (0-1000 s.o./h/pas), utrzymująca się na jednorodnym odcinku drogi w rzeczywistych warunkach drogowo-ruchowych	Warunki drogowe i ruchowe, natężenie ruchu
Szczuraszek [154]	Średnia prędkość pojazdów poruszających się z odstępami minimum 5-9 sek. (w zależności od prędkości pojazdów) lub minimum 200 m przed i za pojazdem (w tym również w odniesieniu do pojazdów na sąsiednich pasach ruchu)	Odstępy między pojazdami
Tseng i in. [166]	Prędkość wybierana przez kierowców w warunkach niskiego natężenia ruchu, minimalnej interakcji z innymi użytkownikami drogi i minimalnego wpływu urządzeń sterujących	Natężenie ruchu, interakcja z pojazdami, wpływ urządzeń sterowania
Al-Kaisy i in [7]	Średnia prędkość pojazdów poruszających się z odstępami minimum 8 sekund	Odstępy między pojazdami

Źródło: opracowanie własne na podstawie źródeł literatury podanych w tablicy

Innym podejściem prezentowanym w literaturze jest przyjęcie 85-tego kwantyla prędkości samochodów osobowych v_{85} w okresie pozaszczytowym [101] lub oszacowanie v_{sw} wychodząc od prędkości dopuszczalnej v_{dop} [1, 45, 165].

Prędkość w ruchu swobodnym może zostać również obliczona na podstawie modelu analitycznego [10, 166, 178]. W takim wypadku najczęściej przyjmuje się pewną bazową prędkość w ruchu swobodnym, którą redukuje się lub zwiększa o wpływ wybranych czynników, związanych np. z geometrią drogi czy ograniczeniem prędkości. Wykorzystuje się do tego:

- metodę różnicową, polegającą na odjęciu od prędkości bazowej bezwzględnych wartości redukcji prędkości o wpływ wybranych czynników (2.53),
- metodę iloczynową, w której prędkość wyznacza się mnożąc prędkość bazową i współczynniki uwzględniające wpływ wybranych czynników (2.54).

$$v_{sw} = v_{sw_0} - \Delta v_1 - \Delta v_2 - \dots - \Delta v_n \quad (2.53)$$

lub

$$v_{sw} = v_{sw_0} * w_1 * w_2 * \dots * w_n \quad (2.54)$$

gdzie:

v_{sw_0} – bazowa prędkość w ruchu swobodnym, w idealnych warunkach drogowo-ruchowych i w korzystnych warunkach atmosferycznych i oświetlenia [km/h],

$\Delta v_1, \Delta v_2, \dots, \Delta v_n$ – redukcja prędkości o wpływ czynników 1, 2, ..., n, związanych z rzeczywistymi warunkami drogowymi, ruchowymi, atmosferycznymi i oświetlenia,

w_1, w_2, \dots, w_n – współczynniki redukujące bazową prędkość w ruchu swobodnym o wpływ czynników 1, 2, ..., n, związanych z rzeczywistymi warunkami drogowymi, ruchowymi, atmosferycznymi i oświetlenia.

Jako przykład modelu analitycznego pozwalającego wyznaczyć prędkość w ruchu swobodnym można podać model (2.55) zaprezentowany w metodzie HCM 6 [165], pozwalający wyznaczyć prędkość w ruchu swobodnym v_{sw} na podstawie prędkości bazowej v_{sw_0} oraz współczynników uwzględniających wpływ szerokości pasa ruchu f_{LW} , szerokości pobocza f_{RLC} i gęstości wjazdów i wyjazdów f_{ID} .

$$v_{sw} = v_{sw_0} - f_{LW} - f_{RLC} - a \cdot f_{ID}^b \quad (2.55)$$

gdzie: a, b – współczynniki modelu.

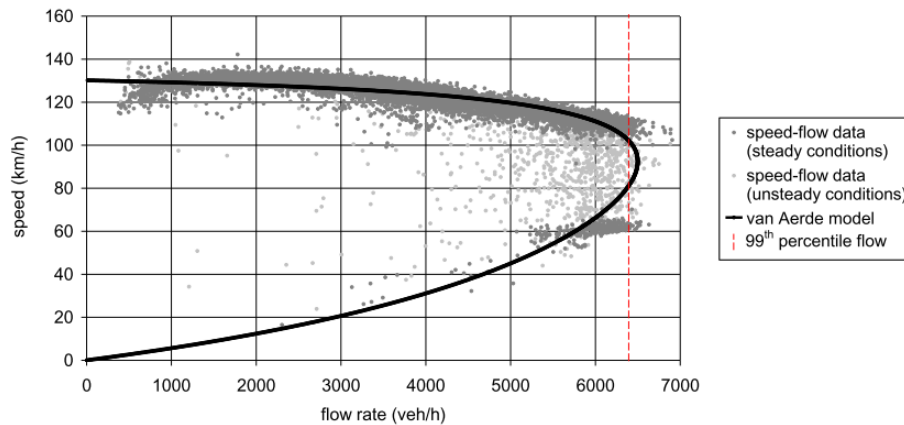
2.4.3.2. Maksymalne natężenie ruchu

Cechą zależności fundamentalnej jest występowanie ekstremum funkcji dla maksymalnego natężenia ruchu q_{max} , które występuje w zakresie gęstości ruchu potoku pojazdów $0 < k < k_{max}$. W tradycyjnych modelach ruchu potoku pojazdów natężenie q_{max} odpowiada występowaniu gęstości optymalnej k_{opt} oraz prędkości optymalnej v_{opt} . Maksymalne natężenie ruchu q_{max} można wtedy wyznaczyć jako iloczyn k_{opt} i v_{opt} (2.56).

$$q_{max} = k_{opt} v_{opt} \quad (2.56)$$

Podobnie jak w przypadku v_{sw} , istnieją również inne niż zależność fundamentalna metody wyznaczania q_{max} [111, 114, 151, 167], np. z rozkładu minimalnych odstępów między pojazdami (korzystając z zależności (2.2)) czy poprzez wyznaczenie maksymalnego obserwowanego natężenia ruchu (lub jego kwantyla) z bezpośredniego pomiaru lub modelu symulacyjnego. Przykładem może być podejście zaproponowane przez Geistefeldt'a [53], który zaproponował przyjęcie jako q_{max} wartości odpowiadającej 99-temu kwantylowi natężenia ruchu q_{99} (rys. 2.10).

Zwykle przyjmuje się, że q_{max} wyznaczone za pomocą modelu q-v-k odpowiada przepustowości analizowanego przekroju. Stąd, do wyznaczenia q_{max} posłużyć mogą również metody wyznaczania przepustowości (rozdział 2.5.3).



Źródło: [53]

Rys. 2.10. Metoda wyznaczania maksymalnego natężenia ruchu z wykorzystaniem 99-tego percentyla natężenia

2.4.3.3. Gęstość maksymalna

Gęstość maksymalna potoku k_{max} to teoretyczna gęstość występująca w warunkach zatoru na drodze, gdy prędkość pojazdów v i natężenie ruchu q są równe 0. W rzeczywistości oznacza to graniczny stan zatłoczenia, w którym pojazdy w zatorze praktycznie się nie poruszają. W praktyce taka sytuacja jest trudna do uchwycenia, stąd istnieją różne metody wyznaczenia tego parametru.

Poza estymacją za pomocą wybranego modelu zależności $q-v-k$, wyznaczenie k_{max} może zostać zrealizowane poprzez:

- bezpośredni pomiar na podstawie aerofotografii, wykonany w warunkach zatłoczenia, kiedy potok porusza się z prędkością v zbliżoną do 0,
- estymację na podstawie pomiarów odstępów między pojazdami w warunkach zatłoczenia, kiedy potok porusza się z prędkością v zbliżoną do 0.

Przykładem estymacji gęstości maksymalnej są badania szwedzkie [14, 149], w których wykorzystano kombinację pomiarów aerofotograficznych oraz obserwację pojazdów poruszających się w zatorze i odstępów między nimi. Badania zostały zrealizowane na kilku odcinkach szwedzkich autostrad i wykazały, że gęstość maksymalna sięga 135 s.o./km/pas, z odchyleniem standardowym 7,2 s.o./km/pas. Wątpliwość nasuwają jednak fakty, że:

- gęstość estymowana była na podstawie potoku pojazdów, w którym poruszały się pojazdy ciężkie, a do oszacowania gęstości zastosowano współczynniki przeliczeniowe celem sprowadzenia potoku do złożonego wyłącznie z samochodów osobowych;
- brak pewności autorów co do prędkości pojazdów w przypadku pomiarów aerofotograficznych.

Według amerykańskiego podręcznika HCM maksymalna gęstość potoku wynosi 93-168 s.o./km/pas, brak jest jednak informacji na temat metody jej szacowania [165].

Wyznaczenie gęstości maksymalnej było też przedmiotem polskich badań, realizowanych przy współudziale autorki pracy [26], w których posłużono się pomiarami z wykorzystaniem platformy aeromobilnej nad odcinkiem autostrady A1. Ruch potoku pojazdów rejestrowany był kamerą z góry z ok. 300 metrów, umożliwiając rejestrację odcinka drogi o długości ok. 1,5 km. Podczas pomiaru zarejestrowano sytuację występowania zatoru na odcinku drogi o długości powyżej 1 km, który przesuwał się z prędkością 3 km/h, przy udziale pojazdów ciężkich 0%. Średnia gęstość samochodów

osobowych na pas ruchu wynosiła 98,6 s.o./km/pas. Biorąc pod uwagę prędkość poruszania się zatoru można założyć, że gęstość maksymalna będzie wynosiła co najmniej 100 s.o./km/pas. Dokonanie jej dokładnego szacunku wymagałoby zarejestrowania analogicznej sytuacji, gdzie pojazdy w zatorze nie poruszałyby się.

2.4.3.4. Wartości gęstości optymalnej i prędkości optymalnej

Zgodnie z zależnością fundamentalną prędkość optymalna v_{opt} i gęstość optymalna k_{opt} to wartości występujące, gdy natężenie osiąga wartość maksymalną q_{max} . Są to ponadto wartości graniczne dla stanu ruchu swobodnego i wymuszonego, tj. po przekroczeniu których następuje zmiana stanu ruchu.

Zarówno prędkość jak i gęstość optymalną najłatwiej jest wyznaczyć dopasowując wybrany model q-v-k do danych empirycznych lub na podstawie analizy danych, wyznaczając średnią prędkość i gęstość ruchu potoku pojazdów przy natężeniu odpowiadającym q_{max} . W dostępnej literaturze nie znaleziono metod pozwalających na wyznaczenie tych parametrów. Porównać można natomiast przyjmowane przez te parametry wartości (w odniesieniu do A+S), np. według badań szwedzkich k_{opt} zmienia się w zależności od wartości q_{max} i przyjmuje wartości w zakresie 30 ÷ 38 s.o./km/pas, v_{opt} wyznaczane jest natomiast jako funkcja q_{max} [14]; HCM [165] z kolei przyjmuje stałą wartość $k_{opt} = 28$ s.o./km/pas, a v_{opt} przyjmuje wartości w zakresie 80 ÷ 85 km/h, które zmieniają się w zależności od v_{sw} i q_{max} .

2.5. Ocena funkcjonowania odcinków autostrad i dróg ekspresowych

2.5.1. Charakterystyka autostrad i dróg ekspresowych

Autostrady i drogi ekspresowe (A+S) stanowią arterie transportowe o znaczeniu krajowym i międzynarodowym oraz rdzeń sieci drogowej każdego kraju. Drogi te charakteryzują się najwyższymi standardami technicznymi i bezpieczeństwa (w stosunku do dróg pozostałych klas) oraz przenoszą duże potoki ruchu poruszające się z wysoką prędkością. Ich historia sięga lat 20. XX wieku [126], kiedy to powstały pierwsze bezkolizyjne dwujezdniowe drogi przeznaczone do celów szybkiego przemieszczania się. Pierwsza próba zdefiniowania A+S oraz usystematyzowania podziału dróg została podjęta przez Edward'a M. Basset'a w 1930 roku [173]. Powstało wtedy pojęcie autostrady (ang. *freeway, motorway*), jako drogi o ograniczonej dostępności (w kontekście obsługi przylegających obszarów i działek), przeznaczonej wyłącznie dla ruchu samochodowego. Szczegółową koncepcję autostrad przedstawili dwa lata później jego syn Howard M. Basset i Latham C. Squire w artykule „*A New Type of Thoroughfare: The 'Freeway'*”. Obecna definicja znacząco odbiega jednak od zaproponowanej przez Basset'ów.

Autostrady i drogi ekspresowe to drogi, na których ruch odbywa się w sposób nieprzerwany (ang. *uninterrupted flow*), co oznacza, że odbywa się bez zatrzymań wynikających z organizacji i sterowania ruchem, a regulowany jest wyłącznie przez interakcje występujące pomiędzy pojazdami oraz między pojazdami a drogą⁶ [51, 116, 164]. Występuje pełna kontrola dostępu, tj. dostęp możliwy

⁶ Należy wziąć pod uwagę, że pojęcie odnosi się to klasy/ typu drogi, a nie warunków ruchu na niej panujących [164]. Autostrady, drogi ekspresowe oraz odcinki dróg dwujezdniowych pomiędzy skrzyżowaniami są drogami o ruchu nieprzerwanym.

jest wyłącznie przez węzły⁷ [51]. Zarówno na autostradach jak i drogach ekspresowych dozwolony jest wyłącznie ruch samochodowy.

Standardowy przekrój poprzeczny A+S składa się z dwóch jezdni jednokierunkowych, rozdzielonych pasem rozdzielającym. W Polsce parametry geometryczne autostrad i dróg ekspresowych definiuje:

- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie [116],
- w przypadku autostrad płatnych dokumentem uzupełniającym jest Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 stycznia 2002 roku w sprawie przepisów techniczno - budowlanych dotyczących autostrad płatnych [115].

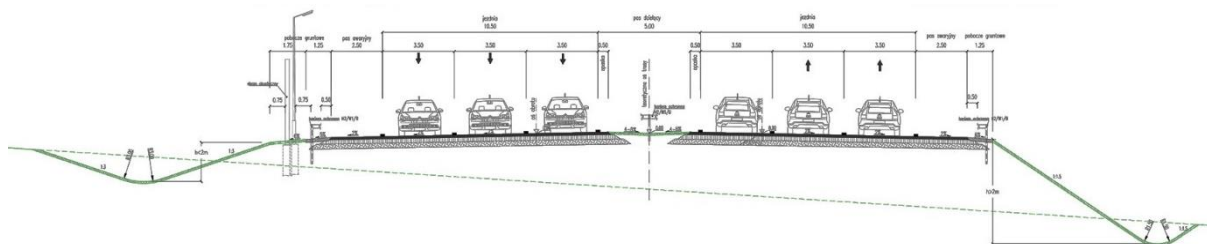
Wymagane parametry autostrad i dróg ekspresowych w Polsce zestawiono w tabelicy 2.5. Przykładowy przekrój A+S przedstawiono na rysunku 2.11.

Tablica 2.5. Wymagane parametry dwujezdniowych autostrad i dróg ekspresowych w Polsce

Klasa drogi	Szerokość pasa ruchu [m]	Szerokość pasa dzielącego [m]	Szerokość pasa awaryjnego [m]	Szerokość pobocza gruntowego [m]	Min. odległości między węzłami [km]
Autostrada	3,75 (3,5*)	min. 3,0	2,5 – 3,0	min. 1,25	15,0 (5,0**)
Droga ekspresowa	3,5 – 3,75 (3,25*)	min. 3,0	2,5	min. 0,75	5,0 (3,0**)

Źródło: [116]

* w przypadku poszerzenia o dodatkowy pas ruchu, ** w obszarze aglomeracji



Źródło: www.kontrakt-bpk.pl

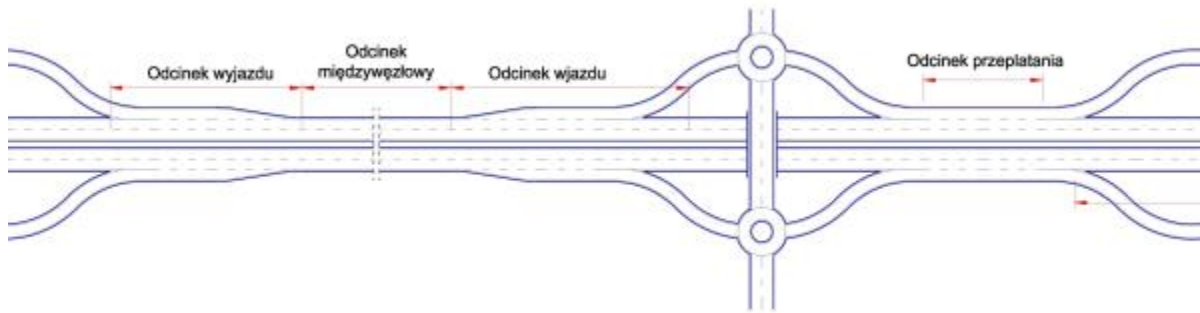
Rys. 2.11. Przykładowy schemat przekroju poprzecznego 2x3 drogi ekspresowej

Zgodnie z przyjętymi w Polsce i za granicą zasadami [25, 93, 165] A+S dzieli się na odcinki międzywęzłowe oraz węzły, które obejmują łącznice i ich połączenia z jezdnią główną (odcinki włączania i wyłączania) oraz odcinki przeplatania. Schemat fragmentu A+S, z rozróżnieniem odcinków międzywęzłowych i elementów węzłów przedstawiono na rysunku 2.12.

Odcinki międzywęzłowe to odcinki, na których ruch odbywa się w sposób niezakłócony manewrami włączania, wyłączania czy przeplatania [51, 58, 163], a więc będące poza obszarem wpływu węzłów⁸. Odcinki międzywęzłowe można dodatkowo podzielić na segmenty o jednorodnej geometrii drogi i jej otoczeniu, dopuszczalnej prędkości, typie terenu oraz charakterystyce ruchu.

⁷ W Polsce dopuszcza się stosowanie skrzyżowań jednopoziomowych: skanalizowanych w przypadku skrzyżowania drogi klasy S z drogą klasy GP i G lub na prawe skrzyżowania w przypadku skrzyżowania drogi klasy S z drogą klasy Z [116]. W takim przypadku ruch nieprzerwany występuje na długich odcinkach drogi klasy S, między skrzyżowaniami jednopoziomowymi.

⁸ Obszar oddziaływania węzłów obejmuje (zgodnie z kierunkiem ruchu): dla odcinków wjazdu na jezdnię główną obszar o długości 450 m licząc od początku odcinka przyspieszania, dla odcinków wyjazdu z jezdni głównej obszar o długości 450 m kończący się wraz z końcem odcinka zwalniania [27, 51]



Źródło: [25]

Rys. 2.12. Podział A+S na odcinki międzywęzłowe i elementy węzłów

2.5.2. Ocena funkcjonowania autostrad i dróg ekspresowych

Funkcjonowanie drogi ocenia się korzystając z tzw. miar funkcjonowania (ang. *performance measures*). Miary te, wyrażone w sposób jakościowy lub ilościowy, mówią o tym jak funkcjonuje droga w danych warunkach drogowych, ruchowych i sterowania oraz pozwalają określić, w odniesieniu do ustalonych kryteriów oceny czy warunki funkcjonowania drogi są akceptowalne czy też nie. Uzyskana informacja jest istotna w kontekście m.in. planowania rozwoju sieci dróg, bieżącego zarządzania drogą, oceny wdrożonych strategii zarządzania czy organizacji robót drogowych.

Funkcjonowanie drogi można ocenić z wielu perspektyw, m.in. [109]:

- sprawności drogi i warunków zapewnienia mobilności,
- jakości ruchu potoku pojazdów,
- niezawodności drogi,
- bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- wpływu funkcjonowania drogi na środowisko naturalne i zużycia energii,
- kosztów funkcjonowania drogi.

W pracy odniesiono się w szczególności do dwóch pierwszych aspektów i związanych z nimi miar funkcjonowania drogi:

- sprawność drogi będzie mówiła o tym jak duży ruch potoku pojazdów droga jest w stanie przenieść w danych warunkach drogowych, ruchowych i sterowania. Jej główną miarą będzie przepustowość,
- jakość ruchu potoku pojazdów będzie mówiła o tym jaki jest komfort korzystania z drogi i jak kierowca odczuwa jej funkcjonowanie, miarami oceny warunków ruchu są m.in. prędkość, gęstość, stopień wykorzystania przepustowości.

Oba aspekty opisano szerzej w rozdziałach 2.5.3 i 2.5.4, odnosząc się do odcinków międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych.

2.5.3. Przepustowość jako miara sprawności drogi

2.5.3.1. Definicja i rodzaje przepustowości

Przepustowość C to parametr wykorzystywany zarówno w planowaniu infrastruktury drogowej, jak i zarządzaniu istniejącą siecią drogową. Zgodnie z polską definicją [51] jest to maksymalna liczba pojazdów, które mogą przejechać przez dany przekrój poprzeczny drogi w określonym czasie i w określonych warunkach drogowo-ruchowych. W odróżnieniu od maksymalnego natężenia ruchu

q_{max} (rozdział 2.4.3), nie jest ona parametrem ruchu, a parametrem drogi mówiącym o jej sprawności oraz zdolności do przenoszenia ruchu potoku pojazdów.

Po raz pierwszy pojęcie przepustowości formalnie zdefiniowano w pierwszej wersji amerykańskiego podręcznika Highway Capacity Manual z 1950 roku (HCM 1950) [29, 132]. Wyróżnione zostały 3 jej miary:

- przepustowość bazowa, definiowana poprzez maksymalną liczbę samochodów osobowych, które mogą przekroczyć dany przekrój drogi lub pasa ruchu w ciągu godziny, w idealnych warunkach drogowo-ruchowych, przyjętych jako wzorcowe,
- przepustowość możliwa, definiowana poprzez maksymalną liczbę pojazdów, które mogą przekroczyć dany przekrój drogi lub pasa ruchu w ciągu godziny, w rzeczywistych warunkach drogowo-ruchowych,
- przepustowość praktyczna, definiowana poprzez maksymalną liczbę pojazdów, które mogą przekroczyć dany przekrój drogi lub pasa ruchu w ciągu godziny, przy takiej gęstości ruchu, która nie powoduje nieuzasadnionych strat czasu, zagrożeń czy ograniczeń swobody wykonywania manewrów przez kierowców, w rzeczywistych warunkach drogowo-ruchowych.

Wraz z kolejnymi edycjami metody HCM w latach 1965, 1985 (aktualizacje w 1992, 1994 i 1997), 2000, 2010, amerykańska definicja ewoluowała. Już w edycji HCM z 1965 roku [113] definicja została przekształcona, mówiąc o przepustowości możliwej, że jest to *oczekiwana* maksymalna liczba pojazdów, które przejadą przez dany przekrój drogi w danych warunkach i w danym okresie czasowym. Z kolei w podręczniku HCM z 2016 roku [165] pojawiła się zupełnie nowa definicja, mówiąca o tym, że przepustowość to maksymalne natężenie ruchu, którego pojawienie związane jest z wystąpieniem pewnego załamania w ruchu, którego rezultatem są niższe prędkości i wyższe gęstości.

We wspomnianych definicjach przepustowości wyróżnia się dwa rodzaje warunków, do których te pojęcia się odnoszą: *idealne* i *rzeczywiste* warunki drogowo-ruchowe. Termin idealne warunki drogowo-ruchowe wg definicji HCM [165] to wybrane warunki stanowiące podstawę prowadzonych analiz charakteryzujące się: korzystnymi warunkami atmosferycznymi, dobrą widocznością drogi, dobrym stanem nawierzchni, brakiem odcinków o pochyleniu powyżej 2%, udziałem w ruchu wyłącznie samochodów osobowych, pełną znajomością drogi przez kierowców, pasami ruchu o szerokości nie mniejszej niż 3,6 m i poboczami wolnych od przeszkód bocznych o szerokości min. 1,8 m.

Rzeczywiste warunki drogowo-ruchowe będą to warunki występujące na drodze w danej chwili (np. ograniczona szerokość pobocza, udział pojazdów ciężkich w ruchu, pochylenie powyżej 2%, kręty odcinek drogi itp.).

Relację pomiędzy przepustowością w rzeczywistych (C_r) i idealnych (C) warunkach drogowo-ruchowych można wyrazić za pomocą równań (2.40) lub (2.41). Przepustowość C_r wyraża się jako przepustowość C zredukowaną z uwagi na czynniki wynikające z występowania odmiennych od idealnych warunków drogowych, ruchowych i atmosferycznych.

$$C_r = C - \Delta C_1 - \Delta C_2 - \dots - \Delta C_n \quad (2.57)$$

$$C_r = C * w_1 * w_2 * \dots * w_n \quad (2.58)$$

gdzie:

$\Delta C_1, \Delta C_2, \dots, \Delta C_n$ – redukcja przepustowości C o wpływ czynników $1, 2, \dots, n$, związanych z rzeczywistymi warunkami drogowymi, ruchowymi, atmosferycznymi i oświetlenia,

w_1, w_2, \dots, w_n – współczynniki redukujące przepustowość C o wpływ czynników $1, 2, \dots, n$, związanych z rzeczywistymi warunkami drogowymi, ruchowymi, atmosferycznymi i oświetlenia.

W zależności od poziomu prowadzonych analiz (poziom planistyczny, projektowy, operacyjny) można wyróżnić podział przepustowości na projektową i operacyjną:

- przepustowość projektowa, jako zmienna deterministyczna określana dla celów planistycznych i projektowych, definiowana jako maksymalna liczba pojazdów, które mogą przejechać przez przekrój drogi w danym okresie czasu,
- przepustowość operacyjna, przyjmowana jako zmienna deterministyczna lub stochastyczna, będąca rzeczywistą wartością natężenia przy której następuje załamanie warunków ruchu (przejście ze stanu ruchu swobodnego do wymuszonego), wykorzystywana do krótkoterminowego prognozowania warunków ruchu i bieżącego zarządzania siecią drogową.

W metodyce HCM definicja przepustowości odcinków międzywęzłowych była dotychczas tożsama z definicją przepustowości projektowej. W ostatniej edycji HCM z 2016 roku [165] definicja bliższa jest już przepustowości operacyjnej, jednak nadal w metodzie dla odcinków międzywęzłowych przyjmuje się, że jest to wartość deterministyczna i tym samym operuje się określonym zestawem przepustowości w odniesieniu do dróg o danych warunkach drogowo-ruchowych. W podejściu stochastycznym [16, 102] traktuje się natomiast, że nie ma jednej stałej wartości przepustowości, a przyjmuje ona najbardziej prawdopodobną wartość z rozkładu. Jak można łatwo zauważyć, również polska definicja wspomniana na początku rozdziału odnosi się do deterministycznego charakteru przepustowości.

Z pojęciem przepustowości wiąże się również pojęcie tzw. spadku przepustowości (ang. *capacity drop*). Opisuje ono zjawisko występujące w sytuacji, gdy przepustowość przyjmuje różne wartości w stanie ruchu swobodnego (przed powstaniem zatłoczenia, w momencie załamania) i wymuszonego (w stanie rozładowania zatłoczenia). Druga wartość jest zawsze niższa, co wynika z utrzymywania różnych odstępów pomiędzy pojazdami przez kierowców w warunkach zatłoczenia i w ruchu w kolumnie przed wystąpieniem zatłoczenia. Różnica pomiędzy obiema wartościami przepustowości może wynosić od 3 do nawet 24% [16, 42, 65, 136, 167]. W literaturze można znaleźć różne zdania co do natury występowania zjawiska. Znajduje ono potwierdzenie w przypadku wystąpienia „wąskiego gardła” (np. zawężenie przekroju) na odcinku międzywęzłowym drogi, w obszarze włączenia do jezdni głównej, w tunelach [65, 77, 84, 179]. Natomiast w przypadku jednorodnych odcinków międzywęzłowych nie jest ono wystarczająco potwierdzone w literaturze [65].

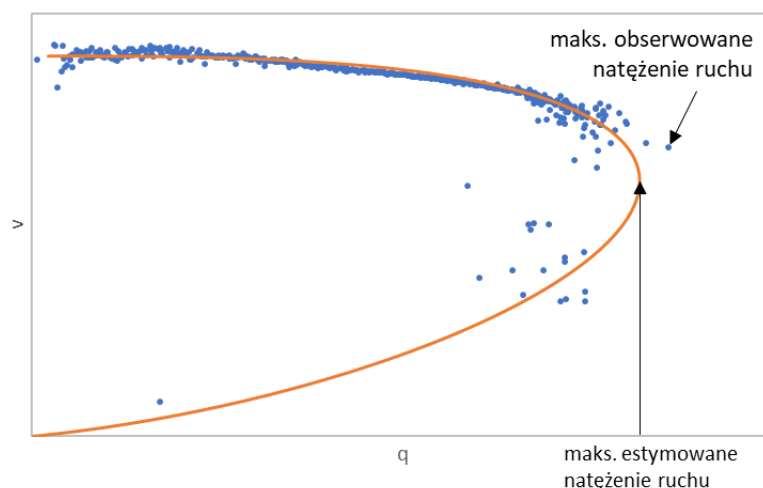
2.5.3.2. Metody wyznaczania przepustowości

W literaturze znaleźć można różne podejścia do wyznaczania przepustowości, których wybór może zależeć np. od dostępności danych czy przyjętej definicji przepustowości (deterministyczna lub stochastyczna). Wartość przepustowości można estymować m.in. [99, 114, 167]:

- korzystając z rozkładu minimalnych odstępów między pojazdami,

- korzystając z modelu zależności $q-v-k$ dopasowanego do danych empirycznych, jako maksymalne estymowane natężenie ruchu (rys. 2.13),
- poprzez wykorzystanie krzywych skumulowanych natężenia – zmiana nachylenia krzywej będzie wskazywała na stan rozładowywanie kolejki,
- poprzez wyznaczenie maksymalnego natężenia ruchu występującego przed załamaniem (rys. 2.14),
- poprzez wyznaczanie maksymalnego natężenia ruchu (lub jego kwantyla – np. kwantyl 0,99 przyjmowany przez Geistefeldt'a [53] do wyznaczania przepustowości) w danym okresie obserwacji (metoda bardzo wrażliwa względem interwału agregacji danych) (rys. 2.13),
- metodą rozkładu prawdopodobieństwa dla natężeń ruchu potoku pojazdów, przy których występuje załamanie warunków ruchu, tj. trwający 5 minut lub więcej spadek średniej prędkości potoku poniżej prędkości granicznej dla stanu ruchu swobodnego i wymuszonego (w badaniach Elefteriadou [43] 90 km/h),
- metodą probabilistyczną PLM (Product Limit Method) zaproponowaną przez Brilon'a [16].

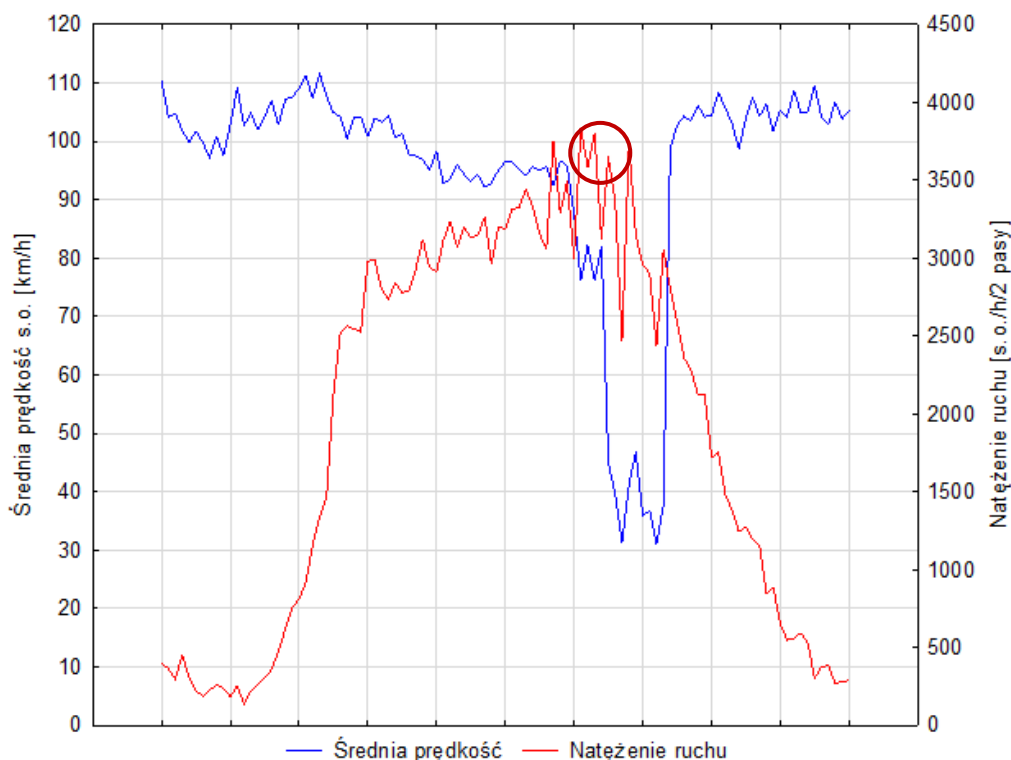
Spośród powyższych, w literaturze [114, 167] do określania przepustowości rekomenduje się najczęściej wykorzystanie wykresu fundamentalnego, metody PLM lub metody empirycznego rozkładu prawdopodobieństwa dla natężeń, przy których występuje załamanie w płynności ruchu. Poszczególne metody dają jednak inne wyniki, a brak możliwości odniesienia do „poprawnej” wartości sprawia, że trudno jest określić poprawność wykorzystywanego podejścia [99, 114]. Ilustracją tego stwierdzenia może być porównanie wartości uzyskanych z wykorzystaniem powyższych metod (rys. 2.13). Zaobserwować można, że przepustowość estymowana z wykorzystaniem modelu zależności fundamentalnej (tutaj model MacNicholas'a) różni się od przepustowości wyznaczonej z klasycznej definicji przepustowości jako maksymalnego obserwowanego natężenia ruchu. Stąd, wartość przepustowości powinna być podawana wraz z metodą, na podstawie której została ona uzyskana.



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 2.13. Ilustracyjne porównanie metod szacowania przepustowości: przepustowość jako maksymalne natężenie ruchu estymowane z wykorzystaniem modelu $q-v-k$ (MacNicholas) a przepustowość jako maksymalne obserwowane natężenie ruchu

Na rysunku 2.14 przedstawiono inne podejście do wyznaczania przepustowości drogi, polegające na wyznaczeniu maksymalnego natężenia ruchu przed wystąpieniem załamania, związanego z przejściem ze stanu ruchu swobodnego do stanu ruchu wymuszonego. Zaobserwować można, że po osiągnięciu natężenia rzędu 3800 P/h/2 pasy prędkość drastycznie spada. Po chwilowym spadku natężenia ruchu prędkość wraca do poziomu sprzed wystąpienia załamania.



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 2.14. Metoda wyznaczania przepustowości poprzez wskazanie maksymalnego natężenia ruchu przed wystąpieniem załamania

2.5.3.3. Przyjmowane wartości przepustowości A+S

Wykorzystując przegląd metod obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu [13, 25, 53, 58, 67, 103, 119, 135, 136, 161, 165, 181] stosowanych przez różne kraje oszacowano przepustowość C w idealnych warunkach drogowo-ruchowych m.in. w USA, Niemczech, Holandii, Japonii, Chinach, Australii (tablica 2.6).

Tablica 2.6. Przepustowość w warunkach idealnych – przykład odcinka autostrady o przekroju 2x2 i prędkości dopuszczalnej 110 km/h – przegląd wartości przyjmowanych w poszczególnych krajach

Kraj	Przepustowość [s.o./h]	Kraj	Przepustowość [s.o./h]
Stany Zjednoczone	4800	Polska	4300
Niemcy	3800*	Norwegia	4000
Holandia	4300	Australia	3600
Szwecja	4150*	Indonezja	4600
Dania	4400	Japonia	4400
Finlandia	4000	Chiny	4400

Źródło: opracowanie własne na podstawie: [13, 53, 58, 67, 103, 119, 135, 136, 161, 164, 169, 181]

* Oszacowana przepustowość w warunkach idealnych (wartość w s.o./h wyznaczona na podstawie przepustowości w P/h i udziału pojazdów ciężkich)

Analizując wyniki przedstawione w tabelicy 2.6 dla przykładowego przekroju autostrady stwierdzono, że różnice w przepustowości przyjmowane w poszczególnych krajach mogą sięgać nawet 25%. Różnica ta będzie zmniejszała się wraz ze wzrostem udziału pojazdów ciężkich [27]. Najwyższa przepustowość przyjmowana jest w Stanach Zjednoczonych ($C = 4800$ s.o./h/2 pasy ruchu), podczas gdy najniższa w Australii ($C = 3600$ s.o./h/2 pasy ruchu) i w Niemczech ($C = 3800$ s.o./h/2 pasy ruchu). Można łatwo zauważyć, że różnica w tym przypadku wynosi 1000–1200 s.o./h/2 pasy ruchu, co odpowiada różnicy rzędu 500–600 s.o./h na każdym pasie ruchu. Jak zasugerował Wu [177] różnica w bazowych przepustowościach dróg o podobnej charakterystyce może wynikać z różnic pomiędzy krajami wynikających m.in. z przepisów prawa i jego egzekwowania czy zachowań kierujących.

W Polsce pierwsza próba wyznaczenia przepustowości odcinków dwujezdniowych miała miejsce w latach 80. w ramach aktualizacji wytycznych obliczania przepustowości dróg zamiejskich [75]. W opracowaniu zarekomendowano przyjęcie przepustowości w idealnych warunkach drogowo-ruchowych $C = 3800$ s.o./h dla przekroju drogi 2x2 i $C = 5600$ s.o./h dla przekroju drogi 2x3. Pomimo solidnej podstawy w postaci badań, wartość ta nie została przyjęta do szerszego stosowania w Polsce, zamiast tego przyjmowało się przepustowość z badań amerykańskich i metody HCM [113]. W późniejszym czasie powstała Instrukcja obliczania przepustowości dróg I i II klasy technicznej z 1995 roku [58] adoptująca z niewielkimi odstępstwami metodę HCM z 1985 roku i nie uwzględniająca wspomnianych badań. W Instrukcji tej zaproponowana została stała wartość przepustowości w idealnych warunkach drogowo-ruchowych ($C = 2200$ s.o./h/pas), niezależna od prędkości dopuszczalnej czy obserwowanej na drodze prędkości w ruchu swobodnym.

2.5.3.4. Czynniki wpływające na przepustowość

Na podstawie przeglądu literatury [4, 5, 13, 18, 67, 96, 118, 131, 133, 137, 161, 165] zidentyfikowano trzy grupy czynników wpływające na przepustowość drogi:

- związane z drogą i jej otoczeniem: liczba pasów ruchu, przekrój drogi (szerokość pasa ruchu i pobocza wolnego od przeszkód bocznych), lokalizacja drogi, ograniczenie prędkości, profil terenu,
- związane z ruchem pojazdów: struktura ruchu, zachowania kierowców (związane ze znajomością trasy), rozkład ruchu na pasy,
- związane z warunkami atmosferycznymi i porą dnia.

Wiele z tych czynników uwzględnianych jest w metodach szacowania przepustowości i oceny warunków ruchu [13, 25, 53, 58, 67, 103, 119, 135, 136, 161, 165, 181].

W tabelicy 2.7 zestawiono zbiorczo wyniki badań przedstawione w literaturze.

Tablica 2.7. Czynniki wpływające na przepustowość autostrad i dróg ekspresowych

Czynnik	Literatura	Oddziaływanie
Liczba pasów ruchu	[161]	W literaturze najczęściej przepustowość odnosi się do przekroju jezdni lub do jednego pasa ruchu, poprzez podzielenie wartości dla przekroju przez liczbę pasów ruchu
Szerokość pasa ruchu i pobocza wolnego od przeszkód	[67, 165]	Oddziaływanie w przypadku pasów ruchu o szerokości poniżej 3,5 m (ok 20% różnicy w przepustowości pomiędzy 2,5 m i 3,5 m) oraz robót drogowych i zdarzeń skutkujących zawężeniem przekroju
Znajomość trasy/ lokalizacja drogi	[13, 165]	Przepustowość wyższa w przypadku drogi aglomeracyjnej w stosunku do drogi zamiejskiej; wpływ wynika ze znajomości trasy przez kierowców i sięga 5-15%
Ograniczenie prędkości	[13, 67, 165]	Spadek ograniczenia prędkości o 10-20 km/h powoduje spadek przepustowości o ok. 1-3%
Struktura ruchu i pochylenie podłużne	[5, 13, 67, 118, 137, 165]	Jedna z najważniejszych determinant przepustowości; wraz ze wzrostem udziału pojazdów ciężkich przepustowość spada; pochylenie podłużne wpływa na parametry ruchu pojazdów ciężkich, a tym samym czym wyższe pochylenie, tym oddziaływanie jest większe
Rozkład ruchu na pasy	[131]	Przy natężeniu w przekroju równym przepustowości występuje nierównomierne wykorzystanie pasów ruchu; w rezultacie występuje różna przepustowość wewnętrznego, środkowego i zewnętrznego pasa ruchu; w przypadku 3-pasowego przekroju jezdni przepustowość środkowego pasa ruchu jest zbliżona do przepustowości w idealnych warunkach, na pozostałych pasach ruchu jest ok. 30-35% niższa; na nierównomierność rozkładu wpływają: liczba pasów ruchu, udział pojazdów ciężkich, zachowań kierujących, regulacji prawnych w zakresie wyprzedzania
Pora dnia	[18]	W nocy przepustowość jest niższa o 210-380 P/h/2 pasy, gdy dodatkowo mokra nawierzchnia o 550-730 P/h/2 pasy
Warunki atmosferyczne	[4, 96, 133, 165]	Redukcja przepustowości w przypadku opadów deszczu (5-18%), opadów śniegu (12-30%) oraz stanu nawierzchni (redukcja w zależności od przekroju do 350 P/h/2 pasy i do 500 P/h/3 pasy); wpływ temperatury tylko przy wartościach poniżej -20°C; wpływ wiatru przy prędkościach pow. 8 m/s

Źródło: opracowanie własne na podstawie literatury przedstawionej w kolumnie 2

2.5.4. Warunki ruchu potoku pojazdów

2.5.4.1. Miary i klasyfikacja warunków ruchu

Celem funkcjonowania drogi powinno być przenoszenie określonego natężenia ruchu przy zapewnieniu akceptowalnej jakości ruchu. O ile przepustowość mówi o sprawności drogi, tj. *ilości* ruchu, którą droga może przenieść, ocena *jakości* ruchu wymaga doboru innych miar, które odzwierciedlają warunki ruchu na drodze przy danym popycie i panujących warunkach drogowo-ruchowych oraz biorąc pod uwagę sprawność drogi. Warunki ruchu są aspektem szczególnie istotnym dla użytkownika drogi, ponieważ określają swobodę do wyboru pożądanego prędkości jako miary jakości podróży, a w szczególności: szybkości przemieszczania się, płynności ruchu czy komfortu podróży.

Najważniejszym wyznacznikiem jakości podróży jest średnia prędkość [14, 63, 67]. Średnia prędkość sama w sobie nie daje pełnej informacji o warunkach ruchu, jednak odniesiona do np. prędkości w ruchu swobodnym [181], przedstawia informację czy ruch potoku pojazdów odbywa się z pożądaną przez kierowców prędkością lub niższą. Podobnie, do oceny warunków ruchu można wykorzystać natężenie ruchu potoku pojazdów, które jednak, podobnie jak w przypadku prędkości, aby dać informację o warunkach ruchu musi być odniesione np. do przepustowości lub określonego granicznego dla danego poziomu warunków ruchu natężenia ruchu (natężenia krytycznego). Stosunek natężenia ruchu

do przepustowości nosi miano stopnia wykorzystania przepustowości (obliczany według wzoru (2.59)) i jest często wykorzystywany jako miara do oceny warunków ruchu [13, 67, 181].

$$x = \frac{q}{C} \quad (2.59)$$

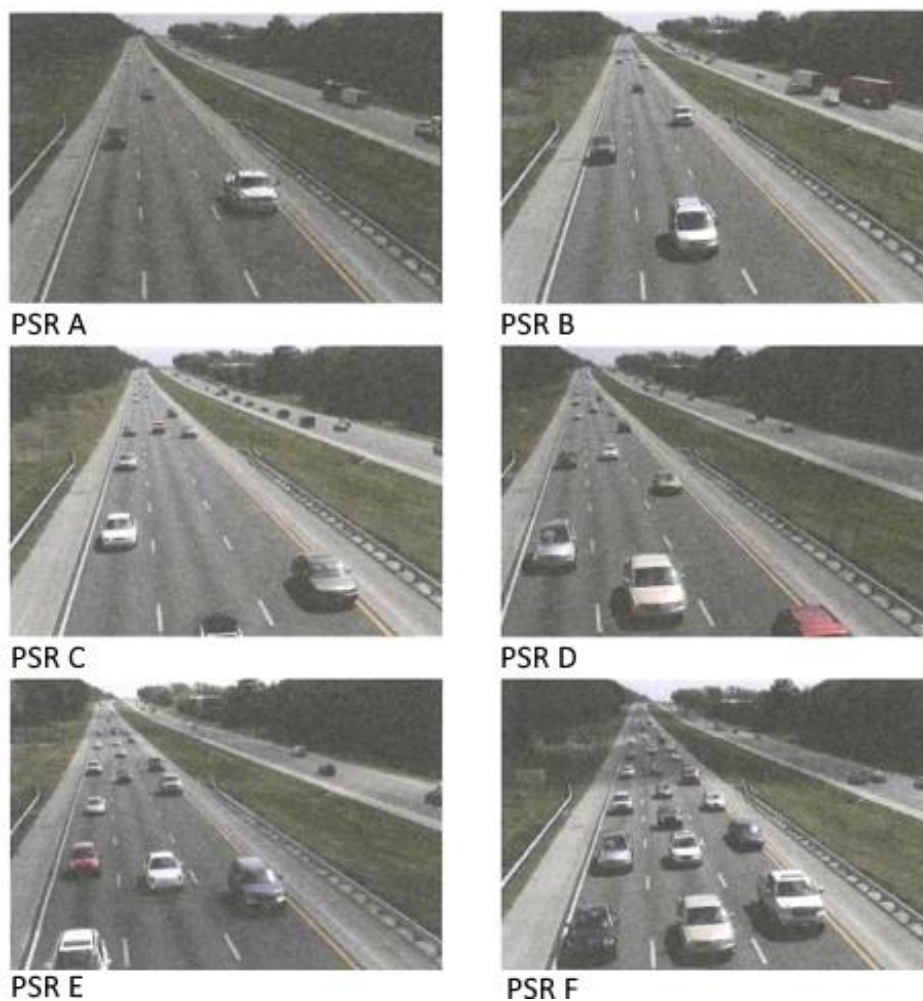
Ponadto, w dostępnej literaturze można znaleźć więcej miar, względem których ocenia się warunki ruchu na odcinkach międzywęzłowych A+S, są to np. prawdopodobieństwo wystąpienia zatłoczenia [16, 44, 55, 67] czy miary związane z czasem podróży [44, 67].

W celu uproszczenia oceny warunków ruchu rozkłady przyjętych miar dzieli się na klasy. Bardzo często wykorzystuje się do tego zależność fundamentalną q-v-k. Najprostszą klasyfikację stosowano początkowo w Niemczech gdzie warunki ruchu dzielono na dwie klasy: dobre (gdy $v > v_{opt}$) i złe (gdy $v < v_{opt}$). Amerykanie podzielili warunki ruchu na sześć klas nazywając je *poziomami swobody ruchu* (PSR)⁹. Koncepcja PSR po raz pierwszy pojawiła się w metodzie HCM z 1965 roku [113]. Miarami wykorzystywanymi w klasyfikacji są najczęściej [13, 25, 53, 58, 67, 103, 119, 135, 136, 161, 165, 181] stopień wykorzystania przepustowości lub gęstość ruchu. Poszczególnym poziomom swobody ruchu przypisuje się wartości graniczne tych miar, po przekroczeniu których następuje zmiana poziomu swobody ruchu na gorszy. Najczęściej przyjmuje się, wzorem metody HCM [165], 6-stopniową skalę warunków ruchu A – F, gdzie poszczególne klasy wyrażają swobodę doboru prędkości przez kierowców, poziom interakcji między pojazdami i swobodę wykonywania manewrów przez kierowcę:

- PSR A, opisuje stan ruchu, w którym występuje swobodny ruch pojazdów, pojazdy mają dużą swobodę manewrowania i doboru prędkości, a pojawiające się lokalnie zakłócenia są w łatwy sposób absorbowane,
- PSR B, opisuje stan ruchu, w którym utrzymuje się swobodny ruch pojazdów, kierowcy odczuwają wysoki komfort jazdy, ale swoboda manewrowania zostaje w niewielkim stopniu ograniczona; pojawiające się lokalnie zakłócenia są nadal w łatwy sposób absorbowane,
- PSR C, opisuje stan ruchu, w którym prędkości są równomierne, ale zauważalnie obniża się swoboda manewrowania i komfort jazdy; zakłócenia są w dalszym ciągu absorbowane, jednak lokalnie wpływają na zmniejszenie jakości ruchu,
- PSR D, opisuje stan ruchu, w którym prędkości zaczynają szybciej spadać wraz ze wzrostem natężenia ruchu i gęstości, a swoboda manewrowania i komfort jazdy zostają bardzo mocno ograniczone; niewielkie zakłócenia w ruchu mogą spowodować powstanie zatłoczenia, ze względu na niewielką zdolności absorbowania zakłóceń,
- PSR E, opisuje stan ruchu w momencie osiągnięcia przepustowości, w którym kierowcy mają bardzo niewielką swobodę manewrowania i komfort podróży; nawet najmniejsze zakłócenia w ruchu powodują rozchodzenie się fali zaburzeniowej wzdłuż dłuższego odcinka drogi,
- PSR F, opisuje stan załamania ruchu, kiedy natężenie ruchu (tj. liczba pojazdów, która chciałaby przejechać przez dany przekrój lub odcinek drogi) przewyższa przepustowość drogi, a w rezultacie powoduje tworzenie się kolejek i wymusza na kierowcach jazdę z zatrzymaniami.

⁹ Inne stosowane określenia: Poziom Warunków Ruchu (PWR), ang. Level of Service (LOS)

Poziomy swobody ruchu A-E występują w stanie ruchu swobodnego, natomiast PSR F odnosi się do warunków ruchu wymuszonego. Przepustowość drogi osiągnięta jest przy PSR E. Ilustracją warunków ruchu w poszczególnych poziomach jest rysunek 2.15.



Źródło: [165]

Rys. 2.15. Ilustracja klasyfikacji warunków ruchu wg PSR

Klasyfikacja i interpretacja warunków ruchu z wykorzystaniem 6-stopniowej skali warunków ruchu przyjęła się w wielu krajach, jak np. Niemcy [13], kraje skandynawskie [103] (oprócz Szwecji), Polska [58], Holandia [67] czy Chiny [181], przyjmując jednak różne miary warunków ruchu i różne wartości graniczne tych miar dla poszczególnych klas warunków ruchu (tablica 2.8). Szwedzi, mimo, że nie korzystają z PSR, również klasyfikują warunki ruchu – stosowane są 4 klasy warunków ruchu, a klasyfikację prowadzi się ze względu na natężenie ruchu [161].

Klasyfikacja warunków ruchu za pomocą PSR może posłużyć do określenia akceptowalności warunków ruchu. W tym celu wprowadza się klasy akceptowalności poziomów swobody ruchu, mówiące o tym, jaki jest graniczny akceptowalny lub tolerowany PSR dla drogi danej klasy i o danych warunkach drogowo-ruchowych. W Polsce [76] dla A+S zaleca się, aby poziom swobody ruchu nie przekroczył poziomu C w obszarze zamiejskim i D w obszarze aglomeracji (czasowo toleruje się odpowiednio poziomy D i E).

Tablica 2.8. Porównanie wartości granicznych miar oceny warunków ruchu za pomocą PSR w Stanach Zjednoczonych i Niemczech

Kraj	Poziom swobody ruchu (PSR)				
	A	B	C	D	E
Stopień wykorzystania przepustowości [-]					
USA	0,34	0,55	0,73	0,88	1,00
Niemcy	0,30	0,55	0,75	0,90	1,00
Gęstość krytyczna [s.o./km/pas]					
USA	7	11	16	22	28
Niemcy	4	8	12	17	23
Średnia prędkość [km/h]					
USA	120	119	110	98	85
Niemcy	125	120	112	99	80
Natężenie krytyczne [s.o./h/pas]					
USA	820	1310	1750	2110	2400
Niemcy	570	1045	1425	1710	1900

Źródło: opracowanie własne na podstawie [13, 165]

2.5.4.2. Metody oceny warunków ruchu

Metody oceny warunków ruchu zawierają szczegółową procedurę oceny warunków ruchu z wykorzystaniem przyjętych miar i kryteriów klasyfikacji. Często też w metodzie wykorzystywany jest model ruchu potoku pojazdów (najczęściej model zależności fundamentalnej), dzięki czemu warunki ruchu można wyznaczyć nawet jeśli nie dysponujemy wynikami badań ruchu, znając za to parametry drogi i oczekiwane natężenie ruchu.

W zależności od celu i potrzeb procedura oceny warunków ruchu może być realizowana na poziomach: planowania, projektowania oraz operacyjnym - utrzymania drogi. Na poziomie operacyjnym ocenia się warunki ruchu na istniejącej drodze, wykorzystując aktualne lub prognozowane dane o ruchu pojazdów, a także wyznacza natężenia krytyczne, przy osiągnięciu których warunki ruchu ulegają zmianie. Na poziomie planowania lub projektowania procedura oceny warunków ruchu może być pomocna do m.in. [27]:

- ustalania liczby jezdni i liczby pasów ruchu w przekroju drogi, przy których droga będzie funkcjonować na danym poziomie swobody ruchu,
- oceny warunków ruchu dla przyjętych założeń dla przekroju drogi oraz prognozowanego średniego dobowego rocznego ruchu,
- oszacowania średnich prędkości podróży dla celów oceny efektywności ekonomicznej, bezpieczeństwa, oddziaływania na środowisko.

Budowa metody oceny warunków ruchu powinna uwzględniać następujące etapy:

1. Wybór miar warunków ruchu.
2. Opracowanie metody szacowania wybranych miar warunków ruchu.
3. Przyjęcie metody klasyfikacji warunków ruchu oraz ustalenie wartości granicznych miar przyjętych do klasyfikacji.
4. Opracowanie procedury oceny warunków ruchu (wartościowanie i klasyfikacja).
5. Przyjęcie kryteriów i zasad akceptowalności warunków ruchu.

Tablica 2.9. Porównanie wybranych metod oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych A+S

Charakterystyka	Metoda			
	amerykańska	niemiecka	szwedzka	holenderska
Wymagane dane i analizowane czynniki	Natężenie ruchu, udział pojazdów ciężkich, znajomość drogi przez kierowców, prędkość w ruchu swobodnym, liczba pasów ruchu, szerokość pasów ruchu i poboczy, gęstość wjazdów i wyjazdów, profil terenu, współczynnik nierównomierności godzinowej, warunki pogodowe PSR A-F	Natężenie ruchu, udział pojazdów ciężkich, lokalizacja drogi, ograniczenie prędkości, liczba pasów ruchu, profil terenu	Natężenie ruchu, udział pojazdów ciężkich, lokalizacja drogi, ograniczenie prędkości, liczba pasów ruchu, klasa drogi	Natężenie ruchu, udział pojazdów ciężkich, liczba pasów ruchu, warunki atmosferyczne, warunki oświetlenia
Klasyfikacja warunków ruchu	PSR A-F	PSR A-F	4 klasy	brak
Miary warunków ruchu	Gęstość, średnia prędkość, stopień wykorzystania przepustowości, natężenia krytyczne	Średnia prędkość, stopień wykorzystania przepustowości	Średnia prędkość, natężenia krytyczne	Stopień wykorzystania przepustowości, prawdopodobieństwo wystąpienia zakłamań w ruchu
Model v(q)	Model HCM	Model Van Aerde	Polilinia	Model HCM
Jednostka odniesienia	Idealne warunki drogowo-ruchowe, 1 pas ruchu	Rzeczywiste warunki drogowo-ruchowe, przekrój jezdni	Rzeczywiste warunki drogowo-ruchowe, przekrój jezdni	Idealne warunki drogowo-ruchowe, 1 pas ruchu
Analizowany interwał czasowy	15 minut największego natężenia ruchu w godzinie szczytu lub 30-50-ta godzina z największym natężeniem ruchu w roku	1 godzina, 50-ta godzina z największym natężeniem ruchu w roku	1 godzina, 30-ta godzina z największym natężeniem ruchu w roku	15 min. największego natężenia ruchu w 50-tej godzinie z największym natężeniem ruchu w roku
Liczba kroków procedury	6	4	3	5
Przepustowość bazowa* dla 2 pasów ruchu	4500-4800 s.o./h	3700-3800 s.o./h	4020-4460 s.o./h	4400 s.o./h
Przepustowość bazowa* dla 3 pasów ruchu	6750-7200 s.o./h	5300-5400 s.o./h	5400-6000 s.o./h	6600 s.o./h
Prędkość wyjściowa	Prędkość w ruchu swobodnym, 90-120 km/h	Ograniczenie prędkości: 80, 100, 120, brak ograniczenia	Ograniczenie prędkości: 70-120 km/h	Prędkość w ruchu swobodnym, 80-120 km/h

źródło: opracowanie własne na podstawie [13, 58, 67, 161, 165, 169]

* Oszacowana przepustowość w idealnych warunkach drogowo-ruchowych

Poczynając od 1950 roku, kiedy to została opublikowana amerykańska metoda HCM [29, 132], wiele krajów opracowało własne metody oceny warunków ruchu, m.in. Niemcy, Szwecja, Holandia, Chiny czy Australia [13, 53, 58, 67, 103, 119, 135, 136, 161, 165, 181], inne (jak np. Finlandia, Norwegia, Dania czy Polska) zaadoptowały metodę HCM dostosowując ją w celu uwzględnienia specyficznych dla kraju parametrów dróg czy charakterystyki korzystania przez kierowców z dróg [103, 169]. Metody posiadają wiele podobieństw, ale też bywają zróżnicowane względem procedury, wykorzystywanych modeli, założeń czy uwzględnianych czynników mogących mieć wpływ na prędkość czy przepustowość (tablica 2.9). Porównanie metod oceny warunków ruchu nie jest przedmiotem pracy, niemniej jednak kwestia została poruszona przez autorkę pracy w artykule [138].

Podstawą metod oceny warunków ruchu jest najczęściej model prędkości pojazdów w zależności od natężenia ruchu potoku pojazdów, który często wywodzi się z literaturowych modeli zależności fundamentalnej. Przykładem może być metoda niemiecka [13], gdzie stosowany jest model Van Aerde (2.35). Stąd, znajomość zależności fundamentalnej i odpowiedni wybrany lub opracowany dla warunków krajowych model q - v - k powinny stanowić podstawę budowy krajowej metody oceny warunków ruchu.

2.5.4.3. Czynniki wpływające na miary warunków ruchu

Zależność między makroskopowymi parametrami ruchu potoku pojazdów w warunkach idealnych mogą różnić się względem warunków, w których występują pewne ograniczenia, np. w zakresie dopuszczalnej prędkości, geometrii przekroju czy złych warunków atmosferycznych. Ograniczenia te mogą wpływać na redukcję bądź zwiększenie parametrów ruchu potoku pojazdów, a w szczególności średniej prędkości. Jeżeli rozpatrzmy prędkość w ruchu swobodnym jako prędkość wyjściową dla krzywych prędkość-natężenie, średnia prędkość będzie zmieniała się zgodnie z równaniem (2.60) [160].

$$v = v_{sw_0}(X_i) - \Delta v(q, Y_i) \quad (2.60)$$

gdzie:

$v_{sw_0}(X_i)$ – bazowa prędkość w ruchu swobodnym, w idealnych warunkach drogowo-ruchowych i atmosferycznych, uwzględniająca czynniki X_i determinujące wybór prędkości przez kierujących (związane z percepcją, psychologiczne),

$\Delta v(Q, Y_i)$ – redukcja prędkości związana z natężeniem ruchu q i ograniczeniami wynikającymi z panujących warunków drogowych, ruchowych, atmosferycznych Y_i (np. geometria, ograniczenia prędkości, wpływ pojazdów ciężkich).

Zgodnie z równaniem (2.60) na średnią prędkość wpływa nie tylko natężenie ruchu, ale i wiele czynników związanych z parametrami drogi, ograniczeniami ruchu czy wpływem pogody.

Wpływ czynników na średnią prędkość pojazdów (w tym średnią prędkość przy niewielkich natężeniach ruchu – prędkość w ruchu swobodnym) jest, w odniesieniu do parametrów służących jako miary warunków ruchu, najszerzej rozpoznany w literaturze. Znacznie trudniej znaleźć literaturę odnoszącą się do innych parametrów ruchu jak gęstość czy średnie odstępstwa między pojazdami. Przegląd literatury [10, 18, 21, 112, 139, 140, 165] przeprowadzony w ramach prac nad rozprawą pozwolił na zidentyfikowanie 3 grup czynników wpływających na średnią prędkość:

- związanych z drogą i jej otoczeniem, do których należą: przekrój drogi (szerokość pasa ruchu i pobocza wolnego od przeszkód bocznych), gęstość węzłów, lokalizacja drogi, ograniczenie prędkości, profil terenu,
- związanych z ruchem pojazdów, do których należą: natężenie ruchu, struktura ruchu, charakterystyka kierowców, sezonowość ruchu,
- związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia: warunki atmosferyczne, widoczność, pora dnia.

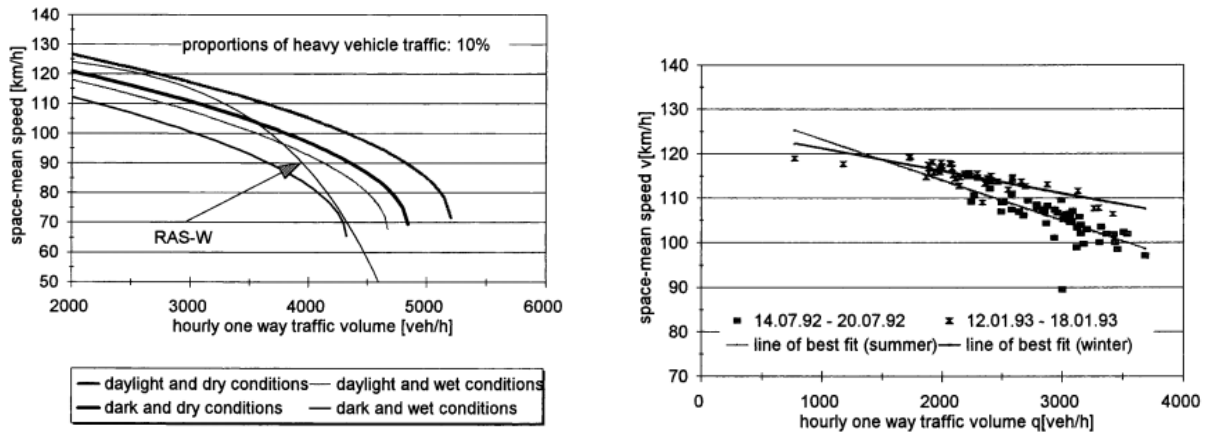
W tablicy 2.10 zestawiono zbiorczo wyniki badań przedstawione w literaturze.

Tablica 2.10. Czynniki wpływające na średnią prędkość potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych

Czynnik	Literatura	Oddziaływanie
Natężenie ruchu	[13, 67, 160, 161, 165, 181]	Podstawowy parametr determinujący średnią prędkość, wynikający z zależności fundamentalnej
Ograniczenie prędkości	[13, 161, 165]	Ograniczenie prędkości ma wpływ na dobór prędkości przez kierowcę w ruchu swobodnym; wpływ ten będzie jednak zależny od charakterystyki kierowców, a także stopnia egzekwowania przepisów
Szerokość pasa ruchu i pobocza wolnego od przeszkód	[164]	Spadek szerokości pasa ruchu poniżej 3,6 m może powodować spadek v_{sw} o 3,1-10,6 km/h; w przypadku pobocza, jego szerokość mniejsza niż 0,6 m może spowodować spadek v_{sw} o 6 km/h
Struktura ruchu i pochylenie podłużne	[5, 137]	Wraz ze wzrostem udziału pojazdów ciężkich spada średnia prędkość jazdy, co wynika z różnych prędkości wyjściowych dobieranych przez samochody osobowe i pojazdy ciężkie; w przypadku występowania pochylenia, wpływ ten rośnie, ze względu na słabsze parametry eksploatacyjne pojazdów ciężkich
Znajomość trasy/ lokalizacja drogi	[13, 165]	Prędkość w ruchu swobodnym przy identycznych warunkach drogowo-ruchowych w aglomeracji i poza nią jest różna; z lokalizacją drogi powiązana jest charakterystyka kierowców; zakłada się, że na drogach aglomeracyjnych kierowcy częściej znają trasę, którą się poruszają co wpływa na ich zachowania
Gęstość węzłów	[164]	Każdy wzrost uśrednionej (z 10 km) gęstości wjazdów i wyjazdów na 1 km drogi o 1 wjazd lub wyjazd powoduje redukcję prędkości o ok. 6,4 km/h
Warunki atmosferyczne	[4, 18, 21, 23, 95, 96, 122, 133, 139, 174]	Redukcja prędkości potwierdzana w pełnym zakresie natężeń dla opadów deszczu, opadów śniegu oraz stanu nawierzchni; szczególnie duża redukcja prędkości (do 30%) w przypadku intensywnych opadów śniegu; prędkość niższa przy mokrej nawierzchni względem suchej; spadek widzialności powoduje spadek średniej prędkości do 12%; wpływ temperatury i prędkości wiatru występuje tylko przy bardzo wysokich wartościach
Sezonowość	[18, 139, 154]	Różnice w prędkościach można obserwować sezonowo lub względem dni tygodnia, jednak wpływ może wynikać z różnic w natężeniu ruchu i warunków atmosferycznych (pośredni wpływ)
Pora dnia	[9, 18, 139, 154]	Przy braku oświetlenia dziennego obserwuje się spadek średniej prędkości o 7-8%

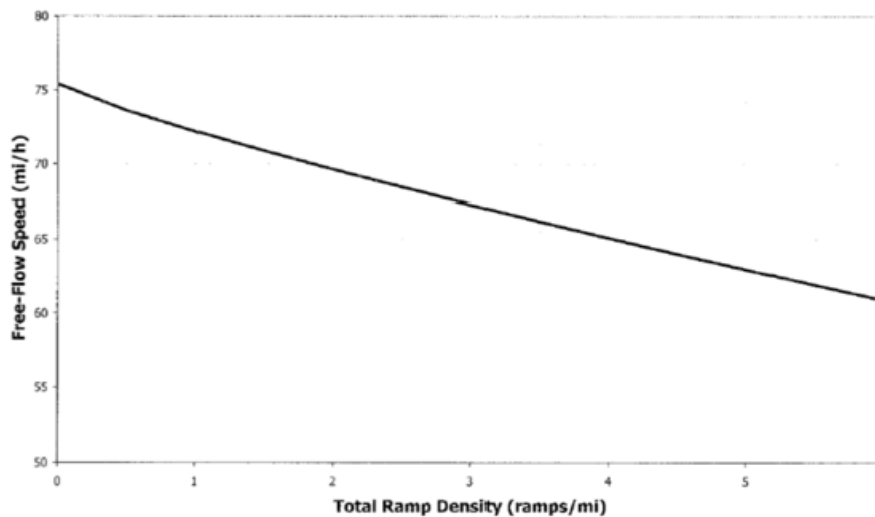
Źródło: opracowanie własne na podstawie źródeł literatury zestawionych w kol. 2

Na rysunkach 2.16 - 2.17 przedstawiono przykładowe wyniki badań wpływu wybranych czynników na średnią prędkość. Na tej podstawie można zaobserwować wyraźny wpływ warunków atmosferycznych, pory dnia, pory roku czy gęstości wjazdów i wyjazdów na warunki ruchu.



Źródło: [18]

Rys. 2.16. Wpływ wybranych czynników na średnią prędkość: (a) krzywe $v(q)$ dla różnych warunków atmosferycznych i oświetlenia, (b) krzywe $v(q)$ w zależności od pory roku



Źródło: [165]

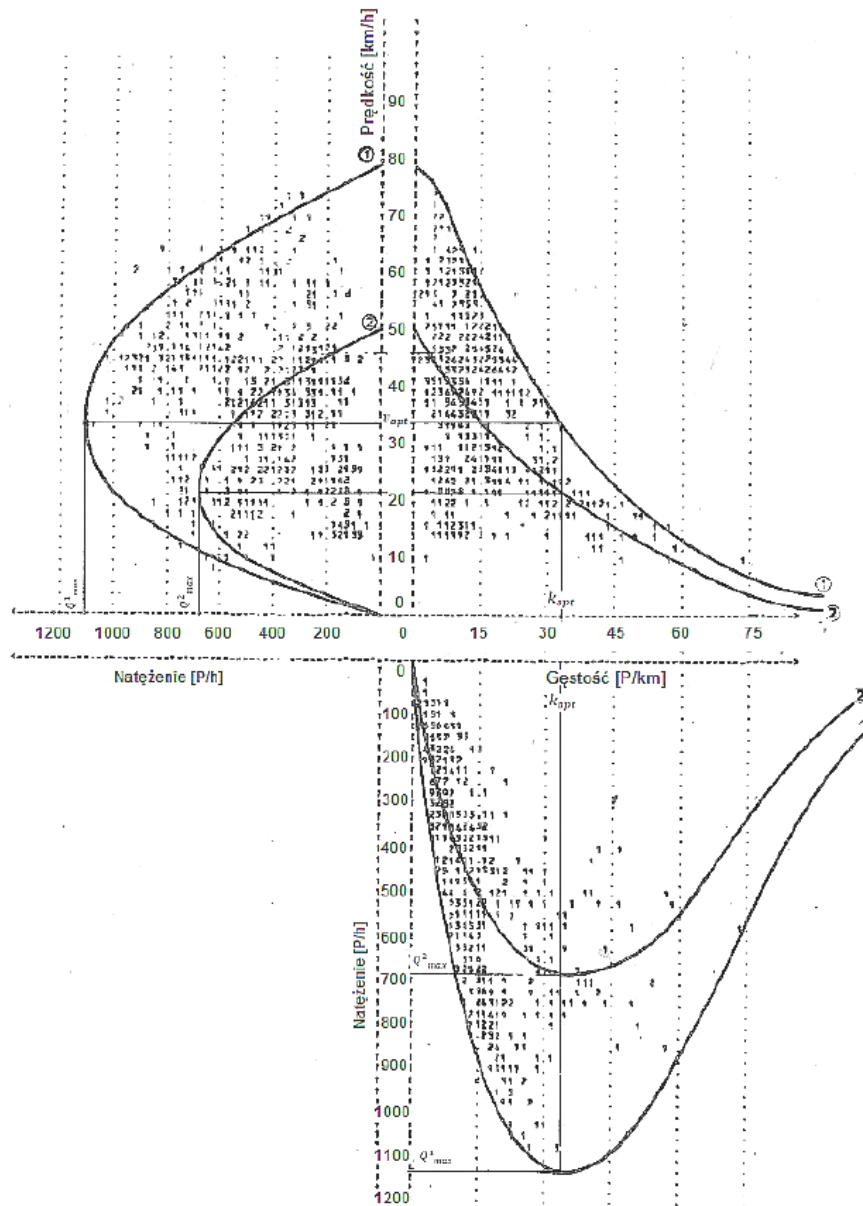
Rys. 2.17. Zależność średniej prędkości w ruchu swobodnym od gęstości wjazdów i wyjazdów

2.6. Stan badań w Polsce

Badania nad ruchem potoku pojazdów w Polsce sięgają końca lat 60. i lat 70. ubiegłego roku. W okresie tym prace badawcze prowadzili m.in. Krystek [70, 88–90, 92, 175], Suchorzewski [150], Tracz [159] czy Jabłoński [74]. Znaczący polski wkład w dziedzinie należy do prof. Krystka, który badaniom ruchu potoku pojazdów poświęcił znaczną część swojej kariery naukowej. W swojej rozprawie doktorskiej, nad którą pracował w latach 60. ubiegłego wieku, a opublikował w 1970 roku, prof. Krystek poruszył tematykę rozkładów fundamentalnych parametrów ruchu potoku pojazdów [92]. Prace nad badaniem ruchu potoku pojazdów kontynuował także w kolejnych latach, czego efektem była praca habilitacyjna opublikowana w 1980 roku, w której zaproponował model zależności $q-v-k$ (2.31) dla warunków miejskich, będący rozwinięciem modelu Greenshields'a [91]. Jest to w zasadzie jedyny polski model zależności pomiędzy fundamentalnymi parametrami ruchu potoku pojazdów, który powstał na przestrzeni ostatnich niemal 40 lat.

Po badaniach prof. Krystka z 1980 roku badania fundamentalnych parametrów ruchu potoku pojazdów podjęli się naukowcy z Politechniki Gdańskiej, Politechniki Warszawskiej i ówczesnej

Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy. Wynikiem prac były wytyczne do opracowania metody obliczania przepustowości dla dróg dwujezdniowych [75] opublikowane w 1986 roku. W ramach tych prac prowadzono badania nad zależnością $q-v-k$ i charakterystyką parametrów ruchu potoku pojazdów (rozkład ruchu na pasy, odstępy, rozkłady indywidualnych prędkości), bazując na danych z 3 poligonów badawczych obejmujących drogi dwujezdniowe o ruchu nieprzerywanym. Ze względu na małą liczbę poligonów badawczych zaproponowana w opracowaniu metoda bazowała w dużej mierze na założeniach metody HCM 65 [113].



Źródło: [91, 141]

Rys. 2.18. Krzywe reprezentujące zależność $q-v-k$ w ruchu miejskim wyznaczone z modelu prof. Krystka

Od czasu badań przeprowadzonych przez prof. Krystka w latach 70. i 80. [70, 88–92, 175] i badań realizowanych w ramach próby utworzenia polskiej metody obliczania przepustowości [75] w Polsce przez wiele lat nie pogłębiano kompleksowo tematyki modelowania zależności między podstawowymi parametrami ruchu potoku pojazdów. W 2015 roku na Politechnice Gdańskiej została obroniona praca

magisterska dotycząca makroskopowych modeli zależności między fundamentalnymi parametrami ruchu potoku pojazdów na drogach miejskich i ekspresowych, która wskazała na duży potencjał wykorzystania istniejących modeli q-v-k w warunkach polskich [110, 141].

Podobnie, jak w przypadku modelowania zależności fundamentalnej, również w zakresie innych teorii i modeli teorii ruchu potoku pojazdów zainteresowanie badaczy było raczej niewielkie. Przeglądając polską literaturę z ostatnich lat w szczególności natknąć się można na publikacje dotyczące wykorzystania modeli automatów komórkowych do analizy ruchu drogowego [15, 105, 108, 130] czy też duże zainteresowanie metodami symulacyjnymi, bazującymi na modelu jazdy za liderem [19, 40, 87, 152].

Pomimo niewielu prac skupiających się kompleksowo na modelowaniu ruchu potoku pojazdów, w Polsce na przestrzeni lat prowadzone było wiele badań nad poszczególnymi parametrami ruchu potoku pojazdów lub wpływem wybranych czynników na te parametry. Można tu wymienić:

- badania prędkości pojazdów prowadzone przez Kempę [78],
- badania prędkości pojazdów prowadzone przez Szczuraszka [153–156],
- badania prędkości pojazdów i ich wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego prowadzone przez Gacę [46–49],
- badania Żochowskiej i Soboty związane z wykorzystaniem zależności między prędkością i natężeniem do analizy zakłóceń [182],
- badania zmienności natężeń ruchu, realizowane przez Splawińską [147],
- badania wpływu wybranych czynników na zależność q-v-k na drogach dwupasowych, prowadzone przez Gacę i Tracza [160],
- badania wpływu warunków atmosferycznych na parametry ruchu, realizowane przez Gacę i in. [50], Romanowską i in. [139, 140], Oskarskiego i in. [124], Szczuraszka [155],
- badania nad niezawodnością ruchu i czasem podróży, realizowane przez Olszewskiego i in. [123],
- ogólnopolskie badania wpływu prędkości pojazdów na bezpieczeństwo ruchu drogowego prowadzone przez Gacę i Jamroza w ramach Konsorcjum Signalco – TRAFIK na zlecenie Sekretariatu Krajowej Rady Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego [48].

Dodatkowo prowadzonych było wiele badań dotyczących przepustowości i warunków ruchu np. na drogach dwupasowych [60, 89, 125], skrzyżowaniach [24, 28, 159] i rondach [106], które wpisują się w rozwój zagadnienia w Polsce i na świecie.

Na przestrzeni lat powstały również zbiorowe opracowania stanowiące bazy wiedzy [27, 51] oraz zawierające wytyczne do projektowania i planowania dróg - w odniesieniu do A+S wymienić można kompleksowe opracowanie dotyczącego węzłów drogowych [93, 94] czy opracowane w ostatnich latach wytyczne poszerzania przekrojów dróg dwujezdniowych [76]. Rezultatem ostatnich wytycznych było m.in. wskazanie na konieczność opracowania polskiej metody obliczania przepustowości i warunków ruchu. Ta z kolei nie powstała w Polsce przez wiele lat, co prawdopodobnie wynikało z niewielu poligonów badawczych (w Polsce dopiero po 2004 roku nastąpił systematyczny wzrost długości A+S, do tego momentu sieć A+S liczyła zaledwie kilkaset kilometrów), ubogiej sieci stacji ciągłego pomiaru ruchu, a w rezultacie braku dostępu do danych, z którego wynikała konieczność wykonywania drogich badań ruchu. Stąd, do analiz warunków ruchu na A+S przez lata wykorzystywano niemal

w bezpośrednim przekładzie metodę amerykańską HCM [58], właściwie ignorując polskie badania z lat 80. i opracowane wtedy elementy metody dla dróg dwujezdniowych [75]. Dopiero w 2016 roku, w ramach realizacji projektu RID-2B, zostały podjęte badania mające na celu opracowanie nowej polskiej metody, do której wkład stanowią będą również wyniki badań prowadzonych w ramach realizacji niniejszej pracy doktorskiej.

2.7. Wnioski ze studiów literatury

Teoria ruchu potoku pojazdów jest niewątpliwie bardzo szeroką dziedziną wiedzy. Wykorzystując język matematyki, opisuje interakcje występujące pomiędzy drogą i jej otoczeniem a pojazdem i jego kierowcą. Od lat 30. ubiegłego wieku, wraz z rozwojem motoryzacji i sieci drogowej, na świecie nastąpił istotny rozwój tej dziedziny wiedzy. Powstawały kolejne teorie, jak np. analogia hydrodynamiczna, model ruchu za pojazdem czy teoria kolejek.

Podczas, gdy na świecie osiągnięto duży postęp w rozwoju badań nad teorią ruchu potoku pojazdów, w Polsce, od czasów badań prof. Krystka, czyli od niemal 30 lat, poświęcono jej niewiele uwagi. Dotychczas brakowało polskich badań, które za pomocą modeli pozwoliłyby w najlepszy sposób opisać zjawisko ruchu potoku pojazdów na polskich drogach. Wypełnienie tej luki wymaga prowadzenia badań empirycznych oraz sprawdzenie na ich podstawie istniejących teorii i modeli lub też zaproponowanie nowych, które mogłyby przyczynić się do dania polskiego wkładu w rozwój teorii ruchu potoku pojazdów na świecie.

W rozdziale 2.3 wykazano, że spoiwem kolejnych teorii i modeli w teorii ruchu potoku pojazdów jest zależność fundamentalna, tj. zależność występująca pomiędzy średnią prędkością, gęstością i natężeniem ruchu potoku pojazdów. Teoria ta, począwszy od lat 30. XX wieku, była przedmiotem zainteresowania wielu badaczy, natomiast jej założenia leżą u podstaw kolejnych powstałych teorii. Stąd, badania nad zależnością fundamentalną, jako podstawą teorii ruchu potoku pojazdów mogą otworzyć drzwi do dalszego zgłębiania wiedzy nad mechanizmami poruszania się potoku pojazdów.

Poprzez przejrzystość i łatwą interpretację, zależność fundamentalna jest wykorzystywana powszechnie w metodach wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla A+S. Brak polskich badań spowodował, że przez lata w Polsce korzystało się w tym celu z badań zagranicznych, których nie weryfikowano dla warunków polskich. Przykładem może być model HCM zależności między średnią prędkością a natężeniem stosowany w Polsce od 1995 roku [58]. Wskazana w ostatnich latach konieczność powstania nowej, polskiej metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu [76] wiąże się więc z koniecznością przeprowadzenia badań empirycznych, a także poszukiwania modelu zależności fundamentalnej, który w najlepszy sposób opisywałby zależność między podstawowymi parametrami ruchu potoku pojazdów, tj. natężeniem, prędkością i gęstością potoku pojazdów. Nie wyklucza to możliwości wykorzystania wyników badań zagranicznych, konieczne jest jednak ich zweryfikowanie z danymi z polskich dróg i adaptacja do warunków polskich.

Powyższe wnioski pozwoliły na scharakteryzowanie problemu oraz sformułowanie celów i założeń realizacji niniejszej pracy doktorskiej, które przedstawiono w kolejnym rozdziale.

3. CELE, ZAŁOŻENIA, TEZY I METODYKA PRACY

3.1. Cele pracy

Na podstawie wniosków z przeglądu literatury oraz wyników wstępnych analiz warunków ruchu na przykładzie drogi ekspresowej S6 w Gdańsku, określono cel główny oraz cele szczegółowe pracy. Celem głównym dysertacji jest **opracowanie modeli zależności między podstawowymi parametrami ruchu (prędkością, gęstością i natężeniem ruchu potoku pojazdów) na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych w Polsce**. Przewiduje się realizację celu głównego za pomocą naukowych i praktycznych celów szczegółowych.

Przyjęto trzy cele naukowe, które obejmują:

1. CN-1: Charakterystykę warunków ruchu potoku pojazdu na wybranych odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce oraz przeprowadzenie przeglądu i analizy grupy wybranych matematycznych modeli makroskopowych opisujących ruch potoków pojazdów na odcinkach dróg ekspresowych i autostrad wraz ze wskazaniem modeli najbardziej efektywnych.
2. CN-2: Opracowanie nowych makroskopowych modeli matematycznych odwzorowujących zależności pomiędzy fundamentalnymi parametrami ruchu potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce.
3. CN-3: Zidentyfikowanie i przeprowadzenie analizy czynników oddziałujących na fundamentalne parametry ruchu potoku pojazdów i zależność między nimi.

Celem praktycznym (CP) jest implementacja wyników prac teoretycznych do praktyki poprzez opracowanie nowych i oryginalnych elementów do nowej polskiej metody oceny warunków ruchu i obliczania przepustowości odcinków międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych (MOP-DZ) opracowywanej w ramach projektu RID-2B [25].

3.2. Założenia pracy

Praca obejmuje proces modelowania ruchu potoku pojazdów za pomocą analitycznych i deterministycznych modeli makroskopowych. Przedmiotem badań były jednorodne odcinki międzywęzłowe autostrad i dróg ekspresowych o przekroju 2x2 pasy ruchu, zlokalizowane w obszarach zamiejskich lub aglomeracyjnych.

Proces modelowania prowadzono w odniesieniu do idealnych warunków drogowo-ruchowych, w których występowały dobre warunki atmosferyczne i oświetlenie dzienne. Uzupełnieniem były analizy prowadzone dla rzeczywistych warunków drogowo-ruchowych, mające na celu ocenę wpływu wybranych czynników na fundamentalne parametry ruchu potoku pojazdów. W obu typach analiz pominięto okresy czasu, w których na analizowanych poligonach występowały zdarzenia drogowe (wg oficjalnych danych z Państwowej Straży Pożarnej lub na podstawie obserwacji plików wideo z pomiarów ruchu).

3.3. Tezy pracy

Postawiono następujące tezy pracy:

1. T-1: Ruch potoku pojazdów na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych można opisywać za pomocą istniejących modeli zależności między podstawowymi

parametrami ruchu potoku pojazdów (natężenie, prędkość, gęstość potoku pojazdów). Możliwy jest wybór grup takich modeli, które w dość dobry sposób, ale z pewnymi ograniczeniami, odwzorowują ruch potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych oraz ich adaptacja do warunków drogowo-ruchowych występujących w Polsce.

2. T-2: Możliwa jest także budowa nowego modelu makroskopowego zależności między podstawowymi parametrami ruchu potoku pojazdów (natężenie, prędkość, gęstość potoku pojazdów), konkurencyjnego w stosunku do dostępnych modeli lub lepiej odwzorowującego ruch potoku pojazdów na odcinkach dróg ekspresowych i autostrad w Polsce.
3. T-3: Warunki drogowo-ruchowe odbiegające od idealnych w widoczny sposób oddziałują na zmianę fundamentalnych parametrów ruchu potoku pojazdów. Możliwe jest wskazanie czynników związanych z warunkami drogowo-ruchowymi mających wpływ na zmiany fundamentalnych parametrów ruchu potoku pojazdów oraz określenie wielkości tego wpływu. W tym celu jako narzędzie badawcze może zostać wykorzystany opracowany model makroskopowy.
4. T-4: Opracowany model makroskopowy ruchu potoku pojazdów oraz pozostałe wyniki badań mogą posłużyć do opracowania nowych, oryginalnych elementów do polskiej metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych MOP-DZ.

3.4. Metodyka realizacji pracy

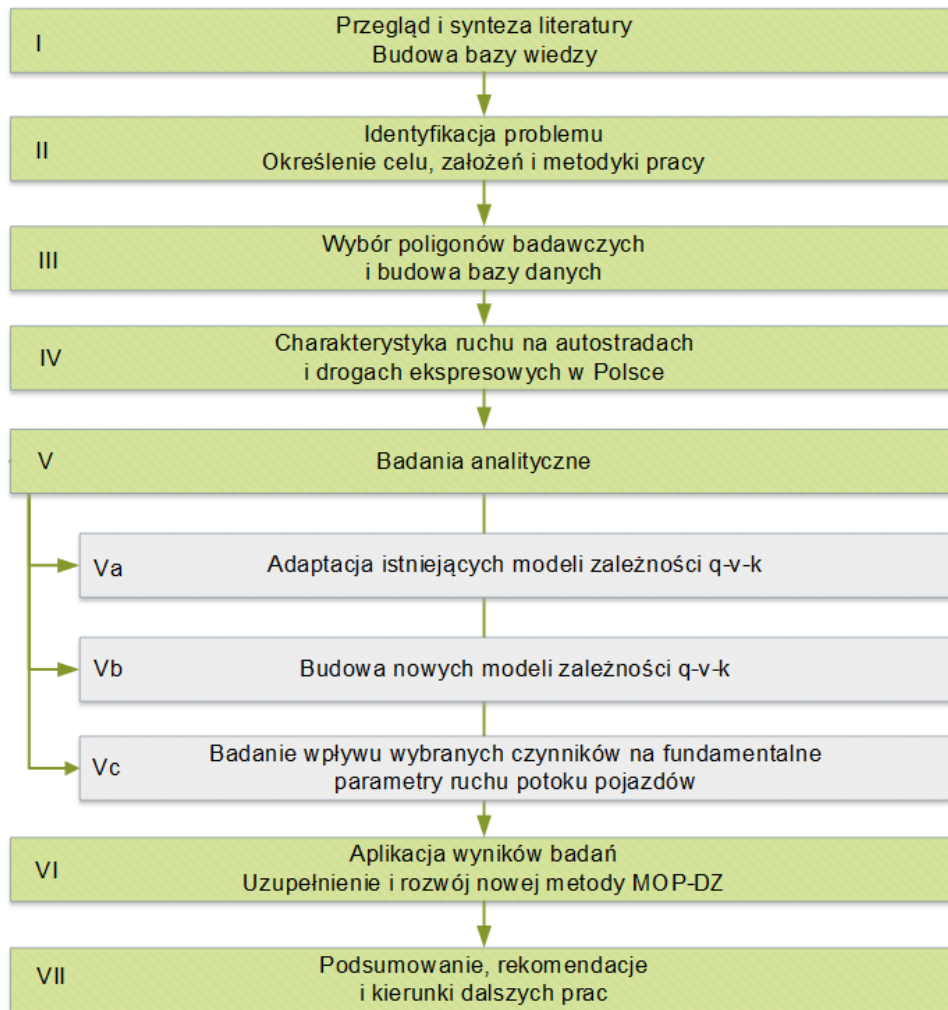
Dla potrzeb realizacji założonych celów i dowiedzenia przyjętych tez pracy przyjęto siedmioetapowy proces jej realizacji (rys. 3.1).

Etap I: Przegląd i synteza literatury. W ramach tego etapu przeprowadzony został szczegółowy przegląd literatury polskiej i zagranicznej w zakresie odpowiadającym podjętej problematyce badawczej. Wyniki przeglądu literatury zsyntetyzowano w rozdziale 2.

Etap II: Identyfikacja problemu. Przegląd literatury pozwolił na identyfikację luki badawczej oraz określenie celów, planu badań oraz zakres prac badawczych. Na tej podstawie wyznaczono cele, postawiono tezy oraz sformułowano założenia pracy, które zaprezentowano w rozdziale 3.

Etap III: Wybór poligonów badawczych. Etap ten obejmował: wybór poligonów badawczych; zebranie dostępnych danych o ruchu, warunkach atmosferycznych, warunkach oświetlenia, występowaniu zdarzeń drogowych; opracowanie metodyki oraz budowę bazy danych; wybór interwałów czasowych do analiz; wyznaczenie warunków wzorcowych do analiz. Poszczególne elementy opisano w rozdziale 4.

Etap IV: Charakterystyka ruchu na autostradach i drogach ekspresowych. Na tym etapie zapoznano się ze stanem i planowanym rozwojem sieci autostrad i dróg ekspresowych oraz charakterystyką ruchu pojazdów na tych drogach (natężenia ruchu, prędkości, warunki ruchu). Dla poligonów badawczych przeprowadzono szczegółową analizę ruchu potoku pojazdów i zależności pomiędzy poszczególnymi jego parametrami. Wnioski wyciągnięte z realizacji tego etapu posłużyły do określenia założeń i opracowania metodyki dalszych badań empirycznych. Realizację tego etapu opisano w rozdziale 5.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 3.1. Metodyka realizacji prac badawczych

Etap V: Badania analityczne. Na tym etapie prowadzone były prace badawcze będące podstawą niniejszej pracy doktorskiej. Prace te obejmowały:

- **Etap Va: Adaptację istniejących modeli zależności $q-v-k$.** Etap obejmował: opracowanie założeń oraz metodyki oceny istniejących makroskopowych modeli matematycznych zależności pomiędzy fundamentalnymi parametrami ruchu potoku pojazdów; adaptację istniejących modeli, ich porównanie i ocenę; wskazanie najbardziej efektywnych modeli. Realizację etapu opisano w rozdziale 6.4.
- **Etap Vb: Budowę nowych modeli zależności $q-v-k$.** Etap obejmował: opracowanie założeń oraz metodyki do budowy i oceny nowych makroskopowych modeli matematycznych zależności pomiędzy fundamentalnymi parametrami ruchu potoku pojazdów; budowa nowych modeli, ich porównanie i ocenę; wskazanie najbardziej efektywnych modeli. Realizację etapu opisano w rozdziale 6.5.
- **Etap Vc: Badanie wpływu wybranych czynników na fundamentalne parametry ruchu potoku pojazdów.** Etap obejmował: identyfikację czynników oddziałujących na parametry ruchu potoku pojazdów; analizę wpływu wybranych czynników związanych z drogą i jej otoczeniem, ruchem potoku pojazdów, warunkami atmosferycznymi i oświetlenia na parametry ruchu potoku pojazdów,

w tym z wykorzystaniem opracowanego modelu makroskopowego jako narzędzia badawczego. Realizację etapu opisano w rozdziale 7.

Etap VI: Aplikacja wyników badań. W etapie tym zaproponowano możliwości rozwoju nowej polskiej metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla odcinków międzywęzłowych autostrad i dróg ekspresowych (metoda MOP-DZ), poprzez praktyczne wykorzystanie wyników badań z niniejszej pracy. Realizację tego etapu opisano w rozdziale 8.

Etap VII: Podsumowanie. Realizacja prac badawczych pozwoliła na sformułowanie wniosków i rekomendacji oraz wskazanie kierunków dalszych badań, które opisano w rozdziale 9.

4. POLIGON BADAWCZY I BAZY DANYCH

4.1. Wybór poligonów badawczych

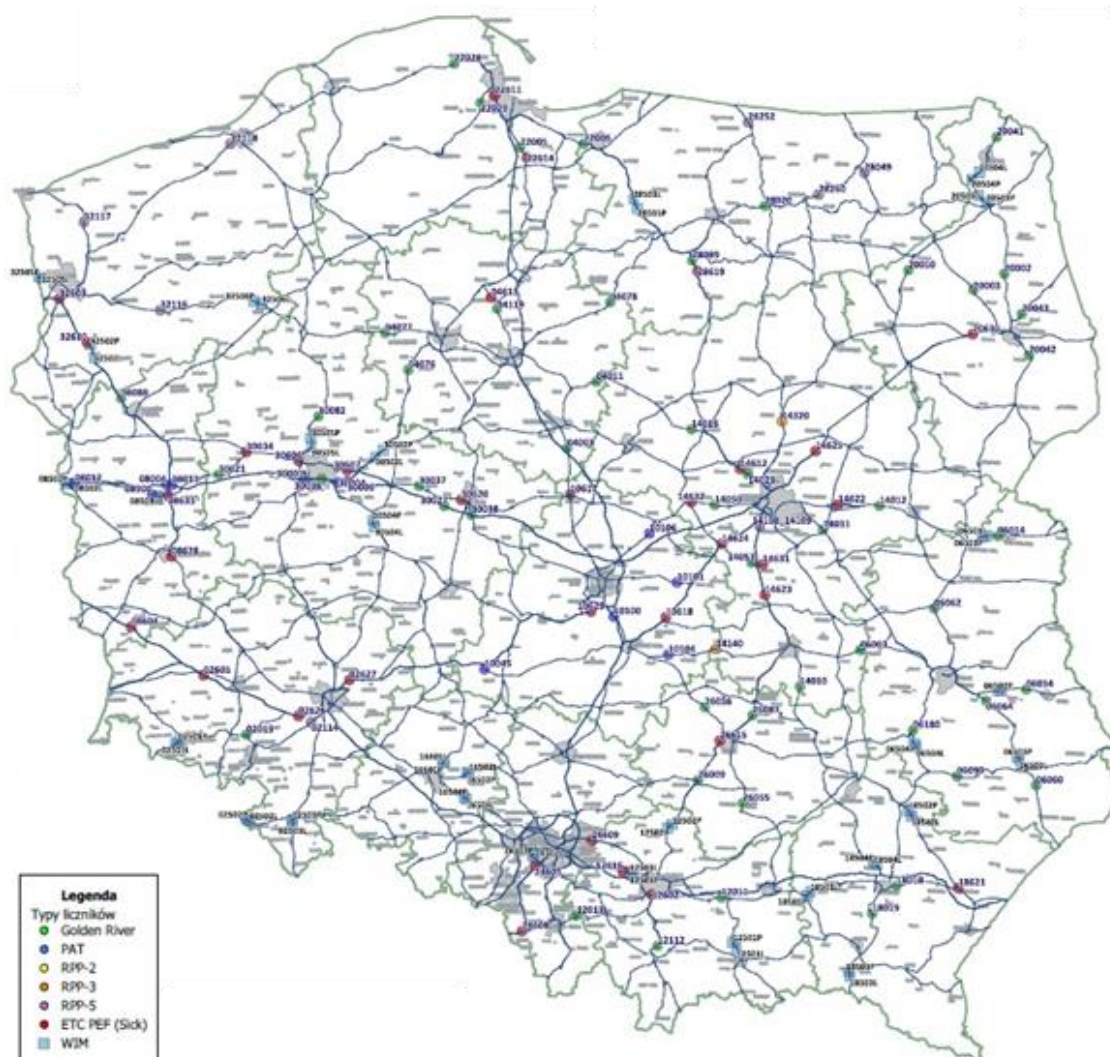
Realizacja założonego programu badań wymagała zebrania danych o ruchu pojazdów na wielu odcinkach dróg ekspresowych i autostrad w Polsce. Podstawowym źródłem danych o ruchu pojazdów na sieci dróg krajowych i wojewódzkich w Polsce są wyniki Generalnego Pomiaru Ruchu, który prowadzony jest systematycznie co pięć lat, według określonej procedury, na wszystkich odcinkach tych dróg. Ponadto na drogach krajowych GDDKiA zainstalowała ponad 100 punktów pomiaru ruchu pojazdów tzw. Stacje Ciągłego Pomiaru Ruchu (SCPR), w których pomiar wybranych parametrów ruchu prowadzony jest w sposób ciągły. Ponadto dla potrzeb realizacji różnych projektów inwestycyjnych oraz projektów badawczych (np. w ramach projektu RID-2B) wykonuje się specjalnie dedykowane pomiary ruchu potoków pojazdów. W pracy doktorskiej wykorzystano dane o ruchu potoków pojazdów z wybranych stacji pomiaru ciągłego oraz wyniki badań terenowych prowadzonych w ramach projektu badawczego RID 2B, realizowanego w ramach wspólnego programu badawczego Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad i Narodowego Centrum Badan i Rozwoju [27].

4.1.1. Dane z pomiarów ciągłych ruchu pojazdów na sieci dróg

Rozmieszczenie Stacji Ciągłego Pomiaru Ruchu (SCPR) przedstawiono na rysunku 4.1. Można zaobserwować, że stacje pomiarowe koncentrują się szczególnie w obszarach dużych aglomeracji, głównie w centralnej Polsce. W Polsce prowadzi się 2 rodzaje pomiarów ciągłych [57]:

- automatyczny, bardzo precyzyjny, z wykorzystaniem urządzeń pomiarowych zainstalowanych na bramownicach PEF systemu viaTOLL oraz realizowany na stacjach typu WIM (stacje preselektywnego ważenia w ruchu, ang. *weight-in-motion*),
- półautomatyczny, o mniejszej dokładności, z wykorzystaniem systemów pomiarowych typu Golden River, PAT czy RPP.

Na całej sieci drogowej zainstalowane są (nie licząc WIM) łącznie 103 liczniki ruchu, w tym 30 urządzeń PEF (dane na dzień 28.03.2019 r.). Niestety, ze względu na uwarunkowania prawne oraz formalne (umowa utrzymaniowa GDDKiA z firmą Kapsch) nie ma możliwości pozyskania szczegółowych danych z urządzeń PEF. Poszczególne SCPR różnią się między sobą liczbą mierzonych parametrów ruchu oraz zakresem zbieranych danych. Wszystkie SCPR realizują podstawowy cel, jakim jest zliczanie pojazdów, większość dodatkowo klasyfikuje pojazdy (określa strukturę rodzajową potoku pojazdów). W wybranych systemach pomiarowych typu PEF, WIM, Golden River i PAT [147], możliwy jest pomiar i rejestracja prędkości pojazdów. Uzyskanie danych surowych możliwe jest wyłącznie w przypadku stacji PEF, PAT i WIM. Agregacja parametrów ruchu pojazdów (zwykle do 1 godziny) w przypadku pozostałych stacji spowodowała jednoznacznie wykluczenie ich z programu badań w niniejszej pracy.



Źródło: GDDKiA

Rys. 4.1. Lokalizacja Stacji Ciągłego Pomiaru Ruchu na sieci dróg w Polsce

Z uwagi na tematykę i zakres pracy, przyjęto następujące kryteria doboru SCPR dla celów pozyskania danych o ruchu na potrzeby prowadzonych badań:

- lokalizacja na jednorodnym odcinku międzywęzłowym A+S, poza obszarem oddziaływania węzłów drogowych (przyjęto, że stacja pomiarowa powinna być zlokalizowana na odcinku międzywęzłowym drogi min. 1 km od końca pasa włączenia lub początku pasa wyłączenia lub zmiany przekroju drogi),
- rejestracja pojazdów z uwzględnieniem struktury rodzajowej (min. 2 klasy pojazdów: lekkie i ciężkie),
- pomiar i rejestracja prędkości pojazdów,
- możliwość uzyskania danych pierwotnych (niezagregowanych) w układzie pojazd za pojazdem.

Powyższe kryteria (poza stacjami PEF, dla których nie są dostępne dane) spełniają jedynie stacje PAT i WJM. Stacje PAT (których liczba w sieci dróg krajowych wynosi zaledwie 12 – stan w maju 2019 r.) wyposażone są w liczniki AVC 100. Pomiar jest wykonywany z wykorzystaniem podwójnej pętli indukcyjnej. Urządzenia zliczają i klasyfikują pojazdy (9 kategorii pojazdów), a także realizują pomiar indywidualnych prędkości pojazdów (w zakresie: 1-250 km/h), długości pojazdów i utrzymywanych odstępów między pojazdami. Stacje WJM (w sieci dróg krajowych w Polsce zainstalowanych jest ok. 60

stacji – stan w maju 2019 r.) umożliwiają pomiar masy pojazdów w trakcie ruchu. Dane pozyskane z takiej stacji służą zasadniczo celom wyznaczania rozkładów osi pojazdów czy określania oddziaływania pojazdów ciężkich na nawierzchnie [32]. Niemniej jednak stacje WIM umożliwiają uzyskanie podobnego zakresu danych jak w przypadku stacji PAT na potrzeby analiz ruchu potoku pojazdów.

Biorąc pod uwagę wskazane kryteria doboru SCPR, pozyskano od GDDKiA dane z 7 stacji ciągłego pomiaru ruchu (SCPR) zlokalizowanych na A+S, w jednym lub dwóch kierunkach. W tablicach 4.1-4.2 zestawiono i scharakteryzowano wybrane do dalszych prac poligony badawcze, w których był realizowany ciągły pomiar ruchu pojazdów.

Tablica 4.1. Zestawienie poligonów badawczych – pomiar ciągły

Nr poligonu	Droga (lokalizacja)	Kierunek	Km drogi	Okres pomiarów	Liczba zarejestrowanych pojazdów w mln
01-S6/OT	S6 (Obwodnica Trójmiasta)	Łódź	326,1	36 miesięcy (03.2014-02.2017)	37,5
02-S7/OPG	S7 (Obwodnica Płd. Gdańska)	Elbląg	0,6	2 miesiące (05.2015,10.2015)	1,5
03-S11/PO	S11 (Poznań)	Piła	24,9	26 miesięcy (01.2015-02.2017)	11,0
04-S5/PO	S5 (Poznań)	Bydgoszcz	32,7	26 miesięcy (01.2015-02.2017)	8,4
05-S3/GW	S3 (odcinek Szczecin – Gorzów Wlkp.)	Gorzów Wlkp.	35,1	12 miesięcy (01-12.2016)	2,5
06-S5/GN	S5 (odcinek Poznań – Gniezno)	Bydgoszcz	9,2	12 miesięcy (01-12.2016)	2,6
07-A2/PO	A2 (Poznań)	Świecko	176,0	26 miesięcy (01.2015-02.2017)	16,1

źródło: opracowanie własne

Tablica 4.2. Charakterystyka poligonów badawczych – pomiar ciągły

Nr poligonu	Prze-krój	SDRR [P/24h]	UC [%]	Lokalizacja/obszar	Prędkość dopuszczalna v_{dop} [km/h]	Ograniczenie szerokości pobocza	Gęstość wjazdów i wyjazdów [liczba/km]
01-S6/OT	2x2	73937	9	aglomeracja	120	X	0,50
02-S7/OPG	2x2	22190	21	aglomeracja	120	X	0,55
03-S11/PO	2x2	28464	26	aglomeracja	120	X	0,71
04-S5/PO	2x2	22509	28	aglomeracja	120	X	0,71
05-S3/GW	2x2	13603	17	zamiejska	120	X	0,20
06-S5/GN	2x2	22509	28	zamiejska	120	X	0,40
07-A2/PO	2x2	38593	28	aglomeracja	140	X	0,50

źródło: opracowanie własne

Wybrane stacje ciągłego pomiaru ruchu pojazdów działają na zasadzie automatycznego wykrywania pojazdu za pomocą dwóch detektorów z pętlami indukcyjnymi zainstalowanymi na każdym pasie ruchu. Wykrywany jest moment (czas bieżący) pojawienia się pojazdu nad pętlami indukcyjnymi położonymi w stałej odległości od siebie. Na tej podstawie obliczane są parametry:

- pojedynczego pojazdu: rodzaj pojazdu (lekki, ciężki), długość pojazdu, czas przejazdu pojazdu między pętlami indukcyjnymi, prędkość pojazdu, odstęp do poprzedniego pojazdu, czas zajęcia detektora,

- potoku pojazdów w wybranym przedziale czasu (wyznaczone na podstawie parametrów pojedynczego pojazdu): natężenie ruchu, struktura rodzajowa potoku, prędkość średnią potoku pojazdów, stopień zajęcia detektora lub gęstość potoku pojazdów.

Bardzo dużym problemem w przypadku korzystania z danych z SCPR jest ich lokalizacja na odcinkach o niewielkim natężeniu ruchu (

tablica 4.2), z wyjątkiem drogi ekspresowej S6, gdzie średnioroczne dobowe natężenie ruchu sięga 80 tys. P/24h, a najwyższe dobowe natężenia latem przekraczają 100 tys. P/24h. Niewielkie natężenia ruchu w pozostałych punktach pomiarowych mogą uniemożliwić analizę ruchu wymuszonego w tych przekrojach, ze względu na brak lub jego niewielką reprezentację. Z tego względu poligon na drodze ekspresowej S6 potraktowano jako bazowy, którego uzupełnieniem są dane z pozostałych stacjach SCPR.

Dane z pomiarów ciągłych ruchu drogowego zostały wykorzystane w pracy w następujących celach:

- dla potrzeb badania parametrów i zależności między parametrami ruchu potoku pojazdów (natężenie, prędkość, gęstość, średnie odstępy, struktura rodzajowa, rozkład ruchu na pasy) – rozdział 5.2.3,
- dla potrzeb wyznaczenia warunków wzorcowych do analizy zależności q-v-k – rozdział 4.4,
- dla potrzeb adaptacji i analizy istniejących modeli q-v-k – rozdział 6.4,
- dla potrzeb budowy i analizy nowych modeli q-v-k – rozdział 6.5,
- dla potrzeb analizy wpływu wybranych czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia na parametry ruchu potoku pojazdów – rozdział 7.3,
- dla potrzeb opracowania nowych elementów polskiej metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla odcinków międzywęzłowych A+S – rozdział 8.2.

4.1.2. Dane z pomiarów ruchu pojazdów prowadzonych w ramach projektu badawczego RID-2B

Jako uzupełnienie danych ze stacji ciągłego pomiaru ruchu SCPR do niektórych rodzajów analiz wykorzystano wyniki pomiarów realizowanych w ramach projektu RID-2B. Do badań terenowych wybrano wyłącznie odcinki dróg ekspresowych i autostrad o przekroju 2x2, łącznie 16 poligonów badawczych (tablica 4.3). Badania terenowe prowadzone były w okresie marzec – październik 2017, przez okres min. 24h, z wykorzystaniem równolegle pracujących urządzeń rejestrujących i pomiarowych MioVision Scout i ANPR. Odcinki dróg do prowadzenia pomiarów terenowych wybrano na podstawie czteroetapowej procedury, w której zostały uwzględnione kryteria obejmujące m.in. klasę drogi, przekrój (liczba i szerokość pasów ruchu, występowanie poboczy), dopuszczalną prędkość, natężenie ruchu, ale też fizyczną możliwość przeprowadzenia pomiarów [27].

W tabelicy 4.4 zestawiono liczbę poligonów badawczych według lokalizacji, prędkości dopuszczalnej i charakteru drogi. Większość poligonów znajduje się w obszarach aglomeracji. W obszarze zamiejskim brakuje reprezentacji odcinków o prędkości dopuszczalnej 120 km/h typowej dla dróg ekspresowych w Polsce.

Tablica 4.3. Zestawienie wykorzystanych poligonów badawczych z badań terenowych prowadzonych w ramach projektu badawczego RID-2B

ID	Nr drogi	Lokalizacja	Kierunek	Prędkość dopuszczalna	Obszar *	Gęstość wjazdów i wyjazdów	Teren	Szerokość pobocza	SDRR	UC
				v_{dop} [km/h]		[liczba/km]		[m]		
01	A1	Rebielcz	SW	140	Z	0,2	płaski	3,0	26951	17
02	A1	Rebielcz	NW	140		0,2				
05	A2	Poznań	WW	120	A	0,4		3,0	60831	23
06	A2	Poznań	EW	120		0,4				
07	A2	Łódź	EW	140	Z	0		3,0	38885	20
08	A2	Łódź	WW	140		0				
09	A2	Pruszków	WW	140	A	0,7		3,0	56908	10
10	A2	Pruszków	EW	140		0,6				
11	A4	Kąty Wrocław.	WW	110	Z	0,2		0,5	47570	24
12	A4	Kąty Wrocław.	EW	110		0,4				
15	A4	Kraków	NW	140	A	0,6		3,0	64066	13
16	A4	Kraków	SW	140		0,6				
23	S6	Gdynia	NW	100	A	0,7		1,5	61559	10
24	S6	Gdynia	SW	100		0,6				
25	S6	Gdańsk	NW	120	A	0,7		1,5	73937	9
26	S6	Gdańsk	SW	120		0,8				

źródło: opracowanie własne

* Z – zamiejski, A - aglomeracyjny

Tablica 4.4. Zestawienie liczby poligonów pomiarowych według przekroju, lokalizacji i prędkości dopuszczalnej

Przekrój drogi	Prędkość dopuszczalna v_{dop} [km/h]	Charakter obszaru		Razem
		zamiejski	aglomeracyjny	
2x2	100	0	2	2
	110	2	0	2
	120	0	4	4
	140	4	4	8
RAZEM		6	10	16

źródło: opracowanie własne

Informacje na temat metodyki realizacji pomiarów zawiera dokumentacja projektu RID-2B [27]. Wyniki pomiarów uzyskane w ramach projektu RID-2B pozwalają na wyznaczenie następujących parametrów ruchu:

- pojedynczego pojazdu: rodzaj pojazdu (lekki, ciężki), prędkość pojazdu, odstęp do poprzedniego pojazdu,
- potoku pojazdów w wybranym przedziale czasu (wyznaczone na podstawie parametrów pojedynczego pojazdu): natężenie ruchu, struktura rodzajowa potoku, prędkość średnią potoku pojazdów, gęstość potoku pojazdów.

Dane z badań terenowych wykonanych w ramach projektu badawczego RID-2B zostały wykorzystane w pracy doktorskiej w następujących celach:

- dla potrzeb weryfikacji wybranego modelu q-v-k dla odcinków dróg o różnych warunkach drogowo-ruchowych – rozdział 6.7,
- dla potrzeb analizy wpływu wybranych czynników związanych z drogą i jej otoczeniem oraz ruchem pojazdów na parametry ruchu potoku pojazdów – rozdziały 7.1, 7.2,
- dla potrzeb opracowania nowych elementów polskiej metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych A+S – rozdział 8.2.3.

4.2. Budowa bazy danych

W badaniach wykorzystano elementy baz danych zbudowanych w ramach projektu RID-2B dla poligonów, gdzie realizowane były badania terenowe. W przypadku pomiarów ciągłych, budowa baz danych była elementem niniejszej pracy. Budowa baz danych z pomiarów ciągłych przebiegała w trzech etapach:

- I. gromadzenie danych,
- II. import, weryfikacja danych oraz budowa baz danych surowych,
- III. budowa bazy danych zagregowanych.

Etap I. Gromadzenie danych. Dane o ruchu pojazdów zostały pozyskane z systemu pomiarów ciągłych SCPR z Centrali GDDKiA. Dane pozyskano w postaci pierwotnej, w formacie pojazd za pojazdem, w postaci plików tekstowych .txt lub .csv, dla określonego okresu czasu. Dane w postaci pierwotnej obejmowały dane o indywidualnych pojazdach, tj.: datę i czas pojawienia się pojazdu na detektorze, pas ruchu, długość pojazdu, prędkość chwilowa pojazdu, rodzaj pojazdu. Na podstawie tych danych wyznaczono ponadto indywidualne odstępy przed i za każdym pojazdem oraz indywidualny czas zajętości detektora przez pojazd.

Uzupełnieniem danych o ruchu były dane o warunkach atmosferycznych, pozyskane z dwóch źródeł:

- z drogowych stacji meteorologicznych – dane uzyskane z Centrali GDDKiA; dane obejmowały m.in. temperaturę powietrza, temperaturę nawierzchni, intensywność opadów, stan nawierzchni w interwałach 10-minutowych,
- ze stacji meteorologicznych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej (IMGW); dane obejmowały m.in. temperaturę, sumę opadów, klasę widzialności poziomej w interwałach 1-godzinnych.

Dodatkowo pozyskano dane o wypadkach na wybranych drogach A+S w Polsce z projektu RID-4D¹⁰, obejmujące: datę i czas zdarzenia, jego szczegółową lokalizację, rodzaj zdarzenia (wypadki drogowe, roboty drogowe, inne zdarzenia), czas trwania utrudnień w ruchu, zakres utrudnień w ruchu (np. zamknięcie pasa ruchu lub zwężenie przekroju drogi).

Dane uzupełniono ponadto o pory dnia, obliczone na podstawie algorytmu uwzględniającego pozycję Ziemi względem Słońca, rotacji Ziemskiej oraz współrzędnych geograficznych obszaru, na którym zlokalizowana jest SCPR¹¹. W rezultacie uzyskano dla dowolnego dnia informację o czasie wschodu, zachodu, górowania Słońca, zmierzchu i świtu (astronomicznego, nawigacyjnego, cywilnego).

Etap II. Import, weryfikacja danych oraz budowa baz danych surowych. Zebrane dane o ruchu zostały zaimportowane do środowiska Microsoft SQL Studio, gdzie zostały poddane dalszej obróbce: weryfikacji oraz uporządkowaniu. Weryfikacja danych polegała na identyfikacji oraz usunięciu błędów, duplikatów, pustych wierszy, zerowych rekordów, a także błędów pomiaru w postaci np. prędkości pojazdów ciężkich czy długości pojazdów wykraczających poza oczekiwany zakres (np. prędkości pojazdów ciężkich pow. 120 km/h czy długości pojazdów powyżej 20 m). Wszystkie powyższe problemy dotyczyły łącznie ok. 2% rekordów, stąd założono, że poprawa wiarygodności danych nie wnosi ryzyka wpływu w ten sposób na natężenie ruchu. Uporządkowanie danych polegało na ich posortowaniu, przypisaniu unikatowego numeru ID oraz zaimportowaniu do bazy danych. Utworzoną w ten sposób

¹⁰ Dane oficjalne uzyskane od Państwowej Straży Pożarnej dla wybranych odcinków A+S

¹¹ Algorytm opisany na stronie: http://cybermoon.pl/wiedza/algorithms/wschody_slonca.html

bazę danych dla każdego poligonu badawczego nazwano bazą danych surowych. Przykład bazy danych surowych pokazano na rysunku 4.2.

t^2_3 id	pass_time	t^2_3 lane	1.2 speed	t^2_3 class	1.2 length	t^2_3 gap_behind	t^2_3 gap_front
3	01.03.2014 00:00:17	3	115,3	2	4,4	20	14
4	01.03.2014 00:00:23	1	106,7	2	4	7	23
5	01.03.2014 00:00:30	1	79,2	4	7,3	9	7
7	01.03.2014 00:00:37	3	75,4	6	8,6	17	20
8	01.03.2014 00:00:39	1	129,1	2	4,1	19	9
9	01.03.2014 00:00:54	3	102,9	4	5,5	9	17
11	01.03.2014 00:00:58	1	84,2	2	4,8	44	19
12	01.03.2014 00:01:02	4	128,3	2	5,1	99	7

Źródło: opracowanie własne

Rys. 4.2. Fragment bazy danych surowych o ruchu – 01-S6/OT

Etap III. Budowa bazy danych zagregowanych. Dane zostały zagregowane do 5 i 15-minutowych interwałów czasowych, w wyniku czego dla każdego poligonu badawczego utworzono bazę danych zagregowanych. Dla każdego interwału pomiarowego baza danych zawiera następujące dane:

- dane związane z czasem: rok, miesiąc, dzień, godzina, numer tygodnia, dzień tygodnia, pora roku, pora dnia (świt, dzień, noc, zmierzch), rodzaj dnia (dzień roboczy, weekend lub święto wolne od pracy, dzień roboczy w okresie ferii i wakacji),
- dane związane z warunkami atmosferycznymi: temperatura powietrza, stan opadów, intensywność opadów, stan nawierzchni, klasa widzialności poziomej,
- dane związane z występowaniem zdarzeń drogowych: informacja na temat wystąpienia zdarzenia w interwale pomiarowym,
- dane dotyczące ruchu pojazdów:
 - średnia prędkość (prędkość harmoniczna - prędkość średnia w przestrzeni), w tym z podziałem na pasy ruchu i według klasy pojazdu (samochód osobowy, pojazd ciężki),
 - odchylenie standardowe średniej prędkości, w tym z podziałem na pasy ruchu i według klasy pojazdu,
 - średnia prędkość w ruchu swobodnym (jako średnia prędkość samochodów osobowych utrzymujących odstęp minimum 7 sekund przed i 5 sekund za pojazdem),
 - natężenie ruchu, w tym z podziałem na pasy ruchu i według klasy pojazdu,
 - obliczeniowe natężenie ruchu, przyjmując współczynnik przeliczeniowy dla pojazdów ciężkich 2,4 samochodu osobowego¹²,
 - średnie odstępy między pojazdami, w tym z podziałem na pasy ruchu i według klasy pojazdu,
 - gęstość potoku pojazdów wyznaczona na podstawie wzoru (2.11), w tym w pojazdach rzeczywistych, obliczeniowych oraz z podziałem na pasy ruchu,
 - stopień zajętości detektora, wyznaczony na podstawie wzoru (2.9).

Fragment bazy danych zagregowanych przedstawia rysunek 4.3.

¹² Wartość przyjęta zgodnie z wynikami projektu RID-2B

interval	avg_speed	avg_speed	stdev_spe	avg_speed	stdev_spe	avg_FFS	avg_speed	avg_speed	avg_speed	stdev_spe
01.03.2014 00:00	106	106	31				105,5	99,9	137,5	99,9
01.03.2014 00:05	103,5	104,6	19,3	90,3			103,1	103,5		104,6
01.03.2014 00:10	98,4	98,4	16,1				100,2	98,4		98,4
01.03.2014 00:16	110,5	110,5	30,4				112,5	110,5		110,5
01.03.2014 00:21	98	104,5	23,3	76,6	3,7		104,3	97,6	99,5	105,9
01.03.2014 00:26	87,4	99,7	26,7	66,8	5		99,7	81,9	145,5	92,5
01.03.2014 00:30	87,9	96,4	23,2	65,1	15,3		96,3	86	96,6	96,4
01.03.2014 00:35	101,3	104,2	14,9	81,8	1,5		105	99,4	112,3	102,6
01.03.2014 00:40	89	100,4	28,4	72,6	7,6		116,6	85,7	130	96,1
01.03.2014 00:45	94,5	95,9	40,8	84,5			95,9	94,5		95,9
01.03.2014 00:50	98,9	106,1	30,7	79,9	0,1		105,3	98,9		106,1
01.03.2014 00:55	87,2	88,8	16,3	81,2	3		96,6	83,2	107,4	83,9
01.03.2014 01:00	103	112,3	26,1	73	1,1		112,3	101,3	127	110,8

Źródło: opracowanie własne

Rys. 4.3. Fragment bazy danych zagregowanych – 01-S6/OT

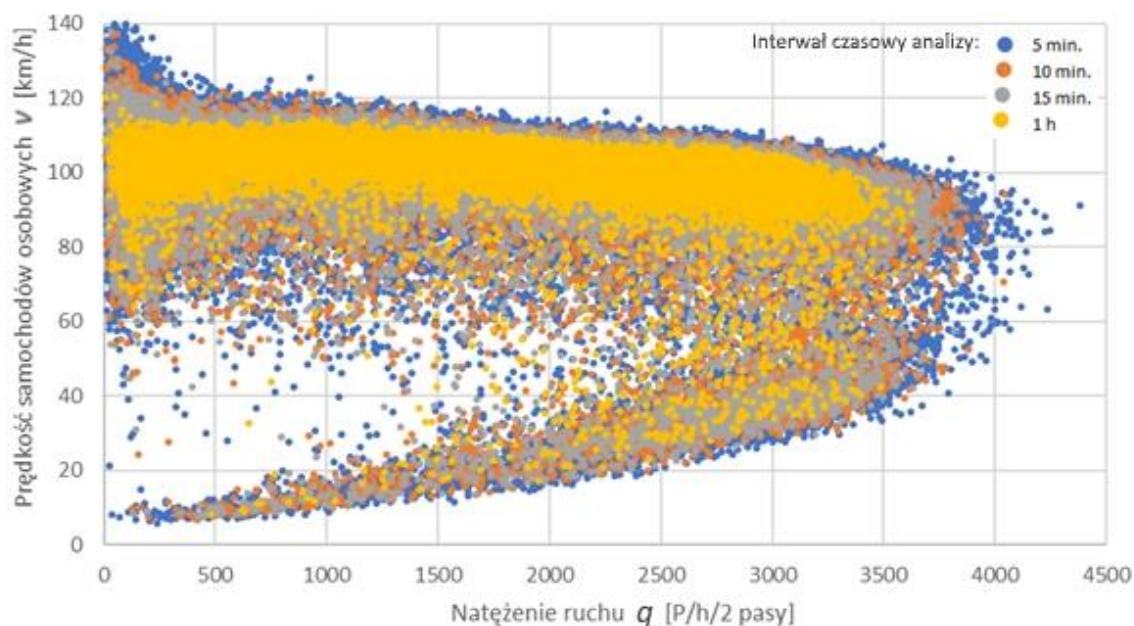
4.3. Dobór interwału czasowego do analiz

W zależności od prowadzonej analizy wykorzystuje się dane surowe (np. w celu badania parametrów ruchu indywidualnych pojazdów lub ich rozkładów) lub dane zagregowane (np. w celu badania zależności między parametrami ruchu potoku pojazdów). Dane zagregowane to dane zsumowane lub uśrednione dla określonego interwału czasowego, np. 24 godzin, 1 godziny, 15 minut czy 30 sekund.

Przyjęta szerokość interwału czasowego będzie zależna od celu prowadzonych analiz, dla celów analiz zmienności natężeń ruchu można stosować interwały 24 godzinne czy 1 godzinne, podczas gdy dla celów bieżącego o zarządzania ruchem stosuje się interwały krótsze niż 1 minuta. W przypadku analizy przepustowości i warunków ruchu zalecanym w HCM oraz polskich źródłach jest bazowanie na interwałach 15-minutowych, dzięki którym zapewnia się stabilność natężeń ruchu [58, 145, 165]. Interwały 1-godzinne nie są rekomendowane, gdyż generują ryzyko agregacji stanów ruchu i odwzorowania stanu ruchu, który nigdy nie wystąpił [17, 53, 54]. W przypadku modelowania zależności q-v-k wielu badaczy preferuje krótsze interwały czasowe, które pozwalają odwzorować dynamikę ruchu potoku pojazdów, a także zwiększyć liczbę punktów danych w przypadku niewielu danych lub słabej reprezentacji danego stanu ruchu (zwykle dotyczy to stanu ruchu wymuszonego) [17, 55]. Amerykańskie źródła rekomendują jednak, aby szerokość interwału nie była niższa niż 5 minut [145].

Na rysunku 4.4 przedstawiono rozkład prędkości pojazdów w zależności od natężenia ruchu, obliczanego z uwzględnieniem różnych interwałów czasowych. Uzyskane wyniki wskazują, że zmniejszając interwał czasowy, zwiększa się liczbę punktów danych reprezentujących poszczególne stany ruchu, co w szczególności widać w przypadku stanu ruchu wymuszonego.

Aby sprawdzić jak szerokość interwału czasowego wpływa na parametry ruchu potoku pojazdów przeprowadzono analizy mające na celu porównanie wybranych wielkości natężenia ruchu i średniej prędkości w czterech interwałach czasowych: 1 godzina, 15 minut, 10 minut i 5 minut.



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

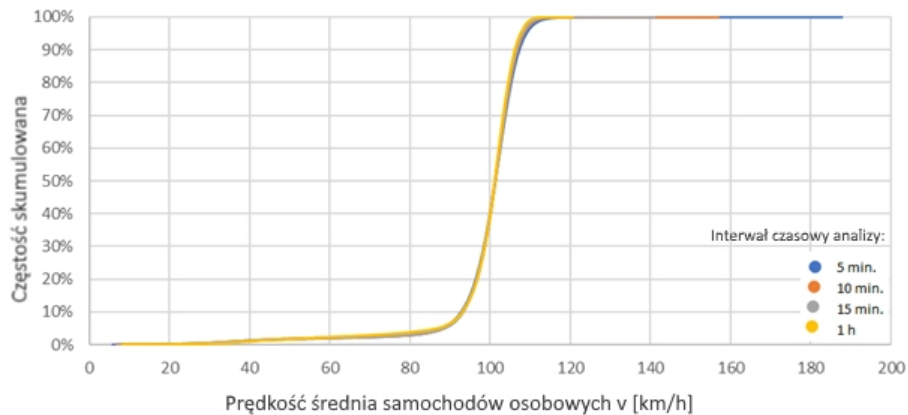
Rys. 4.4. Porównanie empirycznej zależności $v(q)$ w zależności dla różnej szerokości interwału czasowego analizy

Analizując średnią i rozkład prędkości pojazdów w poszczególnych interwałach (tablica 4.5) można zaobserwować, że różnica pomiędzy poszczególnymi interwałami jest niewielka, wynika ona z rozproszenia punktów na wykresie – przy mniejszym interwale uzyskujemy większy rozrzut wyników wokół średniej, a tym samym większe odchylenie standardowe prędkości. Różnica widoczna jest przede wszystkim w rozstępie prędkości, natomiast rozkłady prędkości praktycznie się ze sobą pokrywają (rys. 4.5). Analizując średnią i rozkład natężenia ruchu w poszczególnych interwałach czasowych (tablica 4.6) można zaobserwować przede wszystkim różnicę w rozstępie natężeń ruchu (nawet 16% różnicy), podczas gdy uzyskuje się zbliżoną średnią, odchylenie standardowe, kwantyl 95 i 99 (różnice nie przekraczają 5%). Różnice w maksymalnym natężeniu ruchu w zależności od szerokości interwału czasowego mogą odzwierciedlać się w różnej przepustowości drogi – np. w interwale 5-minutowym przepustowość może być większą wartością niż przepustowość wyznaczona z danych zagregowanych do interwałów 1-godzinnych - podobne wnioski można znaleźć w literaturze [17, 145].

Tablica 4.5. Średnia prędkość samochodów osobowych w zależności od szerokości interwału czasowego analizy

Interwał czasowy analizy	Liczba interwałów	Prędkość średnia samochodów osobowych v [km/h]					
		Średnia	Minimum	Maksimum	Kwantyl 95	Kwantyl 99	Odchylenie standardowe
5 min.	306594	101,6	5,8	187,7	111,7	117,2	9,9
10 min.	153366	101,4	6,7	156,9	110,4	113,9	9,5
15 min.	102253	101,3	7,3	141,0	109,8	112,8	9,4
1 h	25574	101,1	8,2	120,6	108,7	110,8	9,1

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 4.5. Częstość skumulowana średniej prędkości samochodów osobowych w zależności od szerokości interwału czasowego analizy

Tablica 4.6. Natężenie ruchu w zależności od szerokości interwału czasowego analizy

Interwał czasowy analizy	Liczba interwałów	Natężenie ruchu q [P/h/2 pasy]					Odchylenie standardowe
		Średnia	Minimum	Maksimum	Kwantyl 95	Kwantyl 99	
5 min.	306653	1467	12	4380	3036	3420	1019
10 min.	153366	1467	6	4044	3012	3348	1012
15 min.	102253	1466	4	3904	3000	3324	1009
1 h	25574	1466	5	3654	2959	3259	997

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

W rezultacie zaobserwowano, że wraz ze zwiększeniem szerokości interwałów agregacji zwiększa się efekt uśredniania parametrów ruchu potoku pojazdów. Dobór szerokości interwału agregacji ma szczególne znaczenie w przypadku natężenia ruchu – to jego górne wartości będą interesować nas w przypadku określania przepustowości drogi. Jeżeli dane stosuje się w innym celu, dobór interwału agregacji będzie decyzją indywidualną, zależną od celów analiz. Zawsze jednak powinno się unikać porównywania między sobą parametrów ruchu potoku pojazdów uzyskanych w rezultacie agregacji do różnych interwałów czasowych [99].

Biorąc pod uwagę, że celem pracy jest adaptacja, budowa, analiza i wybór modeli q - v - k , do dalszych analiz przyjęto bazowanie na interwale 5-minutowym. Decyzja ta wynika m.in. z dopuszczalności takich interwałów potwierdzonej w literaturze [17, 55, 145], ale przede wszystkim dla lepszej reprezentacji ruchu wymuszonego (z uwagi na brak odpowiedniej liczby poligonów badawczych z ruchem wymuszonym). W analizach przepustowości i w proponowanych elementach metody wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu zastosowano interwały 15 minutowe, zgodnie z zaleceniami wskazanymi w literaturze [58, 145, 165].

4.4. Identyfikacja warunków wzorcowych

4.4.1. Metodyka

W wyniku wstępnych badań opisanych przez autorkę pracy w referatach [139, 140] zaobserwowano wyraźny wpływ warunków atmosferycznych i warunków naturalnego oświetlenia (pory dnia) na

parametry ruchu potoku pojazdów oraz zależność między nimi. Ilustracją może być różnica w średnich prędkościach w zależności od stanu opadów (tablica 4.7). Wyraźną różnicę zaobserwowano również w przypadku wpływu stanu nawierzchni, widzialności poziomej¹³ oraz pory dnia.

Obserwacje te mogą stanowić podstawę do wskazania, jakie warunki atmosferyczne i oświetlenia powinny zostać uznane za niekorzystne oraz do określenia tzw. warunków wzorcowych, tj. warunków, w których można wykluczyć wpływ warunki atmosferyczne i oświetlenia na ruch potoku pojazdów.

Tablica 4.7. Średnia prędkość samochodów osobowych w zależności od stanu opadów

Stan opadów	Liczba interwałów	Średnia prędkość samochodów osobowych v [km/h]			
		Średnia	Odchylenie standardowe	Mediana	Rozstęp ćwiartkowy
0 - brak	249721	102,3	9,7	103,2	7,0
0,5 – mżawka	23045	100,5	8,6	101,2	6,8
1 – lekkie	6648	98,1	10,7	99,5	7,4
2 – ciągle	7270	96,8	11,3	98,4	7,6
3 – intensywne	7725	94,9	13,0	97,2	8,5
4 – śnieg	464	88,6	11,7	90,8	15,5
5 – grad	152	83,5	12,5	86,4	18,3

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Analizy prowadzono na danych z poligonu 01-S6/OT, zagregowanych do interwałów 5-minutowych. Dane zostały podzielone na grupy względem występujących warunków atmosferycznych (np. względem opadów – brak, mżawka, lekkie, ciągle, intensywne, śnieg, grad) i porównywane między sobą. Do oceny istotności wpływu warunków atmosferycznych i oświetlenia na średnią prędkość oraz prędkość w ruchu swobodnym wykorzystano jednoczynnikową analizę wariancji (ANOVA) [142]. ANOVA jest rozszerzeniem testu t dla dwóch prób niezależnych do porównywania średnich w więcej niż 2 grupach. Zastosowanie ANOVA jest możliwe wówczas, kiedy spełnione są kryteria w zakresie:

- niezależności zmiennych w grupach,
- normalności rozkładu zmiennej zależnej w grupach,
- jednorodności wariancji.

W przypadku danych z poligonu 01-S6/OT spełnione jest kryterium dotyczące niezależności zmiennych w grupach. Wykonane testy normalności rozkładu i jednorodności wariancji (test Levene'a) wykazały jednak brak spełnienia pozostałych kryteriów. W przypadku normalności rozkładu zastosowanie znajduje centralne twierdzenie graniczne [117], na podstawie którego można zakładać, że zmienna ma rozkład bardzo zbliżony do normalnego. Ominięcie trzeciego warunku możliwe jest poprzez zastosowanie testu ANOVA z poprawką F Welch'a [148].

W analizach przyjęto 5% poziom istotności. Testowano następujące hipotezy:

H_0 : średnie prędkości w grupach są identyczne,

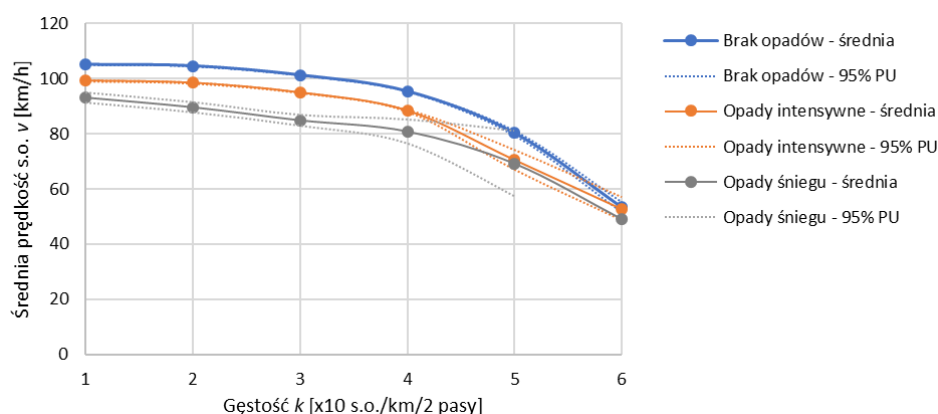
H_1 : występuje istotna statystycznie różnica między średnimi prędkościami w grupach.

W wyniku zastosowania testów ANOVA otrzymano informację czy wpływ danego czynnika jest istotny statystycznie, tj. badane grupy istotnie różnią się między sobą. Kolejnym krokiem było

¹³ Widzialność pozioma – parametr zależny od warunków atmosferycznych, określający zasięg dostrzegania i rozróżniania obiektów znajdujących się na poziomie zbliżonym do poziomu obserwatora, określana wzrokowo lub z użyciem przyrządów pomiarowych

sprawdzenie, pomiędzy którymi grupami występują istotne statystycznie różnice, za pomocą testu Tukey'a i testu Dunnetta porównania z grupą kontrolną [148].

Wykonano ponadto analizy różnicy pomiędzy średnimi prędkościami dla różnych klas gęstości (gęstości zagregowane do wielokrotności 10) pomiędzy poszczególnymi grupami czynników. W celu ich realizacji obliczono średnie dla poszczególnych klas gęstości oraz wskazano 95% przedział ufności. Przedział ten zawiera prawdziwą wartość zmiennej w 95 losowych próbach ze 100, a tym samym obejmuje w przybliżeniu dwa błędy standardowe w każdym kierunku. W przypadku, gdy przedziały ufności dla poszczególnych grup (np. różnych stanów opadów) w danej klasie gęstości nie nakładają się na siebie, występuje istotny statystycznie wpływ danego czynnika. Jest to powszechnie stosowana metoda oceny wizualnej istotności. Ilustrację przedstawia rysunek 4.6, na którym zaobserwować można, że w zakresie gęstości 0-50 s.o./km² pasy występuje istotna statystycznie różnica pomiędzy średnią prędkością w warunkach braku opadów a intensywnymi opadami i opadami śniegu.



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 4.6. Zróżnicowanie średniej prędkości w różnych klasach gęstości w zależności od stanu opadów

Podczas analizy istotności wpływu czynników należy wziąć pod uwagę, że czym większa próba tym większa moc testu statystycznego, stąd, nawet niewielka różnica może zostać uznana za istotną statystycznie. W takim wypadku ważne jest też subiektywne ustalenie czy dana różnica jest istotna z punktu widzenia celów analizy i ze względu na posiadane dane.

4.4.2. Identyfikacja warunków wzorcowych

Przeprowadzone testy ANOVA wykazały istotną statystycznie różnicę pomiędzy średnią prędkością pojazdów i prędkością w ruchu swobodnym w zależności od pory dnia, stanu opadów, stanu nawierzchni oraz widzialności poziomej. Wyniki analizy zawarto w tablicach 4.8 i 4.9. Nie zaobserwowano natomiast (podobnie jak w [139]) wpływu temperatury na średnią prędkość czy prędkość w ruchu swobodnym (należy jednak wziąć pod uwagę, że w analizowanym okresie temperatury zmieniały się w zakresie -10 – +40°C, a więc nie występowały ekstremalne wartości).

W celu dokładniejszej analizy i uzyskania informacji, jakie warunki w ramach danych czynników wpływają istotnie na średnią prędkość v samochodów osobowych oraz średnią prędkość w ruchu swobodnym v_{sw} , wykonano dodatkowo Test Dunnetta dla porównania z grupą kontrolną. Grupę kontrolną stanowiły: oświetlenie dzienne, brak opadów, sucha nawierzchnia, dobra widzialność (przyjęto

>200 m). Przeprowadzone testy wykazały istotne statystycznie różnice pomiędzy wszystkimi grupami, tj. wykazały wpływ opadów deszczu/śniegu (niezależnie od intensywności), wilgotnej, mokrej lub oblodzonej nawierzchni, a także ograniczonej widzialności (< 200 m), zarówno na średnią prędkość samochodów osobowych, jak i prędkość w ruchu swobodnym. W przypadku prędkości w ruchu swobodnym zróżnicowanie jej wartości w różnych warunkach atmosferycznych i porach dnia potwierdza dodatkowo rysunek 4.7.

Tablica 4.8. Wyniki jednowymiarowych testów ANOVA dla zmiennej: średnia prędkość samochodów osobowych

Czynnik	Wyniku testu ANOVA				
	SS	St. swobody	MS	F	p
Pora dnia	647793	3	215931	2304,8	<0,05
Stan opadów	270260	5	54052	576,9	<0,05
Stan nawierzchni	314053	3	104684	1117,4	<0,05
Widzialność	8272,2	9	919	9,8	<0,05

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Tablica 4.9. Wyniki jednowymiarowych testów ANOVA dla zmiennej: średnia prędkość w ruchu swobodnym v_{sw}

Czynnik	Wyniku testu ANOVA				
	SS	St. swobody	MS	F	p
Pora dnia	237175	3	79058	1386,9	<0,05
Stan opadów	44333	5	8867	155,5	<0,05
Stan nawierzchni	191553	3	63851	1120,2	<0,05
Widzialność	8854	8	1107	19,4	<0,05

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

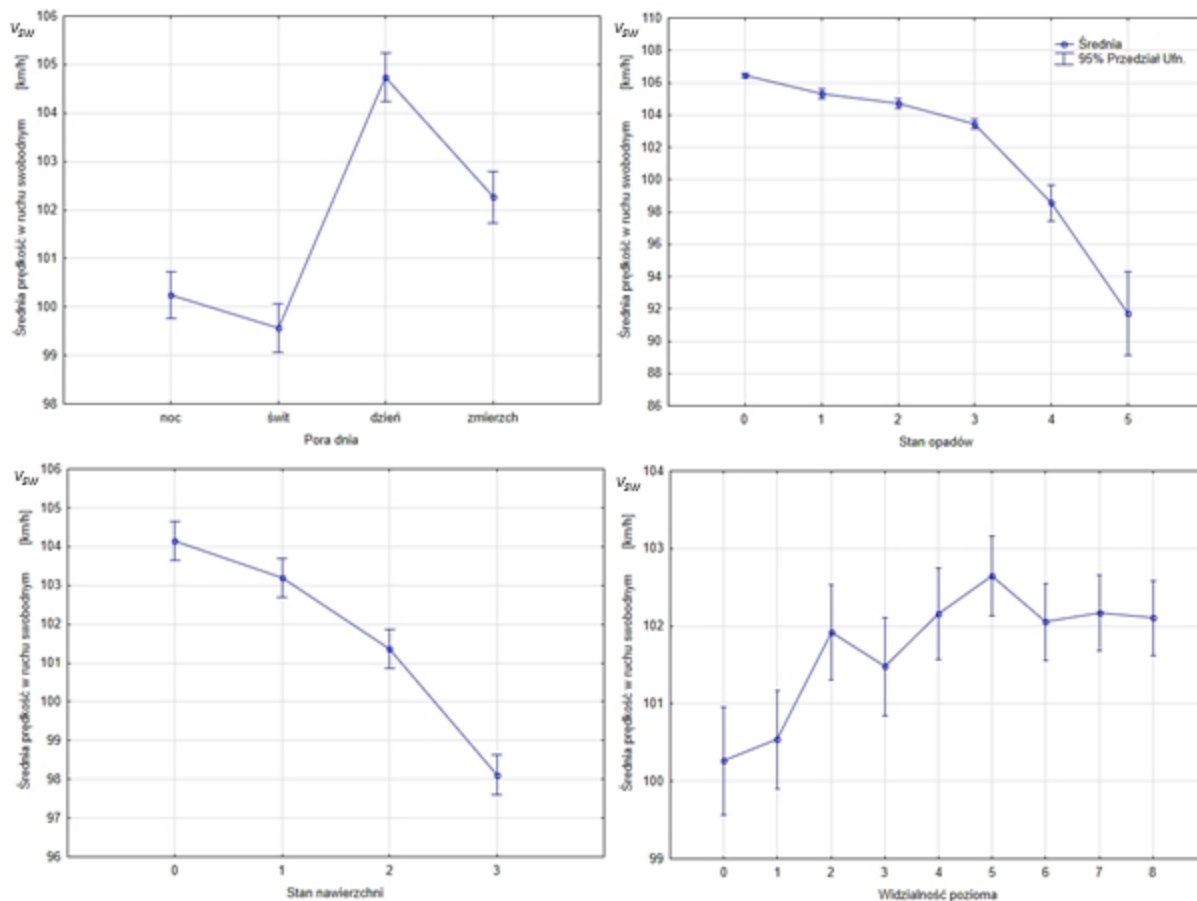
Kolejnym elementem analizy było porównanie średniej prędkości v samochodów osobowych w zróżnicowanych warunkach atmosferycznych i oświetlenia, z uwzględnieniem natężenia ruchu q . Zgodnie z przyjętą metodyką (rozdział 4.4.1) porównano średnie prędkości w klasach gęstości (gęstości zagregowane w przedziałach co 10 s.o./km/2 pasy). Przeprowadzone analizy wykazały istotny statystycznie wpływ stanu opadów, stanu nawierzchni, pory dnia na średnią prędkość w zakresie gęstości k od 0 do ok. 40 s.o./km/2 pasy (tablica 4.10). Występowanie istotnej statystycznie różnicy prędkości w tym zakresie gęstości widać również na rysunku 4.8 - brak nachodzenia na siebie przedziałów ufności sugeruje istotną statystycznie różnicę pomiędzy średnimi prędkościami w analizowanych grupach. W przypadku wyższych gęstości (>40 s.o./km/2 pasy) korzystając z metody nie udało się potwierdzić wpływu analizowanych warunków atmosferycznych i oświetlenia na średnią prędkość samochodów osobowych.

Tablica 4.10. Wyniki testów istotności dla średniej prędkości w różnych warunkach atmosferycznych i oświetlenia, wg przedziału gęstości

Czynnik	Gęstość ruchu k [P/km/2 pasy]					
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60
Pora dnia	*	*	*	*		
Stan opadów	*	*	*	*		
Stan nawierzchni	*	*	*	*	*	

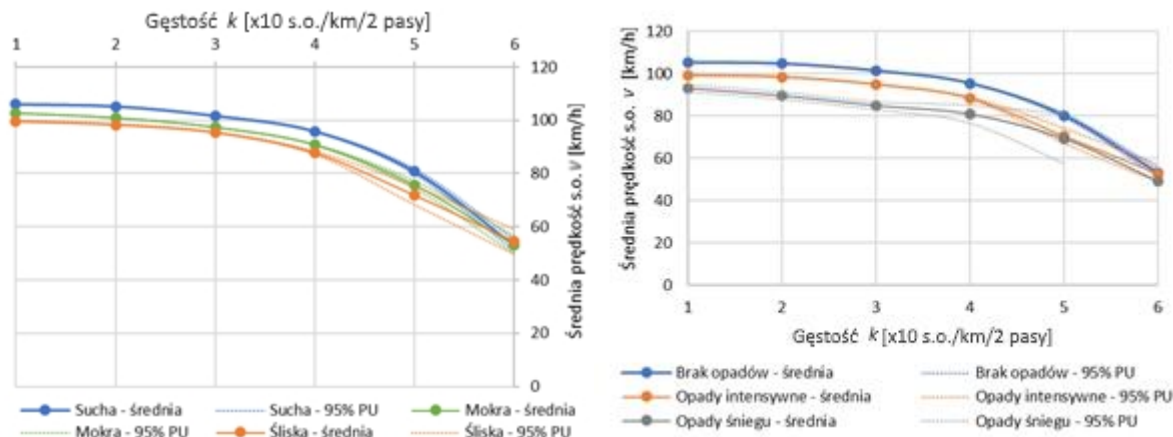
Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

* H0 odrzucona – istotny statystycznie wpływ danego czynnika



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 4.7. Porównanie średniej prędkości pojazdów w ruchu swobodnym w zależności od warunków atmosferycznych i pory dnia¹⁴



Rys. 4.8. Średnia prędkość samochodów osobowych oraz 95% przedział ufności w zależności od stanu opadów i stanu nawierzchni

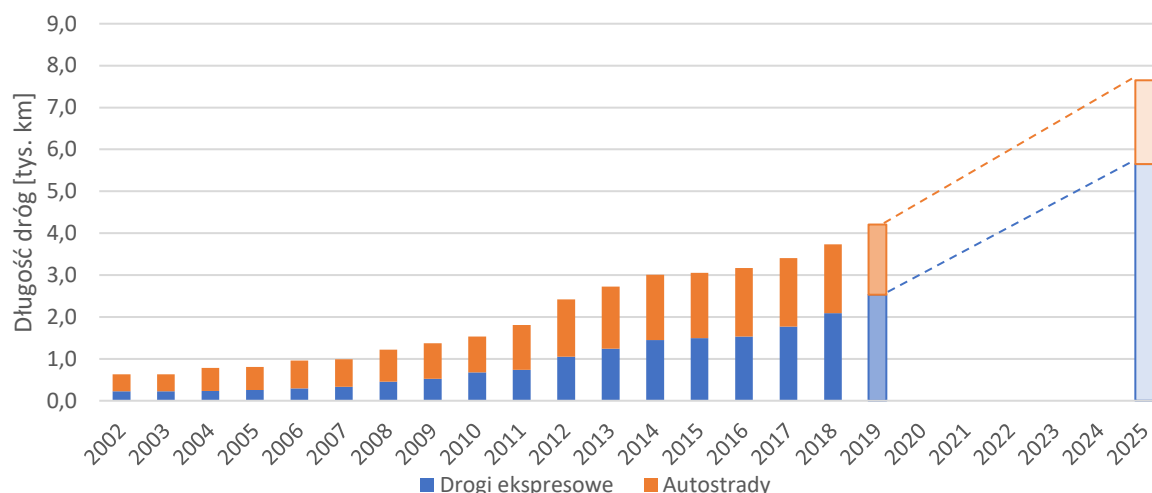
Bazując na wynikach przeprowadzonych analiz wskazano warunki uznawane w dalszej części pracy za wzorcowe, tj.: pora dzienna (wyeliminowanie wpływu braku naturalnego oświetlenia), brak opadów deszczu lub śniegu, sucha nawierzchnia, widzialność pozioma powyżej 200 m.

¹⁴ Stan opadów (0 – brak, 1 – deszcz lekki, 2 – deszcz ciągly, 3 – deszcz intensywny, 4 – opady śniegu, 5 – intensywne opady śniegu, grad), Stan nawierzchni (0 – sucha, 1 – wilgotna, 2 – mokra, 3 – śnieg/lód), Widzialność pozioma (0 – do 50 m, 1 – do 200 m, pozostałe – pow. 200 m)

5. CHARAKTERYSTYKA RUCHU POJAZDÓW NA DROGACH EKSPRESOWYCH I AUTOSTRADACH

5.1. Charakterystyka sieci dróg ekspresowych i autostrad w Polsce

Rozwój autostrad i dróg ekspresowych w Polsce od kilkunastu lat przebiega bardzo dynamicznie. Tylko w ciągu ostatnich 15 lat nastąpił niemal 5-krotny przyrost ich długości (rys. 5.1). Obecnie sieć A+S w Polsce liczy 3730 km, w tym 1639 km to łączna długość autostrad, a 2092 km długość dróg ekspresowych.



Źródło: dane GDDKiA, Program Budowy Dróg Krajowych na lata 2014-2023 (z perspektywą do 2025 r.) [20]

Rys. 5.1. Długość autostrad i dróg ekspresowych w Polsce w latach 2002-2019 oraz plany do 2025 roku

W 2019 roku planowane jest oddanie do użytku niemal 500 km nowych dróg (rys. 5.1). Docelowo, sieć A+S w Polsce ma liczyć 7,5 tysiąca kilometrów (w tym ok. 2 tys. km autostrad), zapewniając wysokiej jakości połączenia o znaczeniu międzynarodowym i międzyregionalnym [20]. Docelowy układ A+S przedstawiono na rysunku 5.2.

W Polsce dominującym przekrojem A+S jest przekrój dwujezdniowy dwupasowy (2x2) stanowiący 89% długości sieci A+S w Polsce, znacznie rzadziej występuje przekrój 1x2¹⁵ oraz 2x3 (tablica 5.1).

Tablica 5.1. Długość, praca przewozowa oraz średnie natężenie ruchu na autostradach i drogach ekspresowych w Polsce z podziałem na klasę i przekrój w 2015 roku

Klasa i przekrój drogi	Długość <i>L</i>		Praca przewozowa <i>PP</i>		Natężenie <i>SDRR</i>
	[km]	[%]	[mln pkm/rok]	[%]	[P/dobę]
S 1/2	176,1	5,8	0,6	2,4	9974
S 2/2	1255,5	41,3	9,2	34,5	20003
S 2/3	55,1	1,8	1,7	6,5	85367
A 2/2	1456,4	47,9	13,5	50,7	25372
A 2/3	99,2	3,3	1,6	5,9	43259
Razem/średnia	3042,3	100	26,6	100	23935

Źródło: [76]

¹⁵ Ze względu na niski poziom bezpieczeństwa stosowanie przekroju 1x2 na drogach ekspresowych nie jest zalecane. W wytycznych [76] zaleca się, aby drogi o przekroju w fazie użytkowania nie były oznakowane jako droga ekspresowa.



Źródło: [20]

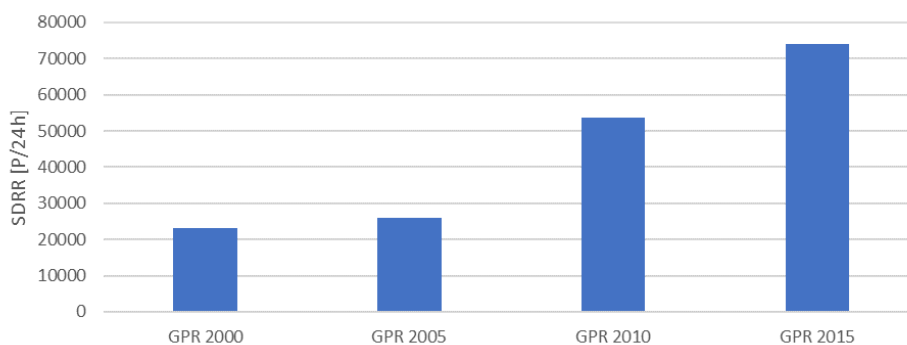
Rys. 5.2. Stan (na dzień 31.12.2013) i plany realizacji dróg ekspresowych i autostrad w Polsce

Szerokość pasów ruchu na istniejących drogach różni się w zależności od klasy drogi – na autostradach najczęściej (92% długości dróg) szerokość pasa ruchu wynosi 3,75 m, na drogach ekspresowych najczęściej (96% długości dróg) występującą szerokością jest 3,5 m [76]. Zarówno w przypadku dróg klasy A, jak i klasy S, stosuje się pasy awaryjne, których szerokość najczęściej wynosi odpowiednio 3 m i 2,5 m.

5.2. Charakterystyka ruchu pojazdów na sieci dróg ekspresowych i autostrad w Polsce

5.2.1. Natężenie ruchu

Równoległe z rozwojem sieci drogowej w Polsce obserwuje się wzrost poziomu motoryzacji, mobilności mieszkańców, a tym samym natężeń ruchu pojazdów w sieci dróg. W ciągu 20 lat (1995-2015) niemal 3-krotnie wzrosła liczba samochodów osobowych, a natężenie ruchu na drogach krajowych zwiększyło się średnio 2,5-krotnie [56]. Także na Obwodnicy Trójmiasta (droga ekspresowa S6) średnioroczne dobowe natężenie ruchu (SDRR) w latach 2000-2015, wzrosło ponad 3-krotnie (rys. 5.3).



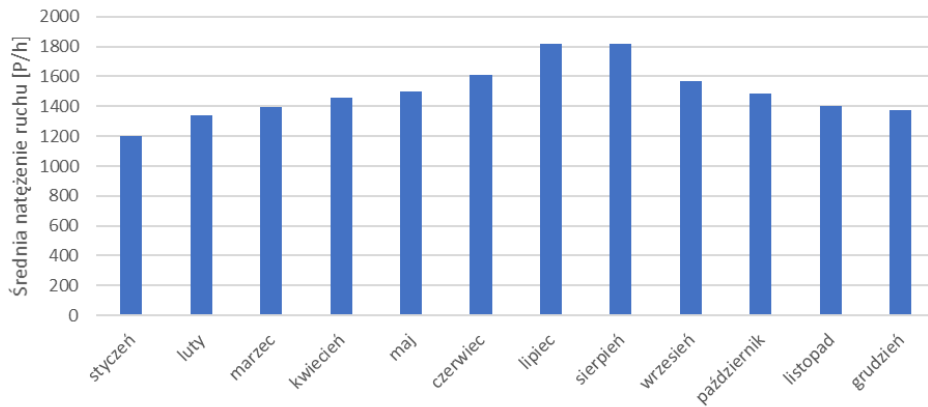
Źródło: Generalny Pomiar Ruchu 2000-2015, GDDKiA

Rys. 5.3. Wzrost średniorocznego, dobowego natężenia ruchu drogowego (SDRR) na Obwodnicy Trójmiasta w latach 2000-2015, odcinek Gdańsk Osowa – Gdańsk Lotnisko

Zgodnie z wynikami Generalnego Pomiaru Ruchu [56] w 2015 roku średni dobowy ruch roczny (SDRR) na autostradach wynosił 26,5 tys. pojazdów na dobę i na drogach ekspresowych ponad 21,2 tysiąca pojazdów na dobę – w obu przypadkach około dwukrotnie przewyższając SDRR na całej sieci dróg krajowych. Średni udział pojazdów ciężkich (ciężarowe bez przyczepy, ciężarowe z przyczepami, autobusy) w SDRR na autostradach wynosił 23%, na drogach ekspresowych wynosił 18%.

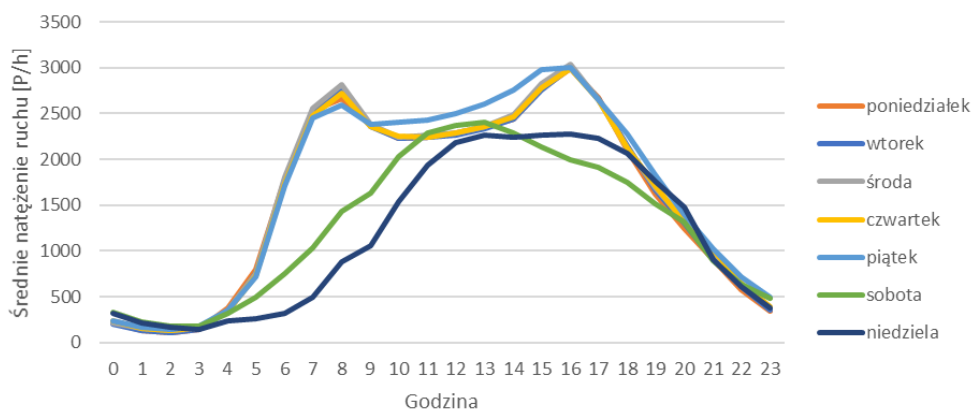
Na najbardziej obciążonych drogach średnioroczne dobowe natężenia dobowe przekraczają 100.000 P/24h. Do najbardziej obciążonych ruchem odcinków dróg klasy A i S w Polsce należą odcinki: S8 w obszarze miasta Warszawy (142 tys. P/24h), S86 na odcinku Sosnowiec – Katowice (112 tys. P/24h), A4 na odcinku przejścia przez Katowice (101 tys. P/24h) czy Obwodnica Trójmiasta w ciągu drogi S6 (77 tys. P/24h). Z wyników GPR można bez trudu wywnioskować, że najbardziej obciążone ruchem odcinki zlokalizowane są w obszarach aglomeracji, natomiast znacznie mniejsze natężenia ruchu obserwuje się na drogach zamiejskich. Biorąc pod uwagę, że SDRR jest wartością uśrednioną, na najbardziej obciążonych odcinkach w okresach zwiększonego natężenia ruchu natężenia ruchu mogą być znacząco wyższe. Przykładem może być Obwodnica Trójmiasta, na której w okresie wakacji obserwuje się natężenia przekraczające 100 tys. P/24h.

Zmienność natężeń ruchu obserwuje się zarówno w skali roku, tygodnia czy doby. Biorąc za przykład Obwodnicę Trójmiasta (poligon 01-S6/OT) można zaobserwować wyraźny wzrost średniego natężenia ruchu w okresie letnim i najniższe natężenia ruchu w styczniu (rys. 5.4). W odniesieniu do dni tygodnia można zaobserwować znacznie niższe natężenia ruchu w soboty i niedziele, a także wyraźne występowanie dwóch szczytów transportowych: porannego i popołudniowego w dni robocze (rys. 5.5), co jest typowe dla dróg w obszarze aglomeracji. W przypadku dróg zamiejskich, biorąc za przykład poligon 05-S3/GW zlokalizowany na odcinku między Szczecinem a Gorzowem Wielkopolskim, zauważalny jest jeden szczyt transportowy przypadający we wczesnych godzinach popołudniowych (w okresie 12:00-14:00) i wyraźnie wyższe średnie natężenie ruchu w okresie piątek – niedziela (rys. 5.6).



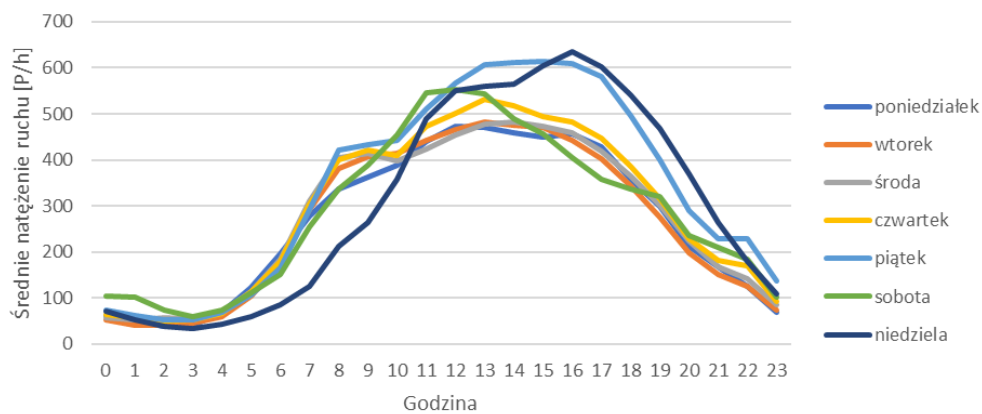
Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.4. Średnie godzinowe natężenie ruchu w miesiącach roku, droga w obszarze aglomeracji



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.5. Średnie godzinowe natężenie ruchu według dnia i godziny, droga w obszarze aglomeracji



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 05-S3/GW

Rys. 5.6. Średnie godzinowe natężenie ruchu według dnia i godziny, droga zamiejska

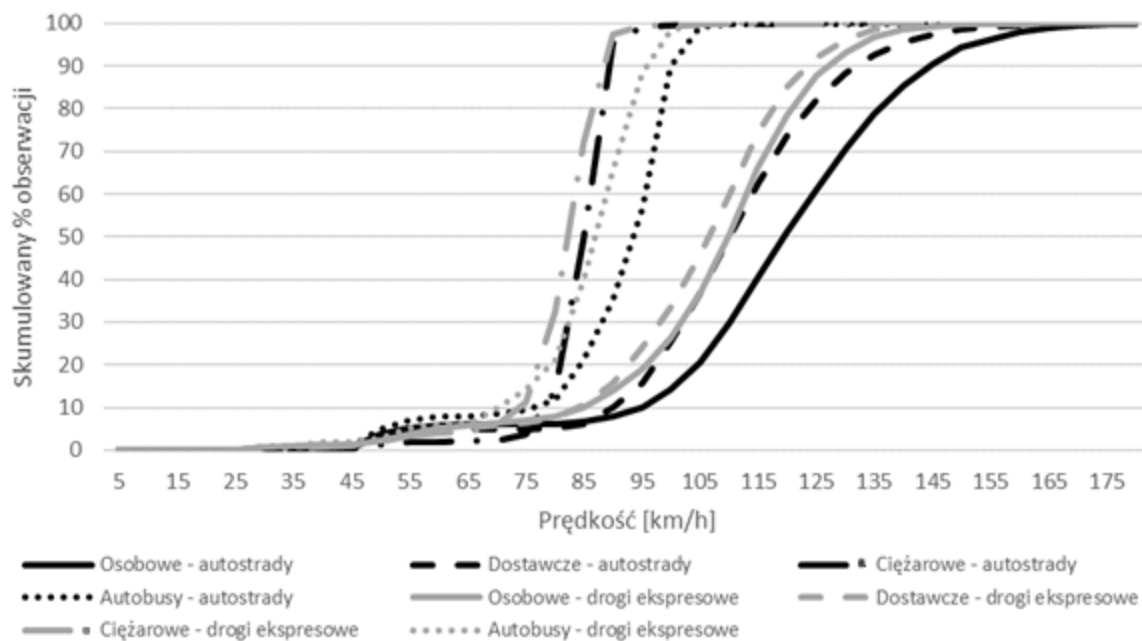
5.2.2. Prędkość

Na autostradach i drogach ekspresowych obowiązują ograniczenia prędkości zgodnie z Ustawą Prawo o ruchu drogowym [184] wynoszące:

- dla samochodów osobowych, motocykli i samochodów ciężarowych o dopuszczalnej masie całkowitej do 3,5 t: 140 km/h na autostradach i 120 km/h na drogach ekspresowych,

- dla samochodów ciężarowych o dopuszczalnej masie całkowitej powyżej 3,5 t: 80 km/h,
- dla autobusów: 100 km/h.

Rysunek 5.7 przedstawia rozkłady prędkości pojazdów na autostradach i drogach ekspresowych w zależności od klasy pojazdu. Można zaobserwować, że z uwagi na różne limity prędkości samochody osobowe i dostawcze na autostradach częściej poruszają się z wyższą prędkością niż na drogach ekspresowych. Samochody ciężarowe niezależnie od klasy drogi poruszają się najczęściej z prędkością w przedziale 75-90 km/h. Pomimo takiej samej dopuszczalnej prędkości na autostradach i drogach ekspresowych, rozkłady prędkości autobusów są względem siebie przesunięte w zależności od klasy drogi – na drogach ekspresowych autobusy częściej poruszają się z niższą prędkością niż na autostradach.



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych niezagregowanych z pomiarów ruchu w ramach projektu RID-2B

Rys. 5.7. Rozkład prędkości pojazdów w zależności od klasy pojazdu i klasy drogi

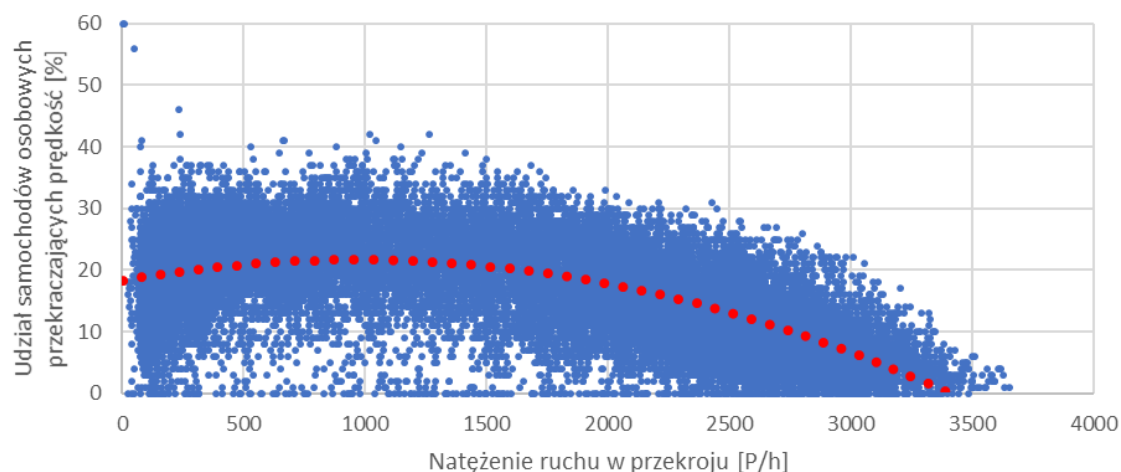
W przypadku, gdy na drodze obowiązuje inne, lokalne ograniczenie prędkości niż regulowane ustawą [184], prędkość samochodów osobowych jest zależna od dopuszczalnej prędkości. Tablica 5.2 prezentuje kwantyl 85 prędkości samochodów osobowych (v_{85}) według klasy drogi i prędkości dopuszczalnej, wyznaczone na podstawie danych surowych z pomiarów realizowanych w ramach projektu RID-2B. Można ponownie zaobserwować, że prędkość v_{85} przyjmuje wyższą wartość w przypadku autostrad i niższą w przypadku dróg ekspresowych (prędkości te są zbliżone do prędkości dopuszczalnych), ale zróżnicowanie prędkości widoczne jest również w zależności od prędkości dopuszczalnej, np. przy limicie prędkości 120 km/h v_{85} przyjmuje w przypadku autostrad wartość o ok. 11 km/h wyższą niż w przypadku dróg ekspresowych.

Tablica 5.2. Kwantyl v_{85} prędkości samochodów osobowych w analizowanych poligonach badawczych

Klasa	Prędkość dopuszczalna v_{dop} [km/h]					v_{85}
	90	100	110	120	140	
A	-	-	136,5	130,9	138,5	137,9
S	96,9	126,7	-	119,7	-	120,5
v_{85}	96,9	126,7	136,5	123,6	138,5	133,4

Źródło: opracowanie własne na podstawie danych niezagregowanych z pomiarów ruchu w ramach projektu RID-2B

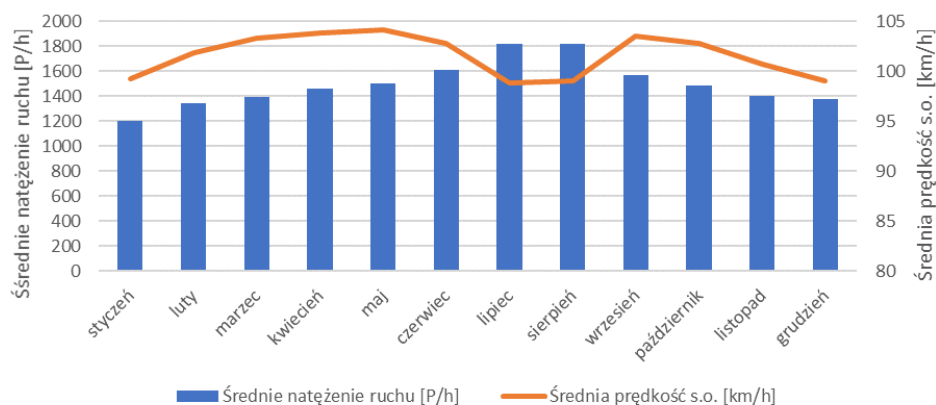
Zaprezentowane dane (rys. 5.7, tablica 5.2) sugerują, że spory odsetek kierowców na autostradach i drogach ekspresowych przekracza dozwoloną prędkość. Taką tezę zweryfikowano na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT. W tym celu wyznaczono liczbę i udział samochodów osobowych przekraczających dopuszczalną prędkość (120 km/h) w każdym interwale czasowym. Udział samochodów osobowych przekraczających dopuszczalną prędkość odniesiono następnie do natężenia ruchu (rys. 5.8). Na podstawie rysunku można zaobserwować, że udział ten wynosi średnio 20% dla natężeń ruchu w przekroju rzędu 0 - 1500 P/h/2 pasy, przy wyższych natężeniach ruchu zaczyna spadać. Przy natężeniach rzędu 3500 P/h/2 pasy przekroczenia prędkości niemal nie występują.



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

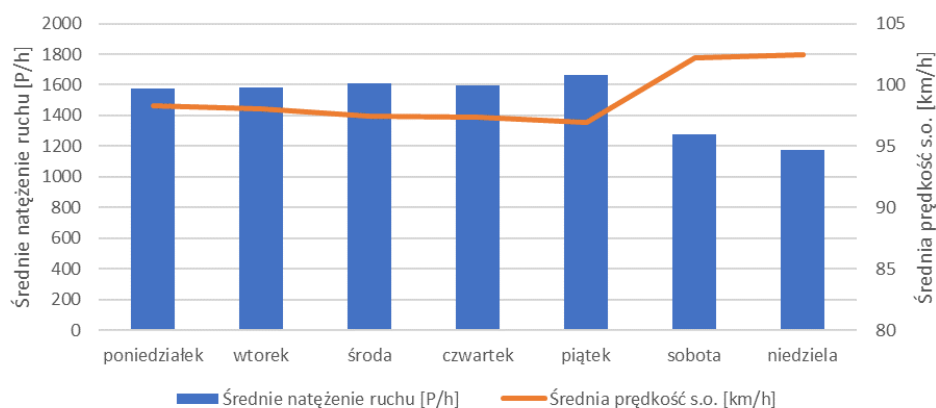
Rys. 5.8. Udział samochodów osobowych poruszających się z nadmierną prędkością

Podobnie jak w przypadku natężenia ruchu obserwuje się zmienność średniej prędkości w skali roku, tygodnia czy doby. Bazując na danych z Obwodnicy Trójmiasta (poligon 01-S6/OT) szczególnie widoczne są niższe średnie prędkości w okresie letnim i zimą (rys. 5.9). Niższe prędkości latem wyraźnie korelują z obserwowanym w tych miesiącach wyższym natężeniem ruchu. Zimą na niższą prędkość mogą mieć wpływ warunki pogodowe, co udowodniono w pracy [139] zaprezentowanej na Światowym Kongresie Zimowego Utrzymania Dróg 2018 w Gdańsku. W odniesieniu do dni tygodnia, wyższe średnie prędkości obserwuje się w weekendy, co może ponownie wynikać z niższego w tym okresie natężenia ruchu (rys. 5.10). W odniesieniu do doby, w dni robocze najwyższe średnie prędkości obserwowane są w godzinach pozaszczytowych – przed wystąpieniem szczytu porannego (5-7) i po szczycie popołudniowym (20-23). W nocy, w porównaniu do tych okresów, prędkość znacząco spada (rys. 5.11).



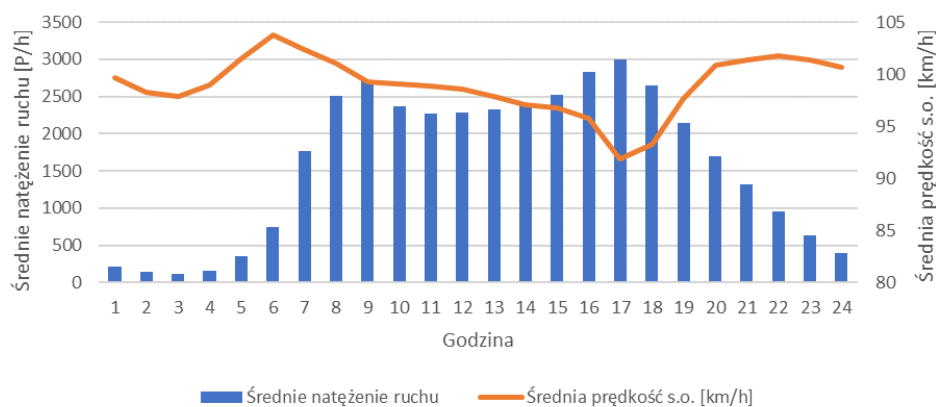
Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.9. Zmienność średniej prędkości samochodów osobowych w skali miesiący



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.10. Zmienność średniej prędkości samochodów osobowych w dni tygodnia



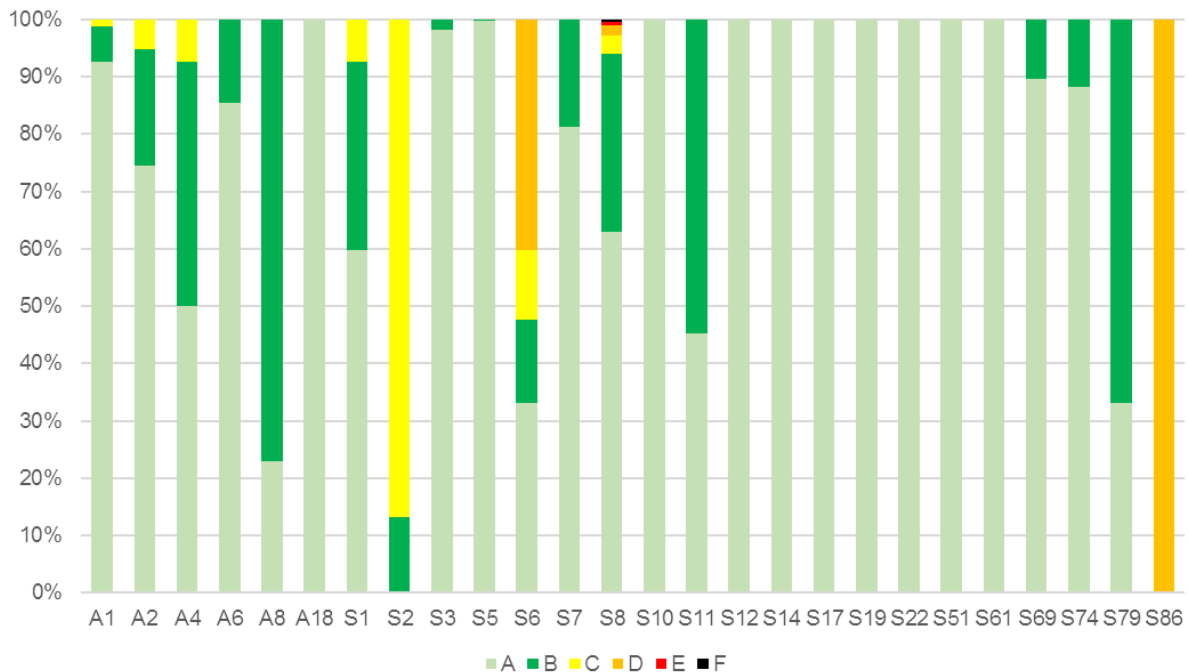
Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.11. Godzinowa zmienność średniej prędkości samochodów osobowych w dni robocze

5.2.3. Warunki ruchu

Analizy warunków ruchu na drogach ekspresowych i autostradach przeprowadzone w ramach opracowania wytycznych poszerzania przekroju dróg dwujezdniowych [76] zgodnie z metodyką HCM 2010 [164] dla średniorocznego dobowego natężenia ruchu (SDRR) wykazały, że na większości odcinków A+S występują bardzo dobre i dobre warunki ruchu (PSR A, B lub C), z wyjątkiem odcinków

dróg ekspresowych: S6 (Obwodnica Trójmiasta), S8 (Warszawa, na których dość często występują złe i bardzo złe warunki ruchu (PSR D, E lub F) (rys. 5.12).



Źródło: [76]

Rys. 5.12 Rozkład poziomów swobody ruchu na autostradach i drogach ekspresowych

Ze względu na niewielką liczbę odcinków, na których występują przekroczenia przepustowości i stan ruchu wymuszonego, wybór odcinków, na których można prowadzić badania zależności $q-v-k$ może być bardzo ograniczony. Należy jednak wziąć pod uwagę, że:

- ocena warunków ruchu została przeprowadzona na podstawie średniego dobowego ruchu rocznego (SDRR), podczas gdy w ciągu w roku na drodze mogą występować natężenia ruchu znacznie wyższe niż SDRR,
- do oceny warunków ruchu wykorzystano metodę amerykańską i odniesiono się do przepustowości z tej metody, podczas gdy wstępne analizy prowadzone w ramach projektu badawczego RID-2B [25] wskazały, że na polskich drogach występują niższe przepustowości niż te przyjmowane w metodzie HCM.

Stąd, zarówno w przypadku wzięcia pod uwagę niższych przepustowości, jak i przyjęcie do analiz natężeń ruchu z najbardziej obciążonych godzin w roku, wyniki analiz mogą wskazać inny rozkład poziomów swobody ruchu na analizowanych drogach.

5.3. Analiza ruchu w poligonach badawczych i wnioski do dalszych badań

Dla potrzeb uzyskania bardziej szczegółowych informacji o ruchu pojazdów na sieci dróg A+S, przeprowadzono szczegółową analizę ruchu we wszystkich poligonach badawczych. Analiza miała na celu wskazać także możliwości wykorzystania danych z poszczególnych poligonów badawczych do badania parametrów ruchu potoku pojazdów i zależności między nimi oraz pozwolić na sformułowanie wstępnych założeń do analiz. Analizowano:

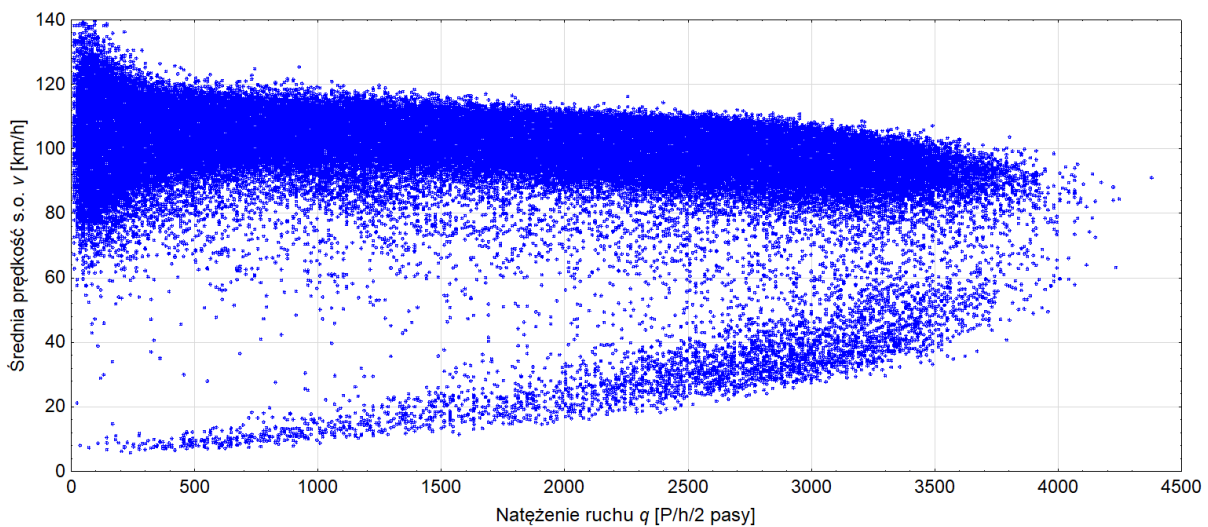
- rozkłady indywidualnych prędkości pojazdów,

- obserwowane wartości i zakresy parametrów ruchu potoku pojazdów,
- zależności pomiędzy poszczególnymi parametrami ruchu potoku pojazdów (prędkość, gęstość, natężenie, średnie odstępstwa, udział pojazdów ciężkich)
- rozkładów rozdziału ruchu pojazdów na pasy.

Analizy przeprowadzono z wykorzystaniem oprogramowania statystycznego Statistica [33], biorąc pod uwagę dane z pomiarów ciągłych ruchu pojazdów i pomiarów ruchu realizowanych w ramach projektu RID-2B. Na podstawie uzyskanych wyników z przeprowadzonej analizy wskazano rekomendacje do dalszych badań.

Analiza zebranych danych z poligonów badawczych prowadzi do następujących wniosków:

1. W przypadku pomiarów ciągłych, w większości poligonów badawczych obserwowane były wyłącznie warunki ruchu swobodnego i nie występowały natężenia ruchu na tyle wysokie, aby móc zaobserwować charakterystyczne przegięcie występujące przy q_{max} na wykresie zależności $v(q)$. Wynika to z niewielkich natężeń ruchu na odcinkach, na których zlokalizowane są stacje pomiarowe (SDRR <30.000 P/24h). Dane z tych poligonów mogą zostać wykorzystane wyłącznie do analizy warunków ruchu swobodnego. Wyjątkiem jest poligon 01-S6/OT, gdzie SDRR sięga 80 tys. P/24h i obserwuje się występowanie zarówno stanu ruchu swobodnego jak i wymuszonego (rys. 5.13). Na przykładzie poligonu 01-S6/OT widać, że występuje zależność pomiędzy parametrami ruchu potoku pojazdów $q-v-k$, zgodna z zależnością fundamentalną. W związku z tym rekomenduje się wykorzystanie poligonu 01-S6/OT jako bazowego do modelowania zależności $q-v-k$.



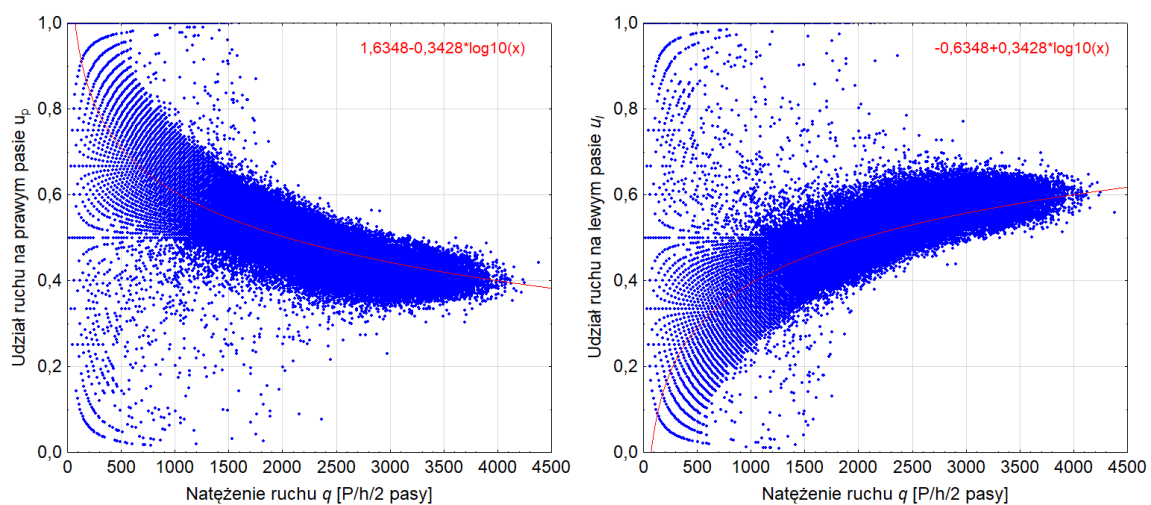
Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.13. Zależność $v(q)$ dla poligonu 01-S6/OT, interwał 5-min

2. W przypadku większości poligonów, w których realizowany był pomiar ruchu w ramach projektu badawczego RID-2B zaobserwowano występowanie w okresach szczytowych wysokich natężeń ruchu, przekraczających 3500-4000 P/h/2 pasy oraz charakterystycznego przegięcia na wykresie $v(q)$ sugerującego przekroczenie przepustowości przekroju. Zaobserwowano jednak, że warunki ruchu wymuszonego reprezentowane są za pomocą zaledwie kilku do kilkunastu punktów danych, co może utrudniać odwzorowanie tego przegięcia i stanu ruchu

wymuszonego za pomocą modelu q-v-k. W związku z tym rekomenduje się wykorzystanie danych z tych poligonów uzupełniająco do modelowania zależności q-v-k, w celu weryfikacji wybranych finalnie modeli q-v-k dla dróg o różnych warunkach drogowo-ruchowych.

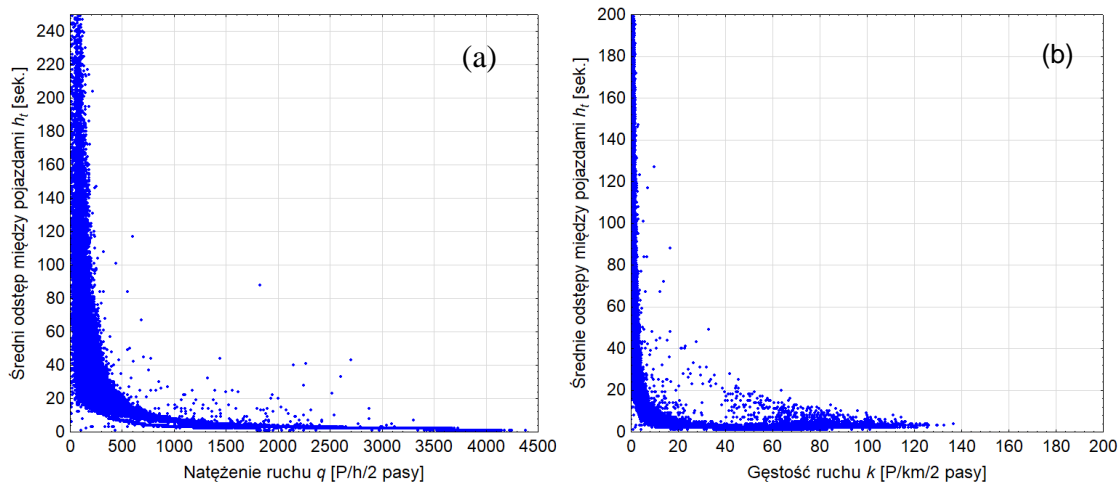
3. Obserwując parametry ruchu potoku pojazdów na poligonach zaobserwowano, że wraz ze wzrostem natężenia ruchu zmienia się rozkład ruchu na pasy. Rozkład staje się równomierny przy natężeniach w zakresie 1500-3000 P/h/2 pasy. W przypadku poligonu 01-S6/OT oraz poligonów, w których pomiar ruchu był realizowany w ramach projektu RID-2B, dzięki występowaniu wysokich natężeń ruchu, możliwe jest wyznaczenie empirycznych wzorów, pozwalających na oszacowanie udziału ruchu na pasie w zależności od natężenia ruchu w przekroju (rys. 5.14). W związku z tym, rekomenduje się wykorzystanie danych do opracowania modeli rozkładu ruchu na pasy.



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

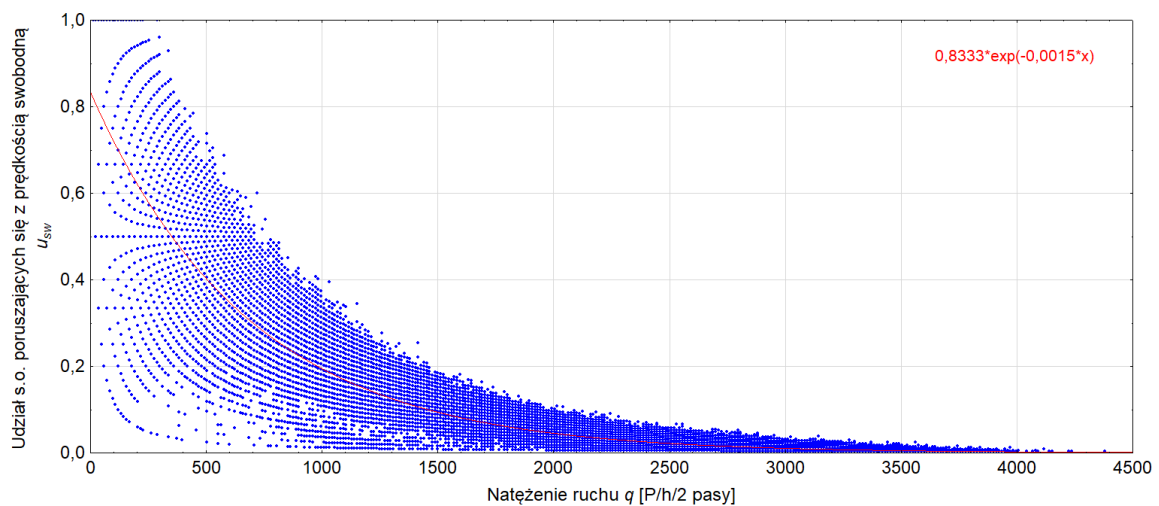
Rys. 5.14. Udział natężenia ruchu na prawym oraz lewym pasie w zależności od wielkości natężenia ruchu w przekroju – 01-S6/OT, interwał 5-min

4. Obserwując średnie odstępy czasu między pojazdami stwierdzono, że maleją one wraz ze wzrostem natężenia ruchu i gęstości potoku pojazdów. Zaobserwować można ich ustabilizowanie się przy natężeniu 1000 P/h/2 pasy i gęstości ok. 20 P/km/2 pasy (rys. 5.15). W tym zakresie natężenia i gęstości występuje wysoki udział pojazdów poruszających się z prędkością w ruchu swobodnym (rys. 5.16). Granice te mogą stanowić podstawę do wyznaczenia prędkości w ruchu swobodnym. W związku z tym, rekomenduje się wyznaczenie prędkości w ruchu swobodnym jako średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach niskiego natężenia (≤ 500 P/h/pas) i niskiej gęstości (≤ 10 P/km/pas) ruchu potoku pojazdów.
5. Udział pojazdów ciężkich zmienia się wraz ze wzrostem natężenia ruchu. Szczególnie przy niskich natężeniach ruchu (do 500 P/h/2 pasy) występuje wysoka wariancja udziału pojazdów ciężkich (rys. 5.17). Ze względu na zmienność udziału pojazdów ciężkich wraz z natężeniem ruchu rekomenduje się stosowanie pojazdów obliczeniowych w modelowaniu zależności q-v-k, w celu uniezależnienia danych od zmian tego udziału.



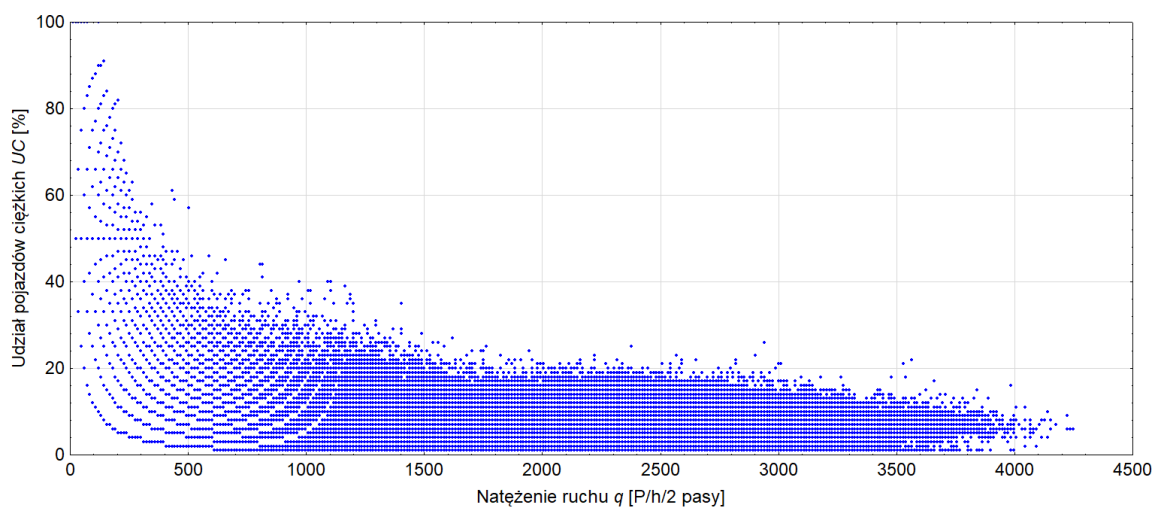
Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.15. Zależność między średnimi odstępami a natężeniem (a) i gęstością (b) ruchu potoku pojazdów – 01-S6/OT, interwał 5-min



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

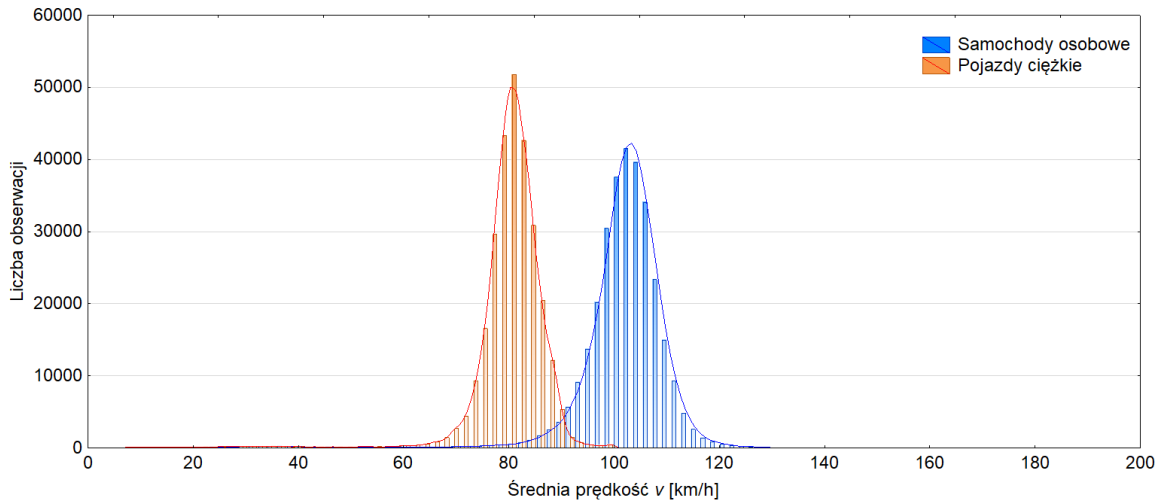
Rys. 5.16. Zależność między udziałem samochodów osobowych poruszających się z prędkością swobodną a natężeniem ruchu w przekroju – 01-S6/OT, interwał 5-min



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z poligonu 01-S6/OT

Rys. 5.17. Zależność pomiędzy udziałem pojazdów ciężkich a natężeniem ruchu – 01-S6/OT, interwał 5-min

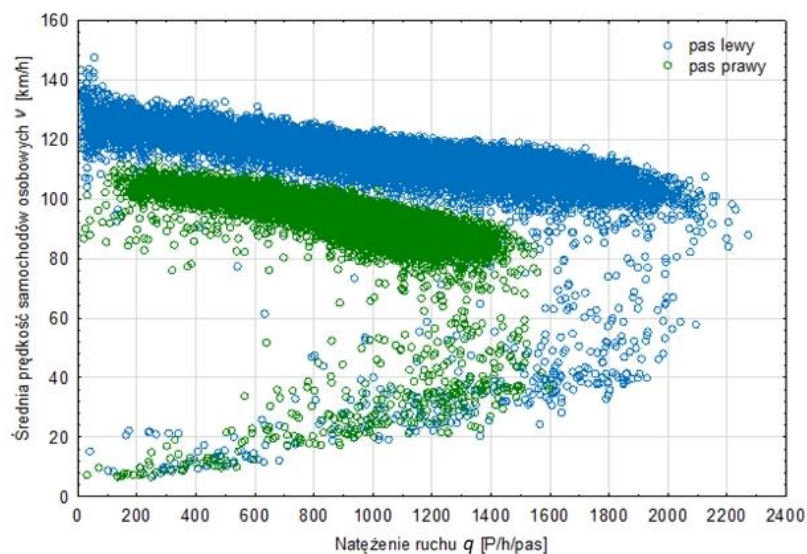
6. Analizy rozkładów prędkości pojazdów na analizowanych poligonach potwierdziły oczywiste zróżnicowanie pomiędzy prędkością samochodów osobowych a prędkością pojazdów ciężkich (rys. 5.18). Prędkość samochodów ciężarowych charakteryzuje się znacznie mniejszą wariancją i wrażliwością na zmianę warunków ruchu. Podobnie jak sugerują źródła zagraniczne [13, 55, 165] rekomenduje się odnoszenie się w modelach zależności $q-v-k$ do prędkości samochodów osobowych.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 5.18. Rozkład prędkości samochodów osobowych w zależności od pasa ruchu - 01-S6/OT, interwał 5-min

7. Podobnie można zaobserwować różnice w prędkości samochodów osobowych na prawym i lewym pasie (rys. 5.19). Ze względu na zróżnicowanie prędkości, a także natężeń ruchu na poszczególnych pasach ruchu rekomenduje się odnoszenie analiz do przekroju drogi, podobnie jak w przypadku podejścia niemieckiego [13, 55]. Odnoszenie się w analizach do jednego pasa ruchu (tj. jako średniej reprezentacji parametrów ruchu na pasach ruchu) może błędnie sugerować, że na każdym pasie ruchu występuje podobna charakterystyka ruchu potoku pojazdów.



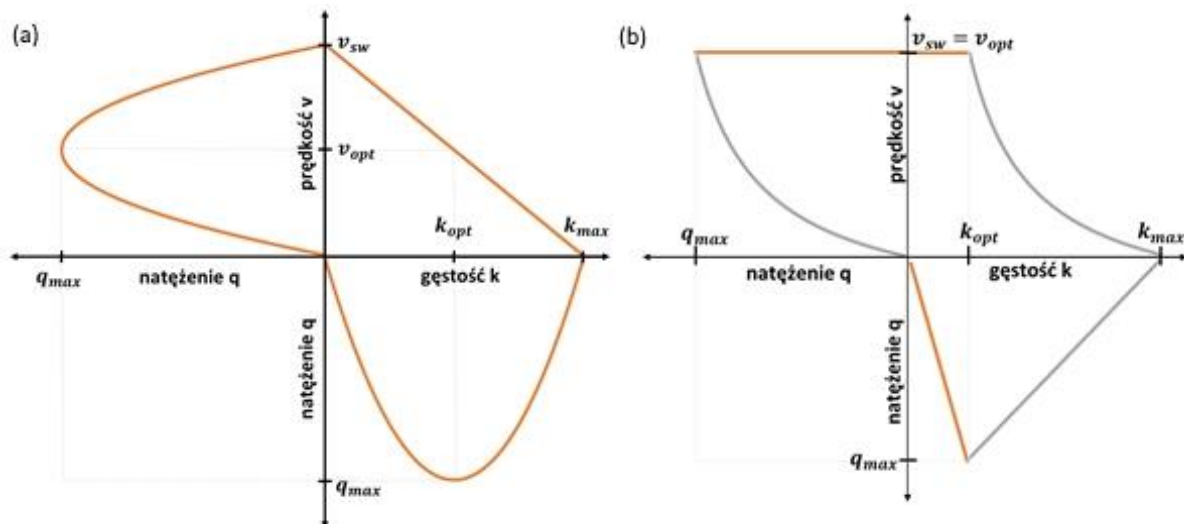
Źródło: opracowanie własne

Rys. 5.19. Zależność $v(q)$ dla prawego i lewego pasa ruchu - 01-S6/OT, interwał 5-min

6. MODELOWANIE FUNDAMENTALNEJ ZALEŻNOŚCI OPISUJĄCEJ RUCH POTOKU POJAZDÓW NA ODCINKACH AUTOSTRAD I DRÓG EKSPRESOWYCH

6.1. Wprowadzenie

Zależność fundamentalna q - v - k to zależność zachodząca pomiędzy podstawowymi parametrami ruchu potoku pojazdów: średnią prędkością v , gęstością k i natężeniem q . Zależności zachodzące pomiędzy poszczególnymi parametrami $v(q)$, $v(k)$, $q(k)$ opisuje się za pomocą wykresu fundamentalnego, w postaci trójwymiarowej płaszczyzny wyznaczonej przez wspólne osie prędkości, gęstości i natężenia. W najprostszej postaci (model Greenshields'a [62]) zależność $v(q)$ i $q(k)$ odwzorowuje się za pomocą paraboli i funkcji kwadratowej, a zależność $v(k)$ przyjmuje postać funkcji liniowej (rys. 6.1a). W przeglądzie literatury (rozdział 2) wskazano jednak, że możliwości reprezentacji poszczególnych zależności jest znacznie więcej, i tak na przykład zależność $v(k)$ może być reprezentowana przez funkcję logarytmiczną, wykładniczą czy sinusoidalną (model jednofazowy) lub nawet przez kilka funkcji o różnym kształcie (model wielofazowy) (rys. 6.1b).



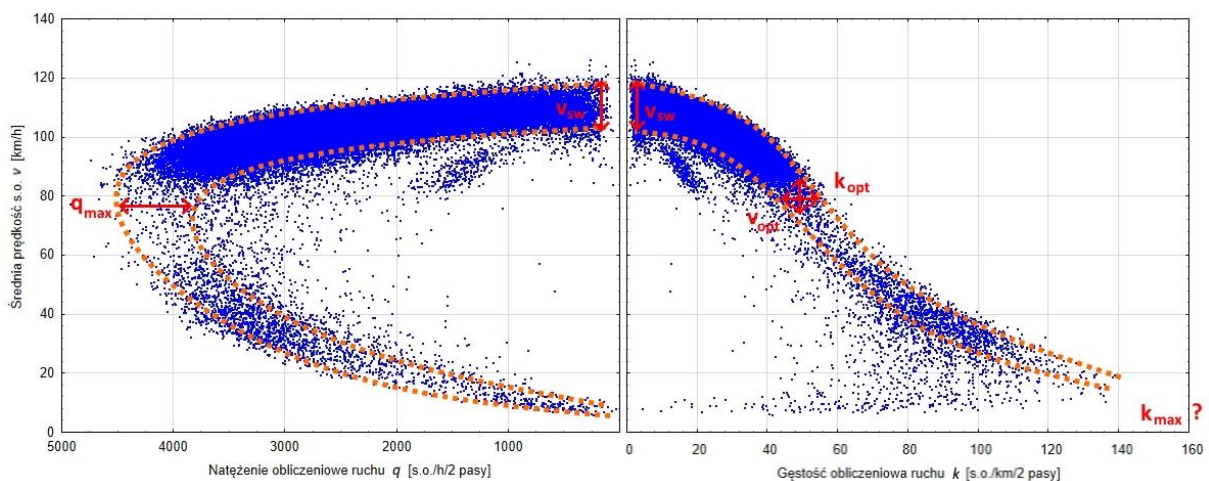
Źródło: opracowanie własne na podstawie [30, 62]

Rys. 6.1. Wykres fundamentalny ruchu potoku pojazdów: (a) podstawowy model jednofazowy Greenshields'a, (b) model dwufazowy Daganzo

W zaprezentowanych w syntezie literatury badaniach, obiektem modelowania jest najczęściej zależność $v(k)$, gdzie modelowaną zmienną (zmienną objaśnianą) jest prędkość, a zmienną w modelu (zmienna objaśniająca) jest gęstość. Stałymi w modelu są najczęściej wybrane parametry graniczne ruchu potoku pojazdów (v_{sw} , v_{opt} , k_{opt} , q_{max} , k_{max}), często również do modelu dodaje się inne stałe (np. jako potęga lub składnik iloczynu), które definiują kształt krzywej. Samo modelowanie zależności $v(k)$ polega na znalezieniu funkcji w najlepszy sposób opisującej (lub opisujących) badaną zależność, tj. wykazujących najlepsze dopasowanie do danych empirycznych. Model można zbudować w oparciu o znane lub z góry założone wartości parametrów granicznych lub odwrotnie, estymowane wartości parametrów granicznych mogą być wynikiem dopasowania wybranej funkcji do danych empirycznych, np. za pomocą metody najmniejszych kwadratów.

Pomimo prostych i klarownych zasad, odwzorowanie zależności $q-v-k$ dla dowolnych danych empirycznych nie jest zadaniem prostym. Obserwując empiryczną zależność $q-v-k$ (rys. 6.2), gdzie poszczególne zależności reprezentowane są przez chmurę punktów, wątpliwości budzą następujące kwestie:

1. W jaki sposób szacować i jakie wartości powinny przyjąć estymowane parametry graniczne (rys. 6.2)?
2. Czy zależność $q-v-k$ powinna zostać odwzorowana za pomocą jednej czy też większej liczby krzywych (model jedno czy wielofazowy – rys. 6.1)?
3. Jaka funkcja powinna zostać wybrana do odwzorowania poszczególnych zależności (i poszczególnych stanów ruchu – w przypadku modelu wielofazowego), aby uzyskać jak największą dokładność – czy powinna to być funkcja liniowa, logarytmiczna, wykładnicza, sinusoidalna?



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.2. Empiryczne zależności między parametrami ruchu potoku pojazdów oraz możliwy zakres wartości parametrów granicznych - dane 01-S6/OT, interwał 5-min, warunki wzorcowe

W przeglądanej literaturze nie udało się znaleźć jednoznacznych odpowiedzi na te pytania. W pracy podjęto próbę odpowiedzi na postawione pytania, w odniesieniu do danych empirycznych z polskich odcinków A+S, a wymienione problemy potraktowano jako problemy badawcze.

W tym celu odpowiedzi na postawione pytania badawcze przyjęto 5-stopniową procedurę postępowania w modelowaniu zależności $q-v-k$ (rys. 6.3):

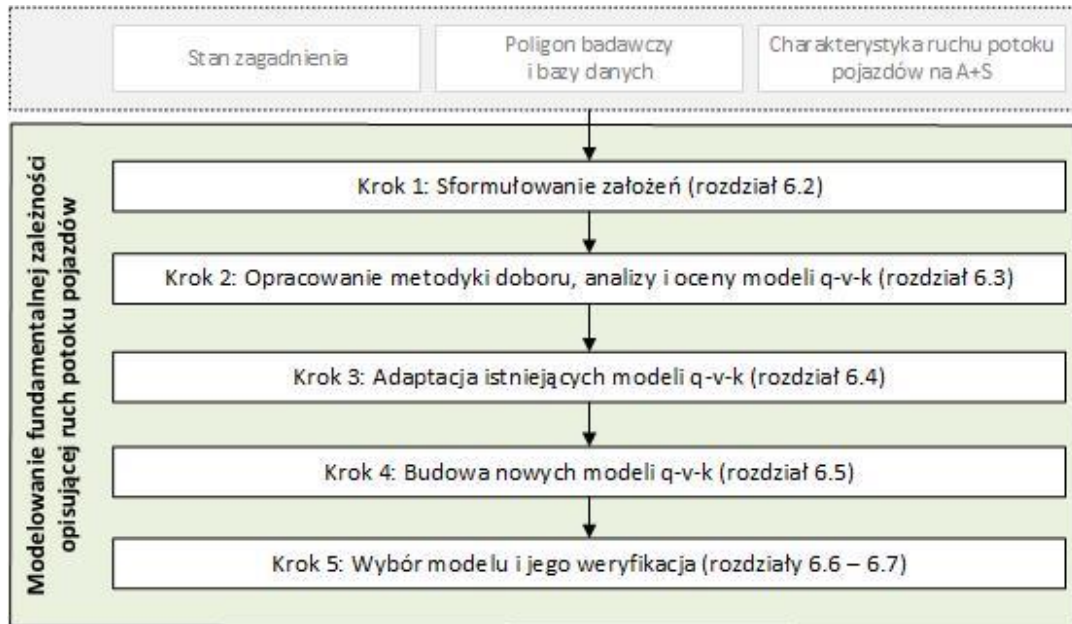
Krok 1: Sformułowanie założeń (rozdział 6.2). Bazując na wnioskach z literatury i wnioskach wyciągniętych z analizy ruchu na sieci A+S w Polsce sformułowano podstawowe założenia do budowy i analizy modeli $q-v-k$.

Krok 2: Opracowanie metodyki (rozdział 6.3). Biorąc pod uwagę sformułowane założenia, opracowano metodykę budowy i analizy modeli $q-v-k$, w tym oceny modeli za pomocą przyjętych kryteriów i wyboru najlepszego modelu.

Krok 3: Adaptacja istniejących modeli (rozdział 6.4). Istniejące, jedno i wielofazowe modele $q-v-k$ z wykorzystaniem metod statystycznych dopasowano do danych empirycznych i poddano szczegółowej analizie.

Krok 4: Budowa nowych modeli (rozdział 6.5). Zbudowano nowe modele q-v-k, za pomocą metod statystycznych dopasowano do danych empirycznych i poddano szczegółowej analizie.

Krok 5: Wybór modelu i jego weryfikacja (rozdział 6.6 - 6.7). Biorąc pod uwagę wskazane w założeniach kryteria dokonano wyboru modelu q-v-k rekomendowanego do stosowania w warunkach polskich. Model zweryfikowano dla danych empirycznych z poligonów badawczych, w których były realizowane badania ruchu w ramach projektu RID-2B.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.3. Procedura modelowania zależności fundamentalnej opisującej ruch potoku pojazdów dla danych empirycznych z polskich odcinków A+S

6.2. Założenia do modelowania zależności q-v-k

Bazując na wnioskach z literatury (rozdział 2) i wnioskach z analizy ruchu w poligonach badawczych (rozdział 5) przyjęto następujące założenia do budowy i analizy modeli q-v-k:

1. Modelowanie zależności q-v-k prowadzono w odniesieniu do tzw. warunków wzorcowych, zdefiniowanych w rozdziale 4.4. Pozwoliło to na wykluczenie wpływu warunków atmosferycznych i oświetlenia na ruch potoku pojazdów i kształt zależności q-v-k i odniesienie się wyłącznie do rzeczywistych warunków drogowo-ruchowych.
2. Modelowanie zależności q-v-k prowadzono z wykorzystaniem deterministycznych modeli opisowych (modeli analitycznych), dla danych empirycznych z poligonów badawczych.
3. Podstawowe analizy, mające na celu budowę, modyfikację i ocenę modeli q-v-k były prowadzone dla poligonu 01-S6/OT, tj. dla dwujezdniowej dwupasowej drogi ekspresowej.
4. Dane z poligonów badawczych, w których realizowany był pomiar w ramach projektu RID-2B wykorzystano do weryfikacji wybranego modelu q-v-k, tj. sprawdzenia, jak analizowany model zachowuje się w przypadku poligonów, w których występowały inne niż na 01-S6/OT warunki drogowo-ruchowe.

5. Analizy były prowadzone dla całego przekroju jezdni dwupasowej, jednokierunkowej, ze względu na zróżnicowanie rozkładów natężeń i prędkości potoku pojazdów na poszczególnych pasach ruchu.
6. W modelach q-v-k prędkość jest reprezentowana przez średnią prędkość samochodów osobowych, zgodnie z podejściem rekomendowanym w pracach badawczych [13, 55, 165].
7. Natężenie ruchu jest reprezentowane przez natężenie obliczeniowe, co umożliwia niezależnienie analiz od udziału pojazdów ciężkich.

6.3. Metodyka doboru, analizy i oceny modeli zależności fundamentalnej

6.3.1. Przygotowanie danych

Podstawową analizę przeprowadzono dla danych z poligonu 01-S6/OT, zagregowanych do interwałów 5-minutowych. Analizy prowadzono dla warunków wzorcowych, zidentyfikowanych w rozdziale 4.4 (brak opadów, sucha nawierzchnia, widzialność pozioma powyżej 200 m, oświetlenie dzienne). Łączna liczba interwałów po eliminacji tych, w których występowały inne warunki atmosferyczne lub oświetlenia wynosiła 106.850, w tych interwałach stacja pomiarowa zarejestrowała ponad 24 mln pojazdów. Obserwowany zakres parametrów ruchu przedstawiono w tablicy 6.1.

Tablica 6.1. Obserwowany zakres zagregowanych parametrów ruchu w warunkach wzorcowych w poligonie 01-S6/OT w interwałach 5-minutowych

Parametr	Średnia	Minimum	Maksimum	Odchylenie standardowe
Natężenie ruchu q [P/h/2 pasy]	2254	12	4380	679
Średnia prędkość samochodów osobowych v [km/h]	100,9	5,8	126,0	11,4
Gęstość k [P/km/2 pasy]	23,9	0,1	129,8	11,2
Udział pojazdów ciężkich UC [%]	6,5	0,0	40,0	4,4

Zródło: opracowanie własne

Na rysunku 6.4a przedstawiono zależność $v(q)$ reprezentowaną przez dane z analizowanego poligonu badawczego. Zaobserwować można występowanie wysokiej wariancji średniej prędkości dla różnych poziomów natężenia ruchu, wskazujących na dużą niejednorodność potoku ruchu, która może stanowić utrudnienie w dopasowaniu modeli q-v-k do danych empirycznych. Biorąc pod uwagę, że zależność fundamentalna bazuje na założeniu o stacjonarności ruchu potoku pojazdów (tj. w danych warunkach pojazdy w potoku zachowują się podobnie), wyznaczono uśrednioną reprezentację warunków ruchu w danym zakresie gęstości i natężeń ruchu.

W tym celu zakres obserwowanych gęstości ruchu k podzielono na przedziały o szerokości 0,1 s.o./km/2 pasy, a następnie dla każdego przedziału gęstości ruchu (k_r) wyznaczono średnią prędkość samochodów osobowych (v^*) oraz średnie natężenie ruchu (q^*), zgodnie z równaniami (6.1) i (6.2).

$$v^* = \frac{1}{n_{k_r}} \sum_{k=k_r} v \quad (6.1)$$

$$q^* = \frac{1}{n_{k_r}} \sum_{k=k_r} q \quad (6.2)$$

gdzie:

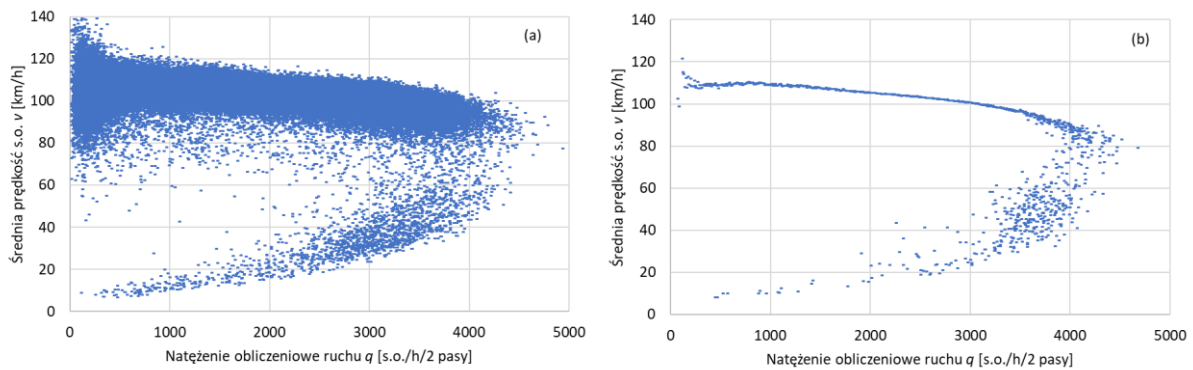
k_r – przedział gęstości ruchu ($k_r = 0; 0,1; 0,2; \dots; k_{max}$),

v^* – średnia prędkość samochodów osobowych w danym przedziale gęstości ruchu k_r ,

q^* – średnie natężenie ruchu w danym przedziale gęstości ruchu k_r ,

n_{k_r} – liczba interwałów, w których gęstość zawiera się w danym przedziale gęstości ruchu k_r .

W rezultacie uzyskano uśrednioną reprezentację warunków ruchu w pełnym zakresie natężeń i gęstości ruchu (6.4b).



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 6.4. Zależność $v(q)$: (a) dane rzeczywiste, (b) uśredniona reprezentacja warunków ruchu

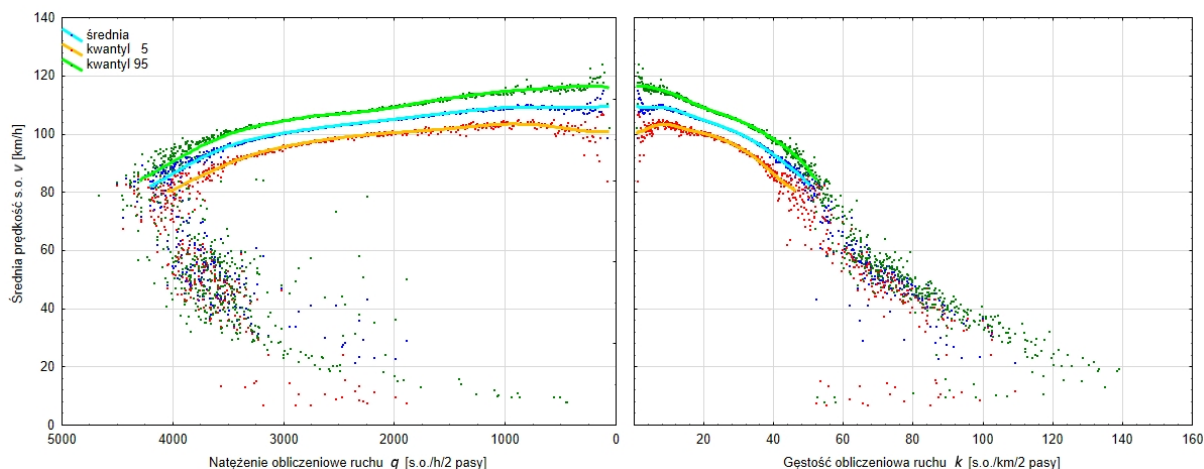
Analogicznie, dla każdego przedziału gęstości k_r wyznaczono kwantyle 5% i 95% średniej prędkości samochodów osobowych v_5 i v_{95} oraz odpowiadające im natężenia ruchu q_5 i q_{95} . Tym samym, dla każdego przedziału gęstości o szerokości 0,1 s.o./km/2 pasy wyznaczono obszar, w którym z 90% pewnością znajduje się średnia wartość prędkości i natężenia ruchu.

6.3.2. Określenie oczekiwanego zakresu parametrów granicznych

Bazując na danych empirycznych wyznaczono oczekiwane zakresy parametrów granicznych dla poligonu 01-S6/OT. Do wyznaczenia tego zakresu posłużyły obliczone dla każdego przedziału gęstości wartości v_5 , v_{95} , q_5 i q_{95} , wyznaczone metodą opisaną w punkcie 6.3.1. Dla tak wyznaczonych danych, za pomocą metody wygładzania odwrotnie wykładniczego (NKWW) korzystając z programu statystycznego dopasowano krzywe reprezentujące zależności pomiędzy prędkością v_5 oraz v_{95} a gęstością ruchu k i natężeniami ruchu q_5 i q_{95} (rys. 6.5). Korzystając z tych krzywych w zakresie prędkości $[v_{sw}, v_{opt}]$, gęstości $\leq k_{opt}$ i natężeń $\leq q_{max}$ (do punktu przegięcia na wykresie $v(q)$) określono przedziały, w których z dużym prawdopodobieństwem rzędu 90% znajduje się parametr graniczny prędkości, gęstości i natężenia dla danych z poligonu badawczego 01-S6/OT. Dolna granica przedziału dla każdego z parametrów $(v_{sw}, v_{opt}, k_{opt}, q_{max})$ odczytywana jest z wykresu dla krzywej reprezentującej kwantyl 5%, górna dla krzywej reprezentującej kwantyl 95% zależności odpowiednio $v(q)$ i $v(k)$. Zakres gęstości maksymalnej k_{max} przyjęto na podstawie literatury [14, 149, 165] i polskich badań [26]. Na tej podstawie określono oczekiwane przedziały, w których z 90% prawdopodobieństwem znajdują się wartości poszczególnych parametrów granicznych.

W tabelicy 6.2 zestawiono uzyskane przedziały wartości parametrów granicznych oraz porównano z wartościami przyjmowanymi dla analogicznych przekrojów (droga o charakterze aglomeracyjnym,

prędkość dopuszczalna 120 km/h, przekrój 2x2, brak pochylenia) w metodach HCM [165] i HBS [13]. Na podstawie tablicy 6.2 można zaobserwować, że oczekiwany zakres wartości poszczególnych parametrów granicznych wpisuje się pomiędzy wartości przyjmowane w metodzie HCM i HBS.



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 6.5. Krzywe $v(q)$ i $v(k)$ wyznaczające dolną i górną granicę oczekiwanych warunków ruchu, wyznaczone dla danych empirycznych z poligonu 01-S6/OT

Tablica 6.2. Oczekiwany zakres wartości poszczególnych parametrów granicznych zależności q - v - k dla poligonu 01-S6/OT oraz porównanie do wartości przyjmowanych w HCM i HBS dla analogicznych przekrojów

Parametr graniczny	Oczekiwany zakres wartości	Wartość przyjmowana w metodzie HCM	Wartość przyjmowana w metodzie HBS
q_{max} [s.o./h/2 pasy]	4050 – 4400	4800	3900
v_{sw} [km/h]	104 – 116	112	125
v_{opt} [km/h]	79 – 84	86	80
k_{opt} [s.o./km/2 pasy]	46 – 52	56	49
k_{max} [s.o./km/2 pasy]	> 200	-	-

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

6.3.3. Procedura adaptacji, budowy oraz analizy modeli

Przyjęto następującą procedurę adaptacji, budowy oraz analizy modeli q - v - k :

Krok 1: Wybór modeli do adaptacji.

Krok 1.1: Wybór spośród istniejących modeli. Spośród modeli wskazanych w syntezie literatury (rozdział 2.4.2) wybrano modele, które poddano następnie adaptacji w celu odwzorowania rzeczywistych warunków ruchu w poligonie 01-S6/OT.

Krok 1.1.1: Modele jednofazowe. Wybrano modele w podstawowej postaci, tj. bez uwzględnienia modyfikacji modeli np. z wykorzystaniem szeregu Taylor'a.

Krok 1.1.2.: Modele wielofazowe. Do dalszej analizy wybrano wyłącznie modele dwufazowe, w przypadku których możliwe jest zapewnienie ciągłości funkcji w pełnym zakresie gęstości (tj. uzyskanie punktu przełączenia w $k = k_{opt}$).

Krok 1.2: Budowa i wybór nowych modeli. Zaproponowano nowe jedno i dwufazowe modele zależności fundamentalnej, stanowiące adaptację modeli z innych dziedzin nauki (modele jednofazowe) lub kombinację istniejących modeli q - v - k (modele wielofazowe), które następnie wybrano do dalszej analizy.

Krok 1.2.1: Modele jednofazowe. W celu budowy modeli jednofazowych poszukiwano zależności w innych dziedzinach nauki, opisywanej w podobny sposób jak zależność $v(k)$, o podobnym kształcie jak empiryczna zależność między tymi parametrami, gdzie: obserwowany byłby spadek wartości zmiennej objaśnianej wraz ze wzrostem zmiennej objaśniającej; występowałaby skończona, maksymalna wartość zmiennej objaśnianej i skończona, maksymalna wartość zmiennej objaśniającej, przy której wartość zmiennej objaśnianej była równa lub bliska zeru; następowałaby zmiana tempa spadku wartości zmiennej objaśnianej: powolny spadek do osiągnięcia punktu przegięcia, po którym następowałoby zwiększenie tempa spadku. Wybrane modele przystosowano następnie do opisu zależności $q-v-k$, poprzez wprowadzenie do modelu parametrów w postaci parametrów granicznych zależności $q-v-k$, w miejsce oryginalnych parametrów modelu reprezentujących np. maksymalną wartość zmiennej objaśnianej czy wartość zmiennej objaśniającej, przy której występuje punkt przegięcia.

Krok 1.2.2: Modele wielofazowe. Do budowy nowych modeli wielofazowych zastosowano podejście podjęte po raz pierwszy przez Edie'go [41], który zaproponował pierwszy wielofazowy model $q-v-k$ jako kombinację dwóch istniejących modeli jednofazowych. Podobnie, w pracy zaproponowano kombinacje modeli jednofazowych do opisu poszczególnych stanów ruchu zależności $q-v-k$: osobno stanu ruchu swobodnego i stanu ruchu wymuszonego. Wybór modeli reprezentujących poszczególne stany ruchu wynikał z analizy istniejących modeli jednofazowych (rozdział 6.4). Przyjęto graniczną gęstość dla stanu ruchu swobodnego i wymuszonego jako połowę oczekiwanego zakresu wartości gęstości optymalnej (tablica 6.2). Założono konieczność zapewnienia ciągłości modelu, a więc przyjęto, że wspólne parametry graniczne modeli reprezentujących poszczególne stany ruchu powinny mieć takie same wartości.

Krok 2: Obliczenie wartości parametrów granicznych.

Krok 2.1: Modele jednofazowe. Parametry graniczne oraz pozostałe parametry modeli wyznaczono za pomocą nieliniowej metody najmniejszych kwadratów, korzystając z algorytmu optymalizacji nieliniowej Levenberg'a-Marquardt'a [52], w programie statystycznym Statgraphics [183]. Algorytm, poczynszyszy od zadanych początkowych wartości parametrów, iteracyjnie redukuje sumę kwadratów błędów między rzeczywistymi i modelowanymi wartościami zmiennej objaśnianej, poprzez sekwencyjną aktualizację wartości parametrów modelu [52].

Krok 2.2: Modele wielofazowe. Wyznaczenie wartości parametrów granicznych w przypadku modeli wielofazowych jest znacznie bardziej skomplikowane niż w przypadku modeli jednofazowych, ze względu na konieczność zapewnienia ciągłości funkcji. Przyjęto następującą procedurę:

Krok 2.2.1: Wyznaczenie parametrów granicznych pierwszej funkcji (dla stanu ruchu swobodnego) dla zakresu gęstości $k \leq 49$ (połowa oczekiwanego zakresu k_{opt}), zgodnie z metodyką dla modeli jednofazowych (krok 2.1).

Krok 2.2.2: Przyjęcie do drugiej funkcji (dla stanu ruchu wymuszonego) znanej, wyznaczonej z pierwszej funkcji, wartości parametru granicznego wspólnego dla obu funkcji (np. k_{opt} , v_{opt}) oraz wyznaczenie pozostałych parametrów zgodnie z metodyką dla modeli jednofazowych (krok 2.1), dla zakresu gęstości $k > 49$.

Krok 3: Ocena modeli. Metodę oceny modeli $q-v-k$ opisano w rozdziale 6.3.4.

Krok 4: Wybór modelu. Wyboru modelu dokonano na podstawie wyników oceny oraz zgodnie z metodą wskazaną w rozdziale 6.3.4.

Krok 5: Weryfikacja wybranego modelu. Wybrany model poddano następnie weryfikacji, w dwóch etapach:

Krok 5.1: Badanie elastyczności modelu, tj. sprawdzenie jak zmiana poszczególnych parametrów modelu wpływa na kształt zależności q-v-k. Polegało ono na zmienianiu wartości wybranego parametru przy utrzymaniu stałych wartości pozostałych parametrów i sprawdzeniu, czy model zachowuje się zgodnie z oczekiwaniami, np. czy zmiana v_{sw} w modelu powoduje zmianę wartości maksymalnej prędkości na wykresie $v(k)$, czy zmiana k_{opt} powoduje odpowiadające jej wartości przesunięcie punktu przegięcia funkcji $v(k)$ odpowiednio w lewo lub w prawo.

Krok 5.2: Badanie zachowania modelu w różnych warunkach drogowo-ruchowych. Do weryfikacji wykorzystano dane z pomiarów ruchu realizowanych w ramach projektu RID-2B. Wybrano poligony o różnych warunkach drogowo-ruchowych, np. o różnej dopuszczalnej prędkości, lokalizacji drogi czy różnym udziale pojazdów ciężkich, w których występowały wysokie natężenia ruchu, przekraczające 4000 s.o./h/2 pasy. Następnie, korzystając z programu Statgraphics [183], do danych empirycznych z poligonów badawczych dopasowano wybrany model q-v-k. Celem było sprawdzenie, jak model testowany wcześniej wyłącznie dla 1 poligonu (01-S6/OT) zachowuje się w przypadku innych warunków drogowo-ruchowych, a także mniejszej ilości danych (w szczególności sprawdzono, czy występuje przegięcie funkcji $v(q)$ przy $q = q_{max}$ oraz jak odwzorowywane są warunki ruchu reprezentowane przez dane empiryczne).

6.3.4. Metoda oceny modeli zależności fundamentalnej

Przyjęta metoda oceny analizowanych modeli zależności fundamentalnej obejmuje następujące etapy:

- Etap I: Dobór kryteriów oceny
- Etap II: Przyjęcie szczegółowych zasad oceny
- Etap III: Przyjęcie poziomów akceptowalności modeli
- Etap IV: Ocena i wybór najlepszych modeli

Etap I: Dobór kryteriów oceny

Na podstawie pracy Wang'a [171] oraz wstępnych badań własnych przyjęto następujące kryteria, które powinien spełniać dobrze dobrany model q-v-k:

- Kryterium 1:** prosty zapis matematyczny,
- Kryterium 2:** dobre dopasowanie statystyczne modelu do danych empirycznych,
- Kryterium 3:** poprawne wartości parametrów granicznych estymowanych w modelu,
- Kryterium 4:** spełnione warunki brzegowe zależności fundamentalnej.

Etap II: Zasady oceny

Biorąc pod uwagę wskazane kryteria, przyjęto zasady oceny i miary pozwalające na ocenę czy dane kryterium jest spełnione:

Kryterium 1: Prosty zapis matematyczny. Przyjęto, że miarą prostoty zapisu matematycznego modelu będzie liczba jego parametrów. Przyjęto, że czym mniejsza liczba parametrów, tym model prostszy, łatwiejszy w zastosowaniu praktycznym i łatwiejszy do adaptacji do danych warunków drogowo-ruchowych. Przyjęto, że model posiada prosty zapis matematyczny, jeżeli liczba jego parametrów nie przekracza 3, średnio trudny zapis matematyczny, jeżeli liczba parametrów wynosi 4-5 parametrów i trudny, jeżeli liczba parametrów jest większa niż 5.

Kryterium 2: Dobre dopasowanie statystyczne do danych empirycznych. Do oceny wykorzystano statystyczne miary dobroci dopasowania pozwalające na ocenę oraz porównanie modeli nieliniowych, w skład których wchodzi:

- pierwiastek błędu średniokwadratowego (RMSE – Root Mean Squared Error) – informuje, o ile średnio różnią się estymowane wartości od wartości rzeczywistych. Czym niższa wartość błędu RMSE tym lepsza jakość dopasowania modelu do danych rzeczywistych.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{T} \sum_{t=1}^T (y_t - \hat{y}_t)^2} \quad (6.3)$$

gdzie:

T – liczba obserwacji,

y_t – obserwowana wartość zmiennej,

\hat{y}_t – wartość zmiennej prognozowana w modelu.

- średni absolutny błąd procentowy (MAPE – Mean Absolute Percentage Error) – jest to miernik względny informujący, o ile procent średnio estymowane wartości odchylają się w stosunku do wartości rzeczywistych. Czym niższy błąd MAPE tym większa dokładność estymacji.

$$MAPE = \frac{1}{T} \sum_{t=1}^T \left| \frac{y_t - \hat{y}_t}{y_t} \right| * 100\% \quad (6.4)$$

Na podstawie rozkładu błędów dla wszystkich analizowanych modeli przyjęto, że błąd jest:

- niski, jeżeli $RMSE \leq 6,4$ i $MAPE \leq 10,9$ (jest mniejszy bądź równy kwantylowi 33% rozkładu błędów),
- średni, jeżeli $6,4 < RMSE \leq 7,9$ i $10,9 < MAPE \leq 15,2$,
- wysoki, jeżeli $RMSE > 7,9$ i $MAPE > 15,2$ (jest większy niż kwantyl 67% rozkładu błędów).

Kryterium 3: Poprawne wartości parametrów granicznych estymowanych w modelu. Poprawność szacunku wartości granicznych parametrów zależności q-v-k była oceniana poprzez porównanie uzyskanej wartości z oczekiwanym zakresem wartości wskazanym w rozdziale 6.3.2. Jeżeli wartość estymowanego parametru mieściła się w oczekiwanym zakresie przyjęto, że model dobrze estymuje wartość danego parametru. W przeciwnym przypadku przyjęto, że wartość parametru granicznego jest szacowana błędnie. Czym większa liczba parametrów granicznych mieszczących się w oczekiwanym zakresie, tym lepsze odwzorowanie rzeczywistych warunków ruchu za pomocą modelu.

Kryterium IV: Spełnione warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Na podstawie przeglądu literatury [35, 51] przyjęto, że model q-v-k powinien spełniać następujące warunki brzegowe:

- **warunek brzegowy W1** dot. stanu ruchu swobodnego:

$$v = v_{sw} \text{ gdy } k = 0 \text{ i } q = 0 \text{ (warunkowo: } v = v_{sw} \text{ gdy } k \rightarrow 0),$$

- **warunek brzegowy W2** dot. stanu ruchu wymuszonego:

$$v = 0 \text{ gdy } k = k_{max} \text{ (warunkowo: } v \rightarrow 0 \text{ gdy } k \rightarrow k_{max}),$$

- **warunek brzegowy W3:** dot. stanu ruchu swobodnego i wymuszonego:

$$q = 0 \text{ gdy } k = 0 \text{ lub } k = k_{max} \text{ (warunkowo: } q \rightarrow 0 \text{ gdy } k \rightarrow 0 \text{ lub } k \rightarrow k_{max})$$

Biorąc pod uwagę zależność, którą spełniają poszczególne parametry (2.11), gdy całkowicie spełnione są dwa pierwsze warunki brzegowe W1 i W2, spełniony jest również trzeci warunek brzegowy W3. Gdy warunek W1 jest spełniony warunkowo, dochodzi do naruszenia warunku W3 w obszarze stanu ruchu swobodnego, ponieważ $q \rightarrow 0$ gdy $k \rightarrow 0$. Analogicznie, gdy warunek W2 spełniony jest warunkowo, dochodzi do naruszenia warunku W3 w obszarze stanu ruchu wymuszonego, ponieważ $q = 0$ gdy $k = 0$, ale $q \rightarrow 0$ gdy $k \rightarrow k_{max}$. Ze względu na zależność warunku W3 od dwóch pozostałych założono, że najistotniejsze w kontekście oceny będą warunki brzegowe W1 i W2. Dopuszczalne jest warunkowe spełnienie obu warunków, ale w przypadku warunku brzegowego W2 wyłącznie pod warunkiem, że przy gęstości sięgającej dolnej granicy oczekiwanego zakresu wartości k_{max} (tablica 6.2), prędkość będzie już bardzo niska.

W przypadku, gdy model spełnia lub warunkowo spełnia oba warunki brzegowe, może być wykorzystany do odwzorowania obu stanów ruchu. W innym wypadku, jeżeli model spełnia lub warunkowo spełnia tylko jeden z warunków brzegowych, może zostać wykorzystany tylko do odwzorowania stanu ruchu, dla którego spełniony jest warunek brzegowy.

Krok III: Przyjęcie poziomów akceptowalności modeli

Przyjęto następujące poziomy akceptowalności modeli, w odniesieniu do ich zastosowania do opisu empirycznej zależności q-v-k na polskich odcinkach A+S:

- A – model akceptowany, jeżeli spełnia kryteria oceny modeli w następującym zakresie:
 - Kryterium 1 – prosty lub średnio trudny zapis matematyczny – nie więcej niż 5 parametrów,
 - Kryterium 2 – co najwyżej średni błąd estymacji,
 - Kryterium 3 – minimum 3 parametry graniczne określone poprawnie,
 - Kryterium 4 – spełnione lub warunkowo spełnione warunki brzegowe 1 i 2 zależności fundamentalnej.
- A* – model akceptowany po modyfikacji, jeżeli jego zmodyfikowana postać spełnia kryteria oceny jak w poziomie A,
- N – model nieakceptowany,
- N* - model nieakceptowany do opisu pełnego zakresu warunków ruchu jako model jednofazowy, ale z potencjałem do opisu wybranego stanu ruchu w modelu dwufazowym.

Etap IV: Ocena i wybór najlepszych modeli

Zastosowano dwustopniową procedurę oceny i wyboru modelu zależności fundamentalnej:

1. Przeprowadzenie szczegółowej oceny analizowanych modeli oraz zbiorcze porównanie modeli w grupach (modele istniejące jednofazowe, modele istniejące dwufazowe, nowe modele jednofazowe, nowe modele dwufazowe); następnie wskazanie w poszczególnych grupach modeli o klasie akceptowalności A lub A*.

2. Wybór, spośród modeli o poziomie akceptowalności A lub A*, najlepszego modelu, tj. wykazującego się najlepszą oceną względem wskazanych kryteriów i w najlepszy sposób odwzorowującego rzeczywiste warunki ruchu, tj.: wykazującego się prostotą zapisu matematycznego, najlepszym dopasowaniem do danych empirycznych, poprawnie szacującego wartości parametrów granicznych, co najmniej warunkowo spełniającego warunki brzegowe W1 i W2 zależności fundamentalnej.

6.4. Adaptacja istniejących modeli

6.4.1. Analiza i ocena istniejących modeli jednofazowych

6.4.2.1. Zestawienie i ocena zbiorcza modeli

Analizą objęto wybrane modele wskazane w tablicy 6.3. Prezentowane modele bazują na 2-5 parametrach szacowanych z wykorzystaniem nieliniowej metody najmniejszych kwadratów, algorytmu Levenberg'a-Marquardt'a, zgodnie z metodą przedstawioną w rozdziale 6.3.

Tablica 6.3. Zestawienie istniejących modeli zależności fundamentalnej, wybranych do adaptacji

Grupa	Model		Funkcja
	Nr	Nazwa	
Jednofazowe	A.1F.1	Greenshields	$v = v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}}\right)$
	A.1F.2	Greenberg	$v = v_{opt} \ln \left(\frac{k_{max}}{k}\right)$
	A.1F.3	Pipes-Munjal	$v = v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{k_{max}}\right)^n\right)$
	A.1F.4	Krystek	$v = v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}}\right)^4$
	A.1F.5	Underwood	$v = v_{sw} \exp\left(-\frac{k}{k_{opt}}\right)$
	A.1F.6	Duncan	$v = q_{max} \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_{max}}\right) = v_s \left(1 - \frac{k_{max}}{k}\right)$
	A.1F.7	Newell	$v = v_{sw} \left(1 - \exp\left(-\frac{a}{v_{sw}} \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_{max}}\right)\right)\right)$
	A.1F.8	Northwestern	$v = v_{sw} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^2\right)$
	A.1F.9	Kerner i Konhäuser	$v = v_{sw} \left(\frac{1}{1 + \exp\left(\frac{\frac{k}{k_{max}} - a}{b}\right)} - c \right)$
	A.1F.10	Del Castillo	$v = v_{sw} \left(1 - \exp\left(\frac{ v_0 }{v_{sw}} \left(1 - \frac{k_{max}}{k}\right)\right)\right)$
	A.1F.11	MacNicholas	$v = v_{sw} \left(\frac{k_{max}^n - k^n}{k_{max}^n + mk^n}\right)$
	A.1F.12	Van Aerde	$k = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_{sw} - v} + c_3 v}$
	A.1F.13	Wang	$v = v_{min} + \left(\frac{v_{sw} - v_{min}}{\left(1 + \exp\left(\frac{k - k_{opt}}{a}\right)\right)^b} \right)$

Źródło: opracowanie własne na podstawie [2, 22, 37, 39, 61, 62, 81, 91, 107, 121, 129, 168, 171]

Zbiorną ocenę modeli oraz ich parametrów zestawiono w tablicach 6.4 - 6.5. Biorąc pod uwagę wskazane kryteria oceny, można zaobserwować, że:

- model A.1F.6 nie pozwala na odwzorowanie empirycznej zależności q-v-k dla analizowanego poligonu w pełnym zakresie gęstości $k = 0 \div k_{max}$,
- większość modeli, poza modelami A.1F.2 oraz A.1F.13 spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej,
- największą dokładność odwzorowania rzeczywistych warunków ruchu (kryterium 2), a tym samym najniższy błąd szacunku, wykazują modele 4-parametrowe, w szczególności: A.1F.7, A.1F.8*, A.1F.11; tym samym wyniki sugerują trudność w jednoczesnym spełnieniu kryterium 1 i 3 (wyższa dokładność kosztem większej liczby parametrów),
- żaden z modeli nie pozwala na poprawne oszacowanie wszystkich wartości granicznych; w odniesieniu do kryterium 3 najlepsze wyniki osiągają modele 4-parametrowe A.1F.8, A.1F.11, A.1F.12, A.1F.13.

Tablica 6.4. Ocena istniejących modeli jednofazowych – modele 2-3 parametrowe

Kryterium oceny modelu		A.1F.1	A.1F.2	A.1F.3	A.1F.4	A.1F.5	A.1F.6
		Greenshields	Greenberg	Pipes	Krystek	Underwood	Duncan
1	Liczba parametrów	2	2	3	3	2	2
2	Ocena dopasowania modeli						
	RMSE	7,95	17,01	8,82	9,16	11,28	-
	MAPE [%]	13,91	29,31	16,31	15,25	22,98	-
3	Wartości parametrów granicznych						
	V_{sw}	121	-	109	127	141	-
	V_{opt}	60	24	66	52	52	-
	k_{max}	138	861	124	390	624	-
	k_{opt}	69	-	67	78	79	-
	q_{max}	4153	7602	4408	4060	4071	-
4	Warunki brzegowe						
	warunek 1	TAK	NIE	TAK	TAK	TAK	-
	warunek 2	TAK	NIE	TAK	TAK	TAK (war.)	-

Źródło: opracowanie własne

Tablica 6.5. Ocena istniejących modeli jednofazowych – modele 3-5 parametrowe

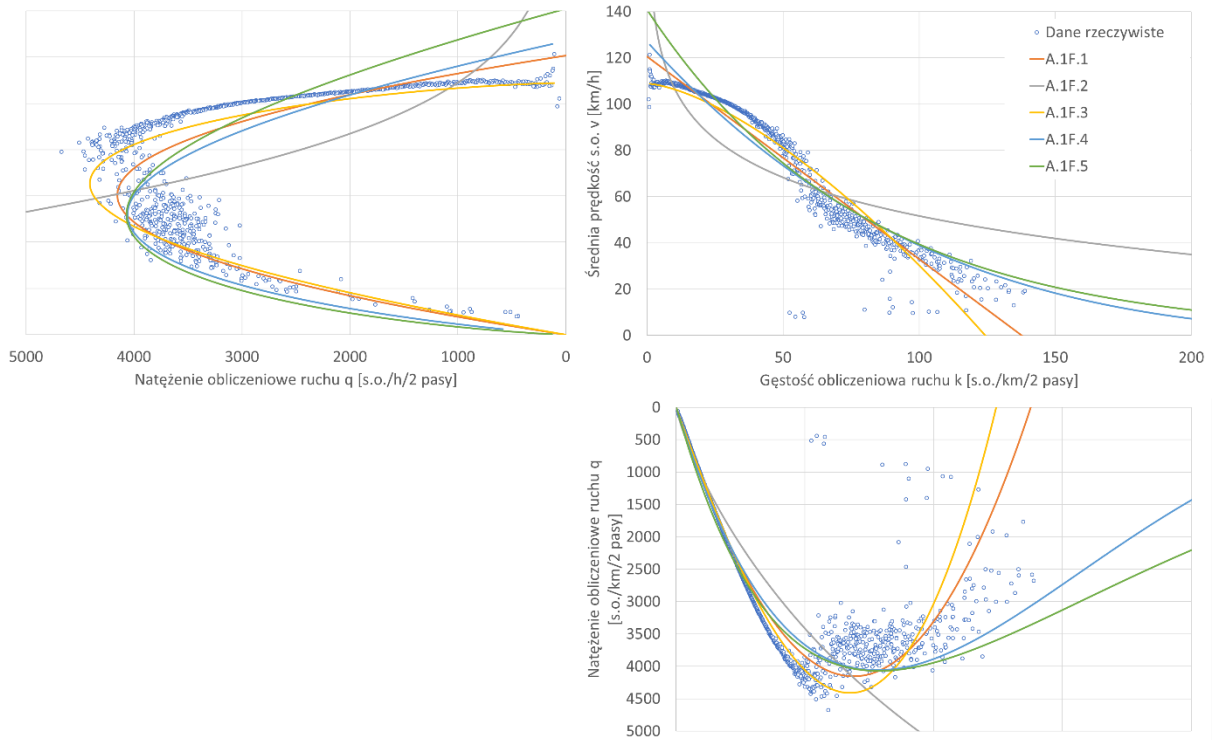
Kryterium oceny modelu		A.1F.7	A.1F.8	A.1F.8*	A.1F.9	A.1F.10	A.1F.11	A.1F.12	A.1F.13
		Newell	Northwestern	mod. Northwes	Kerner i Konha	Del Castillo	MacNicholas	Van Aerde	Wang
1	Liczba parametrów	4	4	4	5	3	4	4	4
2	Ocena dopasowania modeli								
	RMSE	6,30	6,20	6,73	8,58	9,23	5,61	12,07	5,83
	MAPE [%]	10,56	12,60	11,63	15,14	21,04	10,94	72,17	9,42
3	Wartości parametrów granicznych								
	V_{sw}	109	113	109	107	109	108	110	110
	V_{opt}	67	68	70	75	62	74	73	74
	k_{max}	160	227	224	294	160	238	203	∞
	k_{opt}	56	58	49	59	62	54	58	49
	q_{max}	4001	3929	4306	4407	4001	4090	4216	4092
4	Warunki brzegowe								
	warunek 1	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK
	warunek 2	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	NIE

Źródło: opracowanie własne

Legenda:

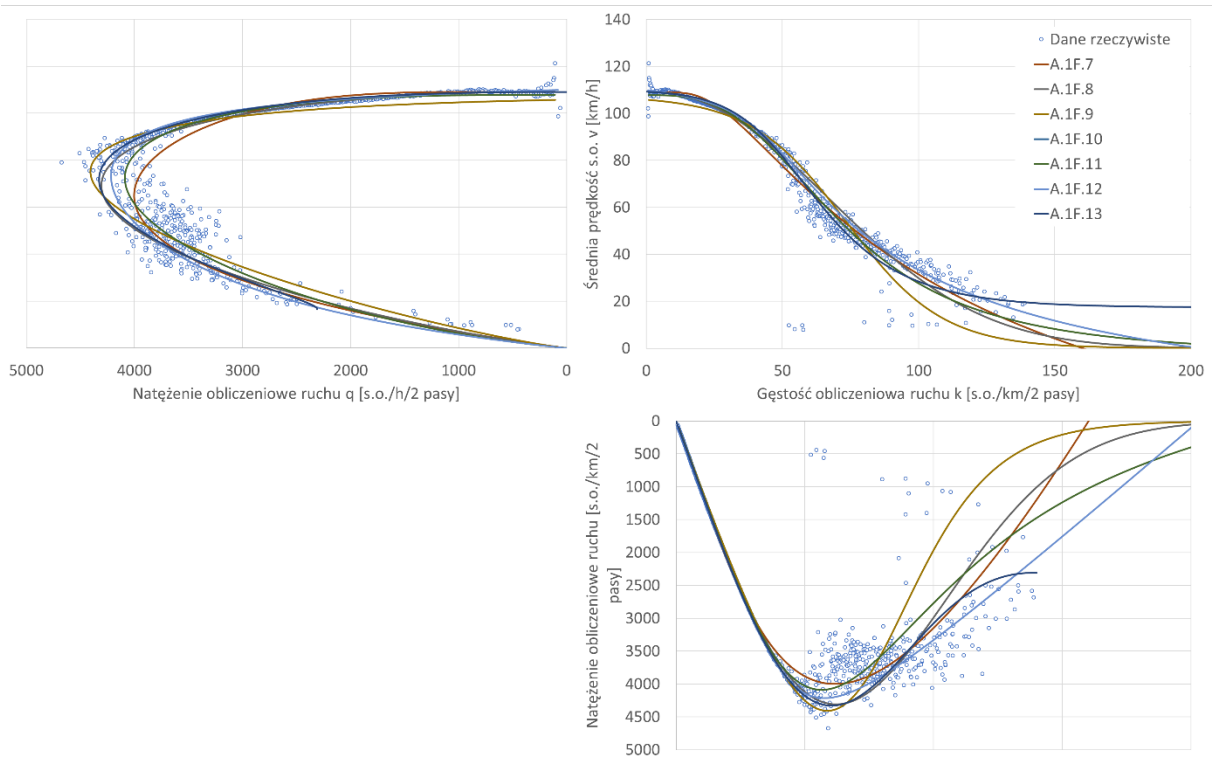
Ocena parametru	
109	Parametr mieści się w oczekiwanym zakresie
Ocena modelu	
	wysoki błąd niski błąd

Na rysunkach 6.6 - 6.7 przedstawiono zbiorczą reprezentację modeli – na rysunku 6.6 zestawiono bazowe modele 2-3 parametrowe, na rysunku 6.7 zestawiono modele 3-5 parametrowe.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.6. Zestawienie zbiorcze modeli 2-3 parametrowych



Źródło: opracowanie własne

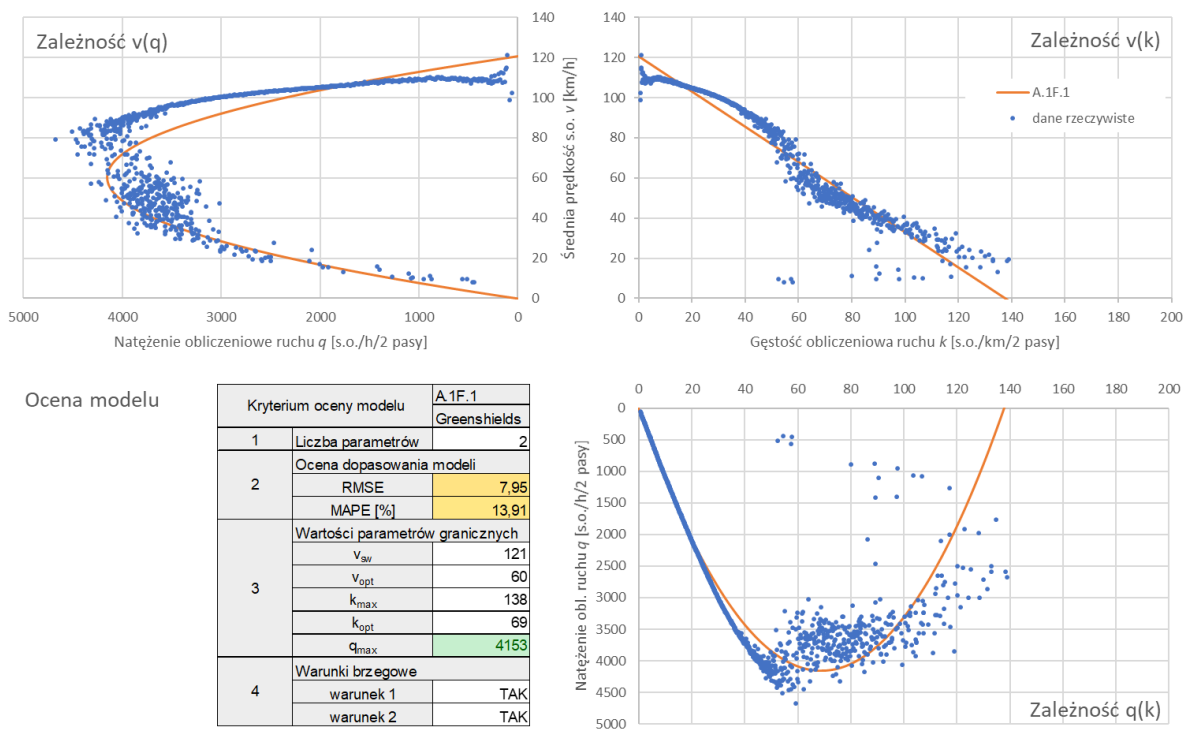
Rys. 6.7. Zestawienie zbiorcze modeli 3-5 parametrowych

Na podstawie wykresów oraz oceny modeli można wywnioskować, że najlepsze odwzorowanie rzeczywistych warunków ruchu w analizowanym poligonie A+S dają modele reprezentujące zależność $v(k)$ za pomocą krzywej w kształcie litery S, należące do bardziej skomplikowanych w zapisie matematycznym modeli 3-5 parametrowych. Potwierdzeniem tej obserwacji są znacznie lepsze wyniki oceny tych modeli (tablica 6.4) względem prostych modeli 2-3 parametrowych.

Szczegółową analizę i ocenę modeli przedstawiono w rozdziale 6.4.2.2.

6.4.2.2. Analiza i ocena szczegółowa

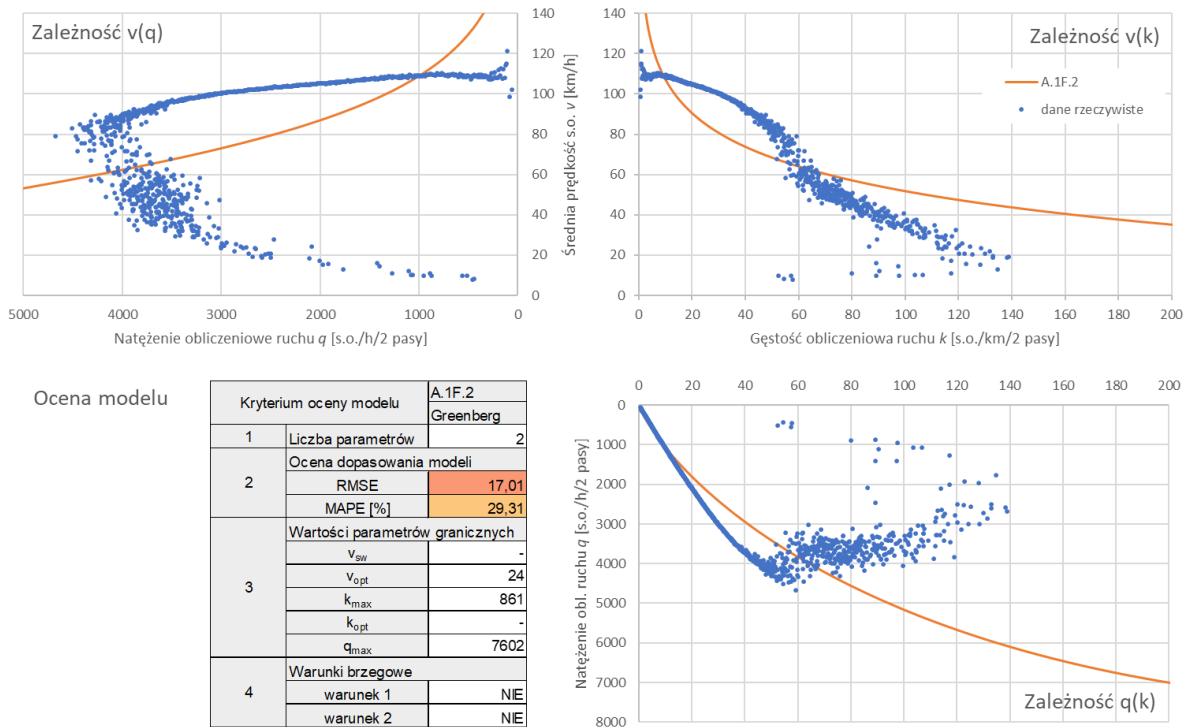
Model A.1F.1 – model Greenshields’a. Dwuparametrowy model Greenshields’a jest najprostszym modelem liniowym zależności $q-v-k$. Zależność $v(k)$ w modelu jest reprezentowana za pomocą funkcji liniowej, a zależności $v(q)$ i $q(k)$ za pomocą funkcji kwadratowej. Model posiada jedynie dwa parametry, dzięki czemu charakteryzuje się prostym zapisem matematycznym, jest prosty w adaptacji i interpretacji. Model spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Biorąc pod uwagę pozostałe kryteria oceny modelu, wykazuje się on słabym dopasowaniem do danych empirycznych, a jego parametry graniczne nie zawierają się w oczekiwanym zakresie wartości, uzyskano jedynie poprawne odwzorowanie q_{max} (rys. 6.8).



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.8. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.1

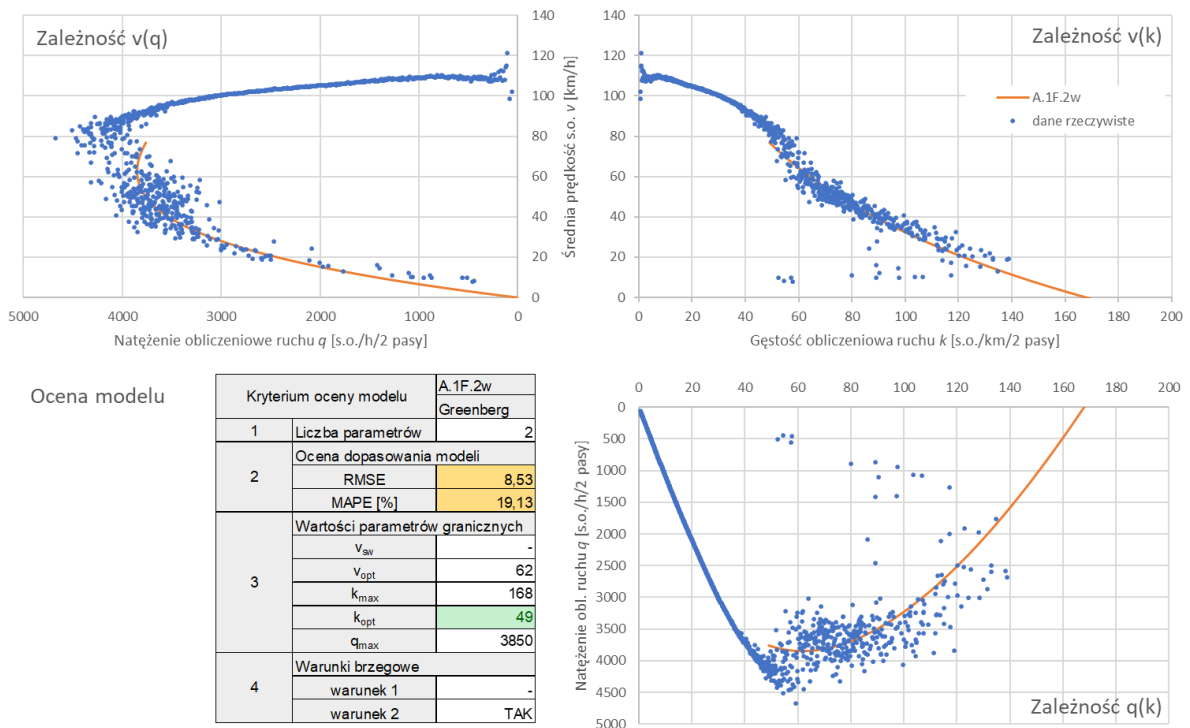
Model A.1F.2 – model Greenberg’a. Jest to model oparty na funkcji logarytmicznej. Model nie odwzorowuje poprawnie rzeczywistych warunków ruchu, zarówno w obszarze ruchu swobodnego, jak i wymuszonego, a także poszczególnych parametrów granicznych (rys. 6.9). Podstawowym ograniczeniem modelu jest brak spełnienia warunków brzegowych 1 i 2 oraz brak dopasowania do danych empirycznych, w tym brak odwzorowania charakterystycznego przegięcia przy $q = q_{max}$.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.9. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.2

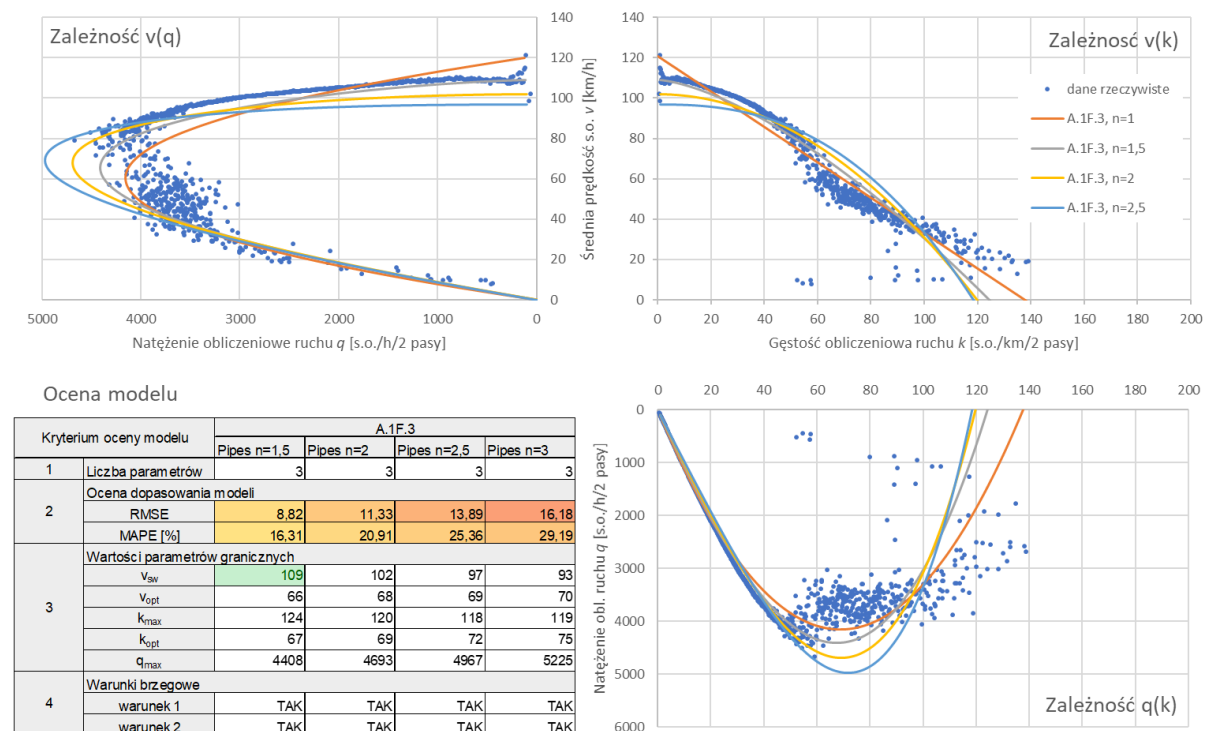
Model A.1F.2 może natomiast sprawdzić się jako składowa A.1F.2w modelu wielofazowego do modelowania stanu ruchu wymuszonego, gdy $k > k_{opt}$ (rys. 6.10).



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.10. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.2w – stan ruchu wymuszonego

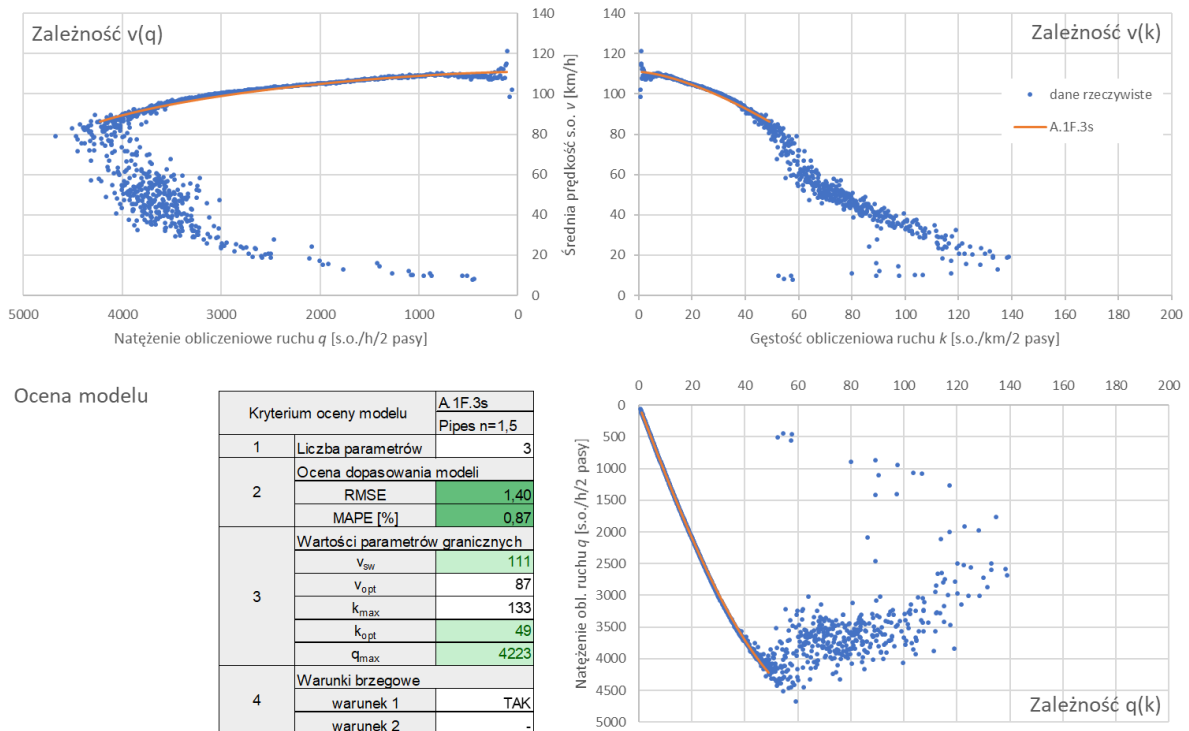
Model A.1F.3 - model Pipes'a. Model ten jest modyfikacją modelu Greenshields'a, powstałą poprzez zastosowanie wykładnika potęgi n . Model spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej. W przypadku gdy $n = 1$ model sprowadza się do modelu Greenshields'a (rys. 6.11). W ramach analizy sprawdzono jak zmiana wykładnika potęgi wpływa na ocenę dopasowania i parametry modeli. Najlepsze odwzorowanie danych empirycznych uzyskano stosując wykładnik $n = 1,5$. Mimo to model poprawnie estymuje jedynie wartość v_{sw} , podczas gdy pozostałe parametry graniczne znajdują się poza oczekiwanym zakresem wartości – v_{opt} i k_{max} są zaniżone, podczas gdy obserwuje się zawyżoną wartość k_{opt} . Obserwując zależność $v(q)$ zaobserwować można ponadto zaniżanie średniej prędkości niemal w całym zakresie natężeń w stanie ruchu swobodnego.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.11. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.3

Model A.1F.3 daje natomiast możliwość bardzo dobrego odwzorowania stanu ruchu swobodnego, stąd też może być wykorzystany jako składowa A.1F.3s modelu wielofazowego do modelowania stanu ruchu swobodnego, gdy $k \leq k_{opt}$ (rys. 6.12).



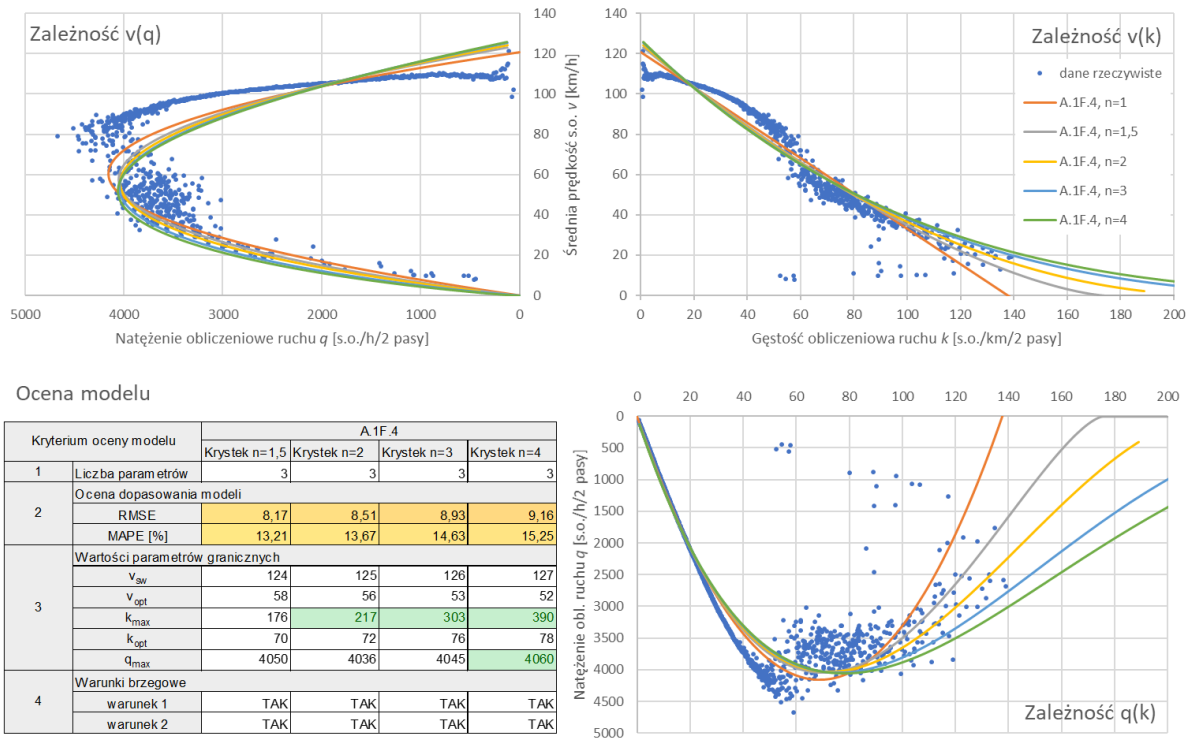
Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.12. Odwzorowanie zależności q - v - k oraz ocena modelu A.1F.3s – stan ruchu swobodnego

Model A.1F.4 – model Krystka. Model jest kolejną modyfikacją modelu Greenshields'a (A.1F.1). Prof. Krystek, podobnie jak Pipes (A.1F.3), zaproponował zastosowanie w modelu wykładnika potęgi, wpływającego na zmianę kształtu modelowanych krzywych (rys. 6.13). Gdy $n = 1$ model sprowadza się do modelu Greenshields'a (A.1F.1). W oryginalnej postaci model przyjmuje wartość wykładnika potęgi $n = 4$. Model zweryfikowano jednak również dla innych wykładników potęgi. Model spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Nie spełnia jednak podstawowych założeń dotyczących parametrów granicznych funkcji (silnie zawyżona wartość v_{sw} i zaniżona q_{max}) oraz charakteryzuje się wysokim błędem oszacowania. Należy wspomnieć przy tym, że model został opracowany dla obszaru miasta i nie był analizowany pod kątem zastosowania do A+S. Można ponadto zauważyć, że zmiana wykładnika potęgi nie wpływa znacząco na zmianę parametrów granicznych w stanie ruchu swobodnego. Zmiana jest widoczna przede wszystkim w stanie ruchu wymuszonego, gdzie w zależności od wykładnika potęgi następuje wydłużenie lub skrócenie ramienia krzywej i tym samym różna wartość k_{max} .

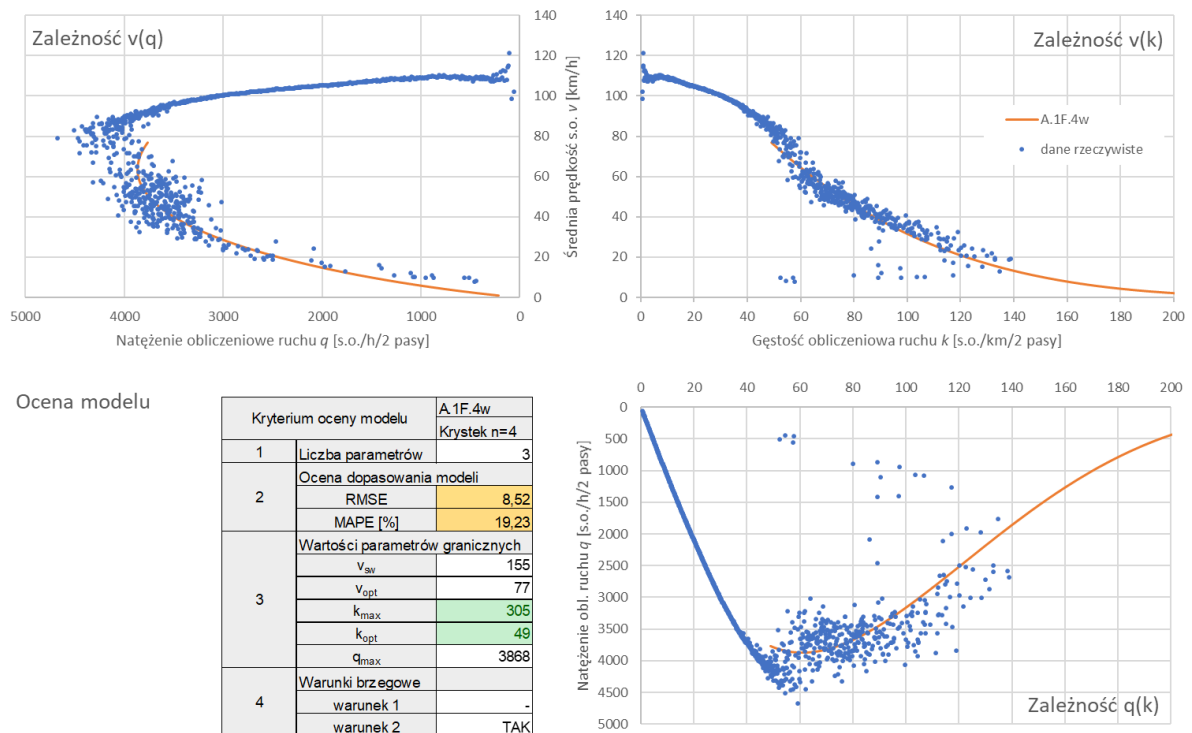
Model A.1F.4 może natomiast znaleźć zastosowanie jako składowa (A.1F.4w) modelu dwufazowego, jako że pozwala na stosunkowo dobrą reprezentację warunków ruchu wymuszonego, gdy $k > k_{opt}$ (rys. 6.14).

Model A.1F.5 – model Underwood'a. Model ten jest odwzorowuje zależność $v(k)$ za pomocą funkcji wykładniczej (rys. 6.15), spełniając przy tym warunek brzegowy 1 oraz warunkowo spełniając warunek brzegowy 2 (gdy $v \rightarrow 0$, $k \rightarrow \infty$). Posiadając zaledwie dwa parametry, model nie spełnia założeń w zakresie wartości granicznych większości parametrów i równocześnie charakteryzuje się wysokim błędem prognozy.



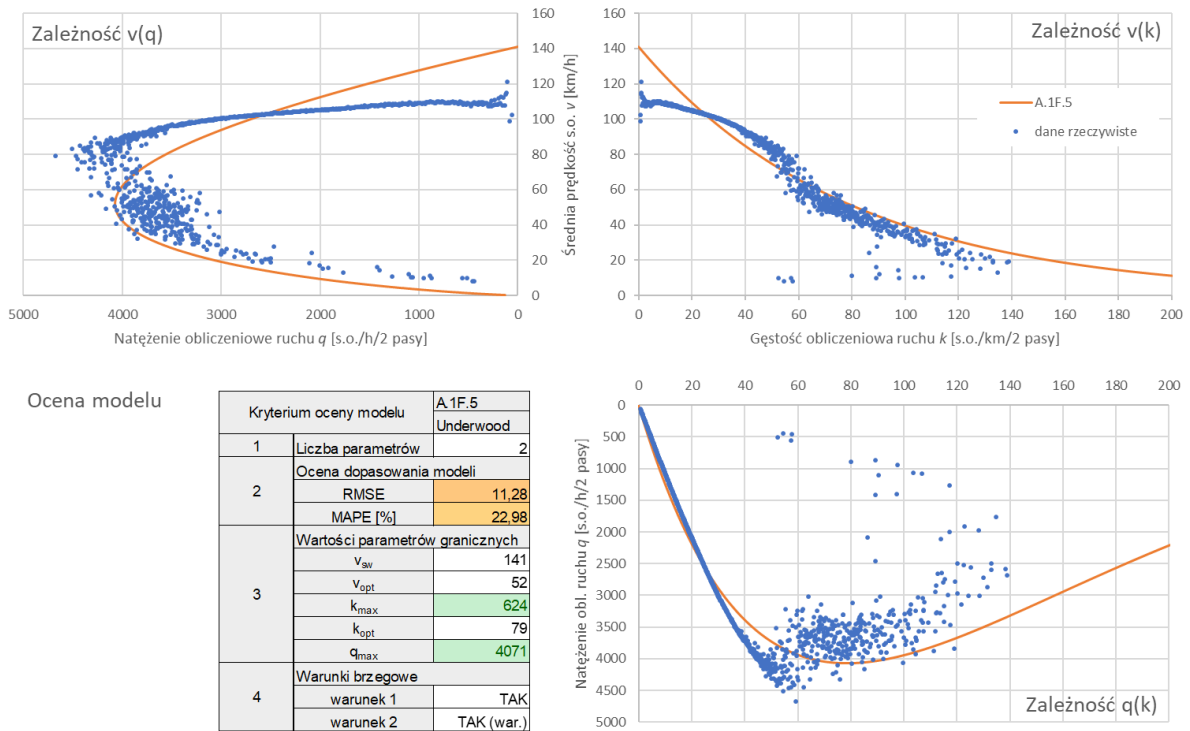
Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.13. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.4



Źródło: opracowanie własne

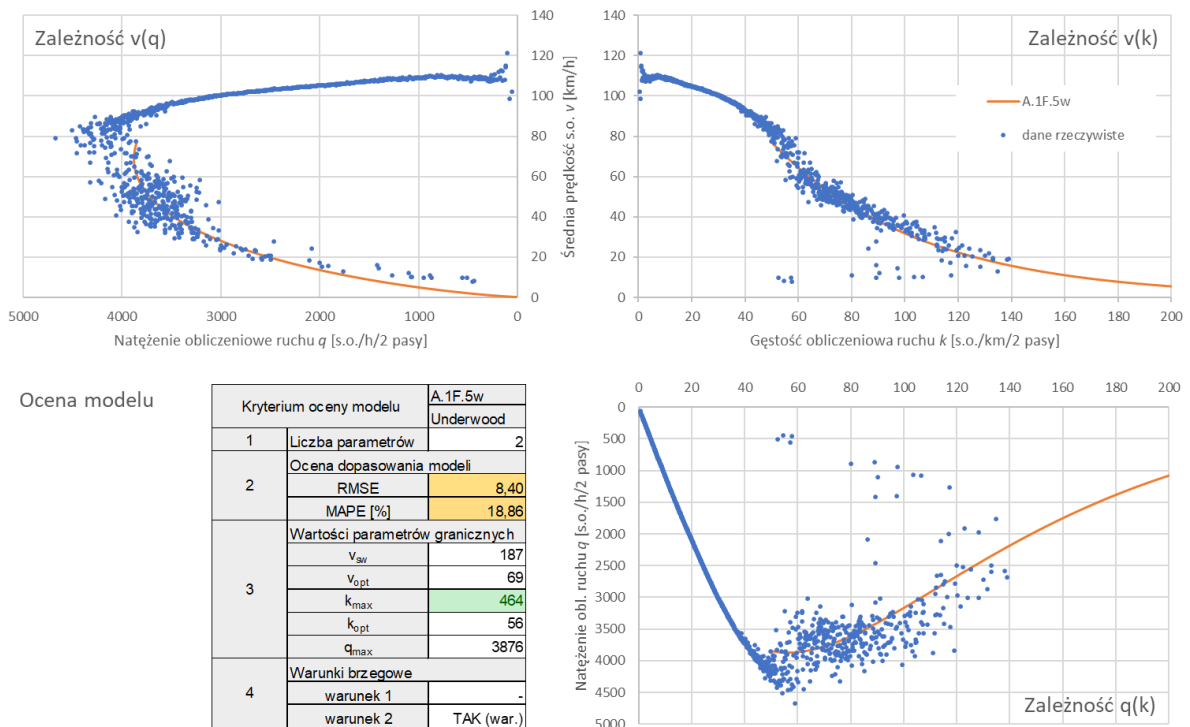
Rys. 6.14. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.4w – stan ruchu wymuszonego



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.15. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.5

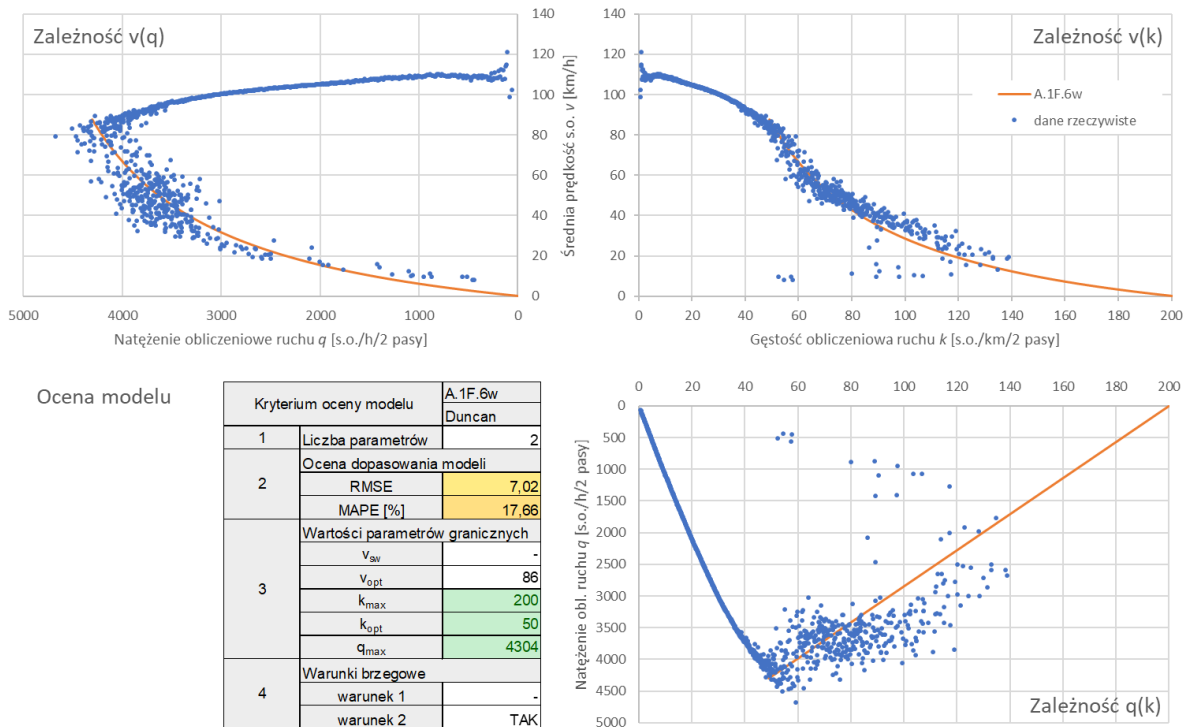
Ze względu na stosunkowo dobre odzworowanie stanu ruchu wymuszonego, model A.1F.5 może znaleźć zastosowanie jako element modelu wielofazowego (rys. 6.16).



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.16. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.5w – stan ruchu wymuszonego

Model A.1F.6 – model Duncan’a. Model nie pozwolił na odwzorowanie rzeczywistych warunków ruchu w pełnym zakresie gęstości ($k = 0 \div k_{max}$) i w związku z tym nie znajduje zastosowania jako model jednofazowy. Sprawdzono jednak jak model sprawdza się do odwzorowania poszczególnych stanów ruchu. Model, zaadoptowany do warunków ruchu wymuszonego ($k > k_{opt}$), wykazał się stosunkowo niskimi błędami estymacji, a także poprawnie wyznaczył wartości większości parametrów granicznych (rys. 6.17). Model spełnia przy tym warunek brzegowy 2 oraz wykazuje się prostotą zapisu matematycznego (2 parametry).

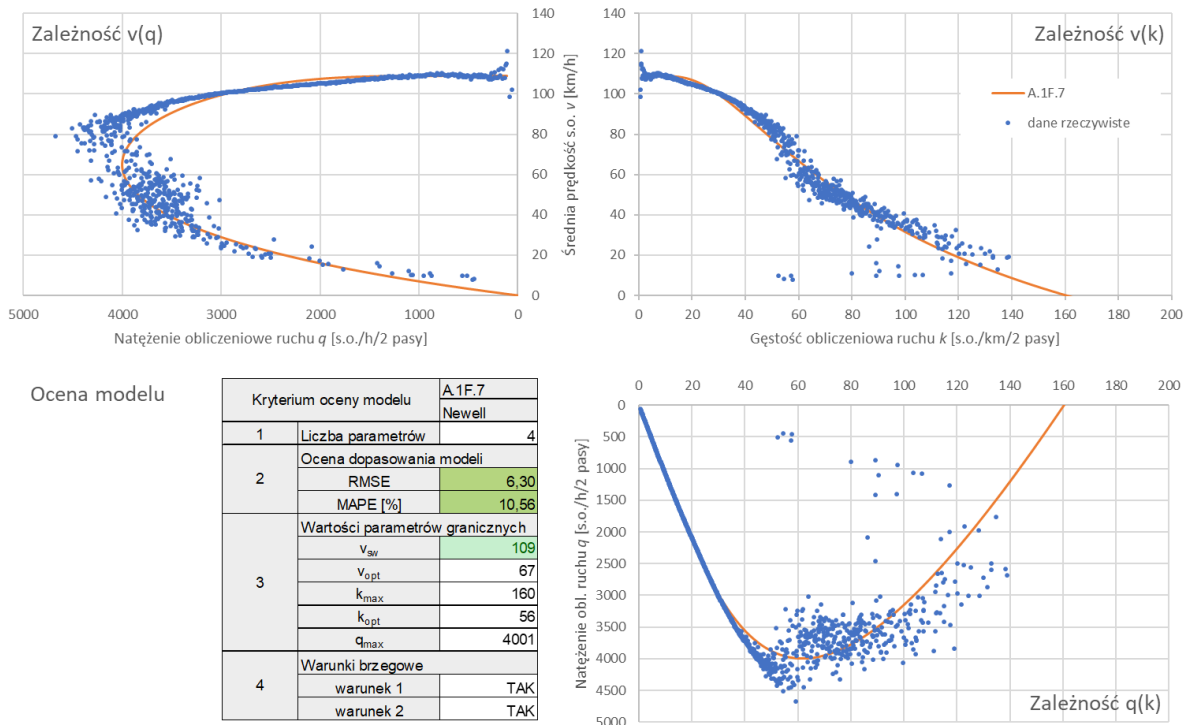


Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.17. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.6w – stan ruchu wymuszonego

Modele Newell’a (A.1F.7), Northwestern (A.1F.8), Kerner’a – Konhäuser’a (A.1F.9), Del Castillo (A.1F.10), MacNicholas’a (A.1F.11), Van Aerde (A.1F.12) czy Wang’a (A.1F.13) należą do grupy modeli 4-5 parametrowych, znacznie bardziej złożonych względem np. modelu Greenshields’a (A.1F.1) czy Pipes’a (A.1F.3), ale charakteryzujących się znacznie lepszym odwzorowaniem pełnego zakresu warunków ruchu. Wszystkie te modele odwzorowują zależność $v(k)$ za pomocą krzywej w kształcie litery S.

Model A.1F.7 – model Newell’a. Czteroparametrowy model A.1F.7 charakteryzuje się niskim błędem estymacji oraz spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Niemniej jednak, większość parametrów granicznych mieści się poza oczekiwanym zakresem wartości (rys. 6.18). W szczególności, model niepoprawnie szacuje (zaniża) wartości parametrów w obszarze q_{max} . Widoczne jest jednak znacznie lepsze dopasowanie krzywej do danych empirycznych względem modeli 2-3 parametrowych.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.18. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.7

Model A.1F.8 – model Northwestern. Dopasowanie modelu sprawdzono dla dwóch przypadków:

- przyjmując współczynniki (zdefiniowane stałe) równania zgodnie z oryginalną postacią modelu (6.5):

$$v = v_{sw} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^2\right) \quad (6.5)$$

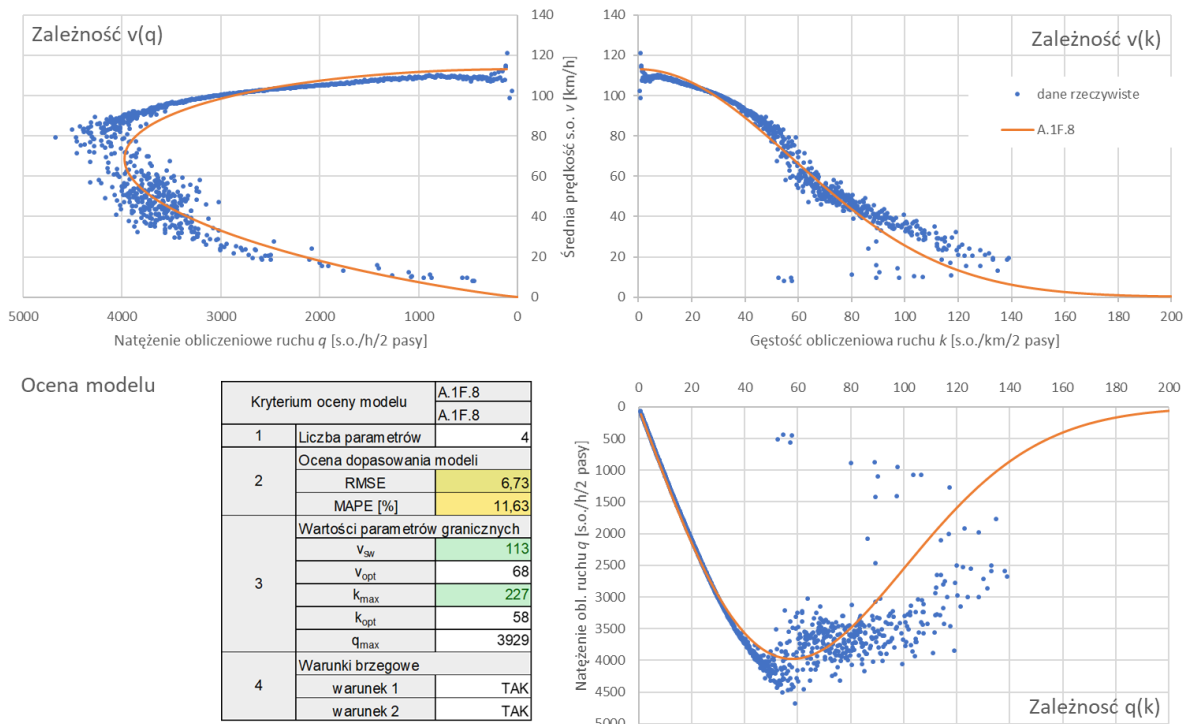
- wyznaczając współczynniki równania (6.6) w wyniku zastosowania metody najmniejszych kwadratów (modyfikacja modelu A.1F.8 – A.1F.8*):

$$v = v_{sw} \exp\left(a\left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^b\right) \quad (6.6)$$

W przypadku zastosowania równania (6.5), zgodnie z jego oryginalną postacią zaproponowaną przez Drake'a i in. [37] model A.1F.8 charakteryzuje się niskim błędem estymacji, spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej, jednak zaniżając wartości parametrów granicznych w obszarze q_{max} (rys. 6.19).

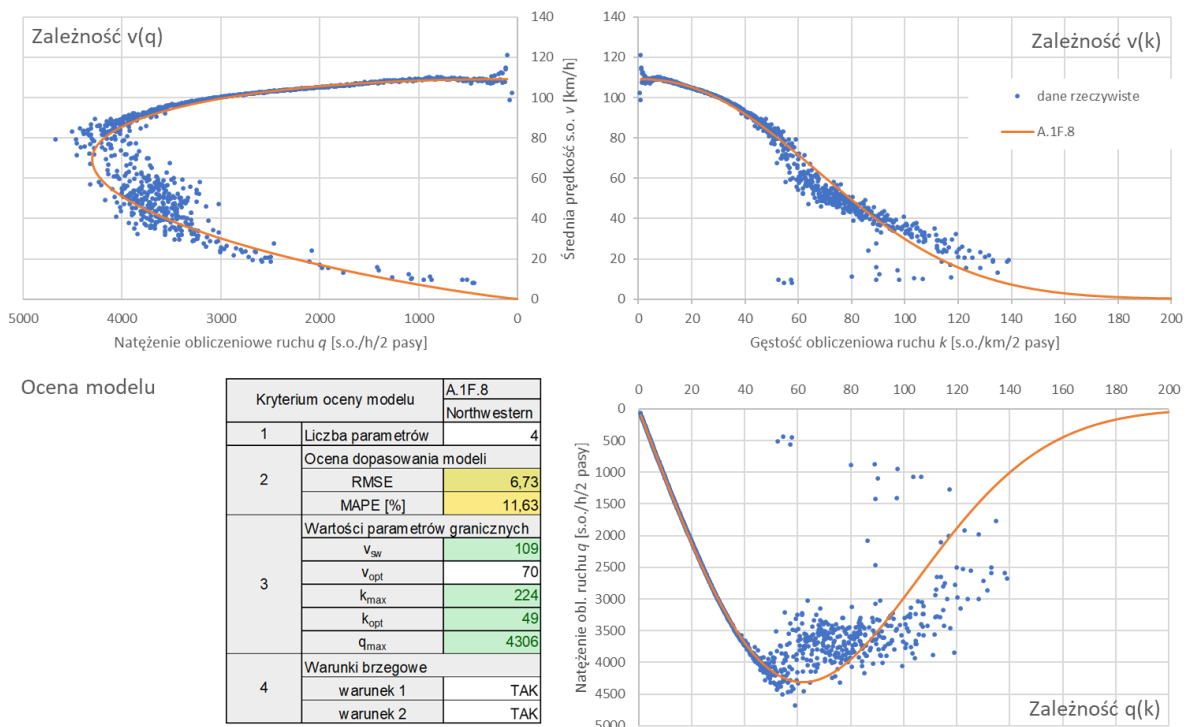
Znacznie lepsze rezultaty daje zastosowanie równania (6.6), w którym wszystkie parametry i współczynniki równania podlegały estymacji (rys. 6.20).

Model A.1F.8*, powstały w wyniku takiej modyfikacji modelu A.1F.8: spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej, charakteryzuje się wysoką dokładnością odwzorowania oraz poprawnie szacuje wartości wszystkich parametrów granicznych, z wyjątkiem v_{opt} , którego wartość jest zaniżona w stosunku do oczekiwanego zakresu wartości tego parametru.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.19. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.8 (z przyjęciem stałych współczynników w równaniu)

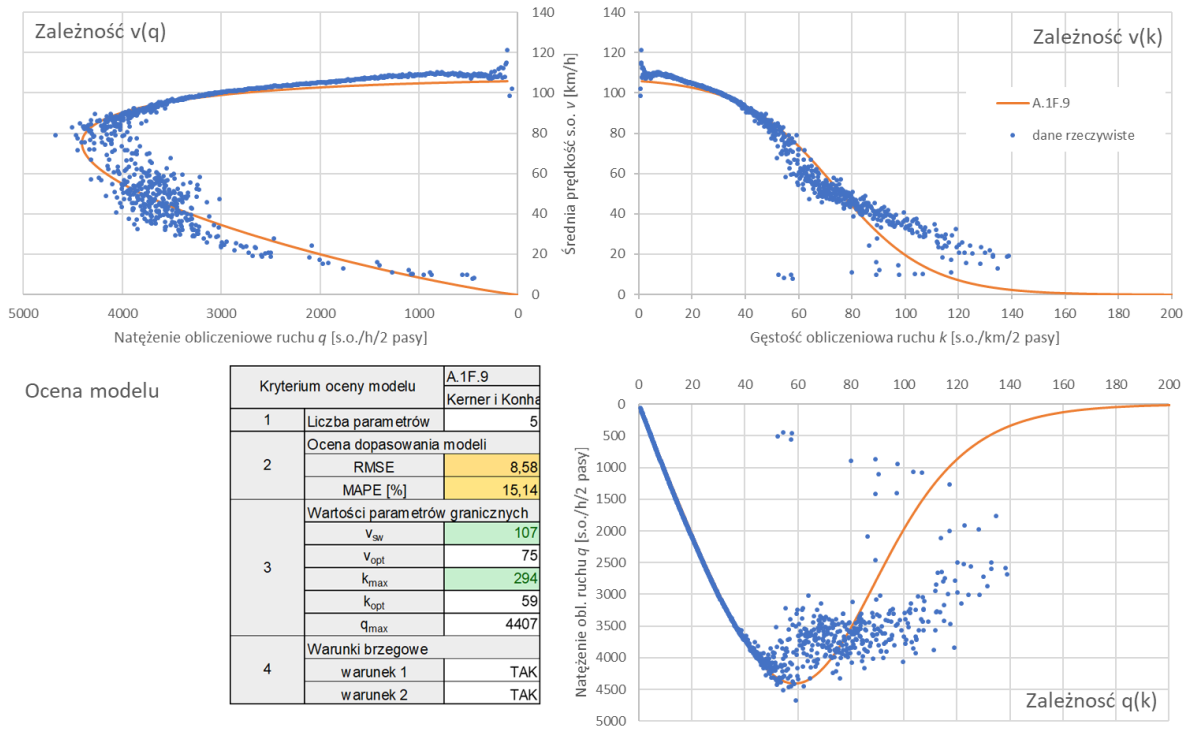


Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.20. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.8* (z estymacją wszystkich współczynników)

Model A.1F.9 – model Kerner’a – Konhäuser’a. Model należy do jednych z najbardziej złożonych obliczeniowo, a jednocześnie trudnych w zastosowaniu praktycznym modeli. Model wymaga estymacji

5 parametrów funkcji, dając w rezultacie stosunkowo dobre dopasowanie, jednak obarczone wyższym błędem niż pozostałe modele minimum 4-parametrowe. W warunkach ruchu wymuszonego model przyjmuje niższe wartości prędkości względem danych empirycznych (rys. 6.21). Zaobserwować można również, że większość parametrów granicznych szacowanych w modelu znajduje się poza oczekiwanym zakresem wartości. Zaletą modelu jest natomiast spełnianie obu warunków brzegowych zależności fundamentalnej.

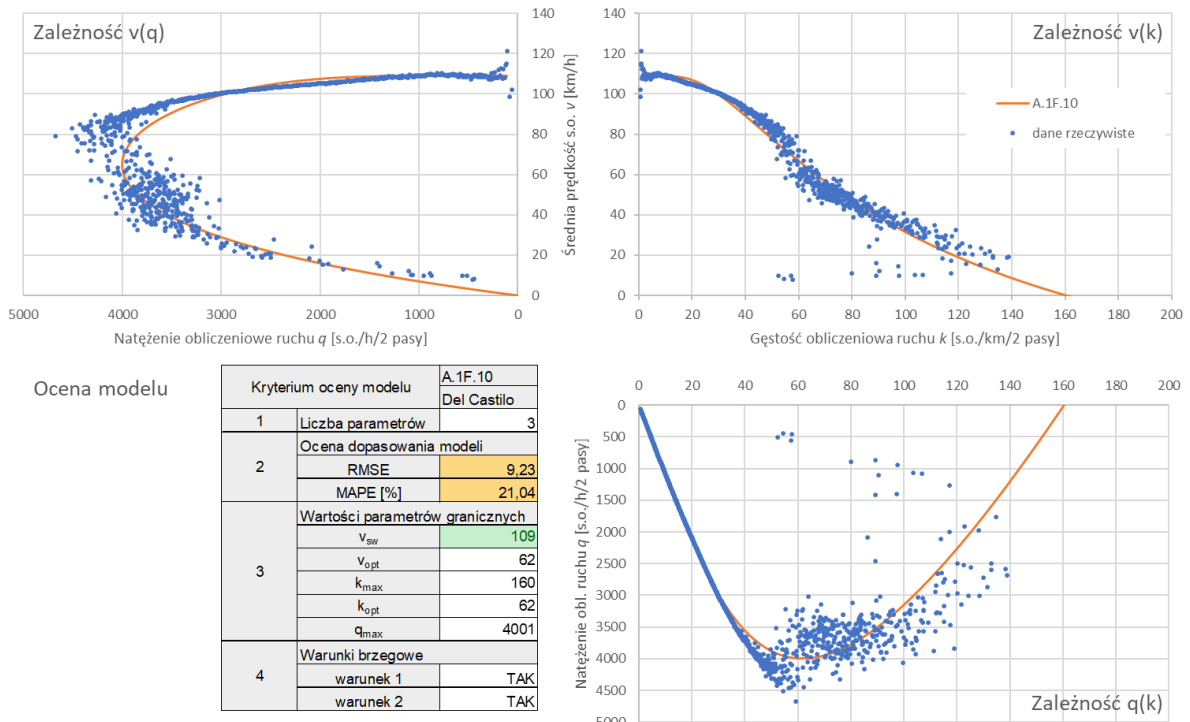


Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.21. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.9

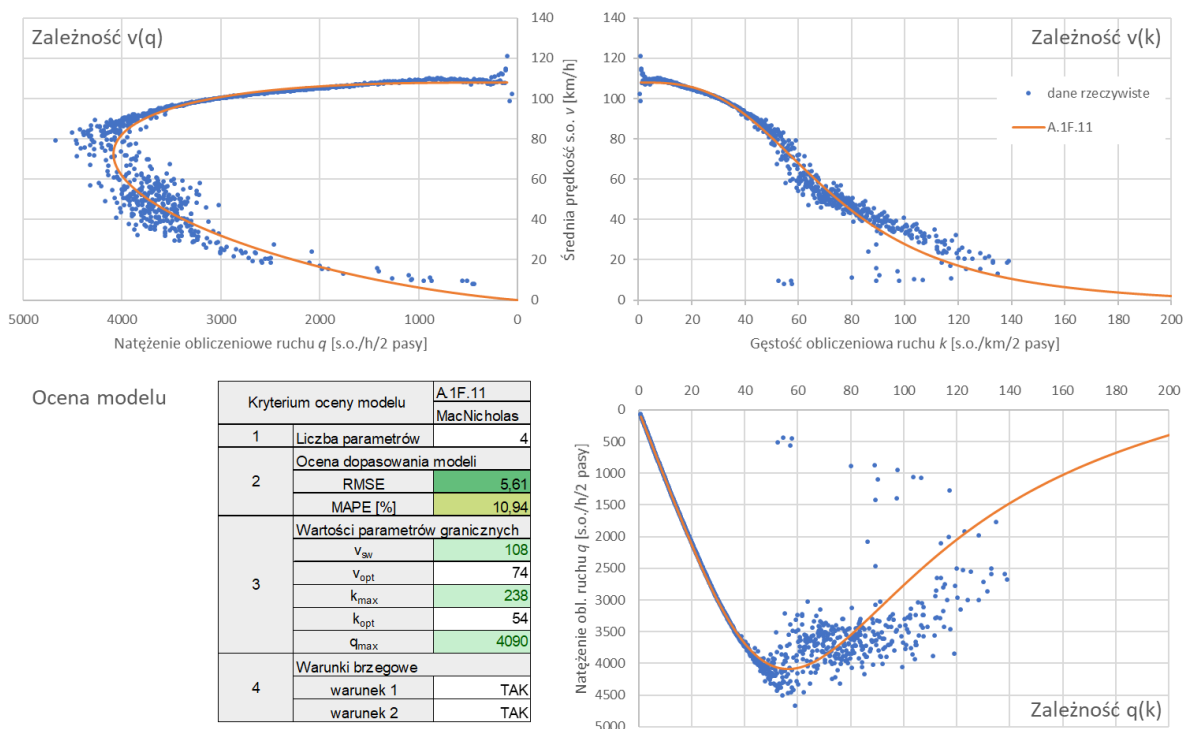
Model A.1F.10 – model Del Castillo. Niewątpliwą zaletą modelu jest reprezentacja zależności $v(k)$ za pomocą krzywej w kształcie litery S, przy jedynie 3 parametrach modelu. Model spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Przy stosunkowo dobrze odwzorowanej prędkości w stanie ruchu swobodnego, model daje zaniżony szacunek q_{max} , a także występujących przy nim wartości k_{opt} i v_{opt} , a także zbyt niską wartość k_{max} (rys. 6.22). W rezultacie obserwowany jest wysoki, w stosunku do podobnych modeli, błąd estymacji.

Model A.1F.11 – model MacNicholas'a. Model MacNicholas'a jest jednym z modeli w najlepszy sposób odwzorowujących empiryczną zależność q-v-k, co można zaobserwować na podstawie oceny wizualnej (rys. 6.23), a także potwierdzić biorąc pod uwagę kryteria oceny modeli. Jest to model 4-parametrowy, który spełnia wszystkie warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Charakteryzuje się przy tym wysoką dokładnością estymacji oraz poprawnym szacunkiem większości parametrów granicznych. Model A.1F.11 daje nieznacznie zaniżoną wartość v_{opt} i nieznacznie zawyżoną wartość k_{opt} , w której obserwuje się zmianę warunków ruchu.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.22. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.10



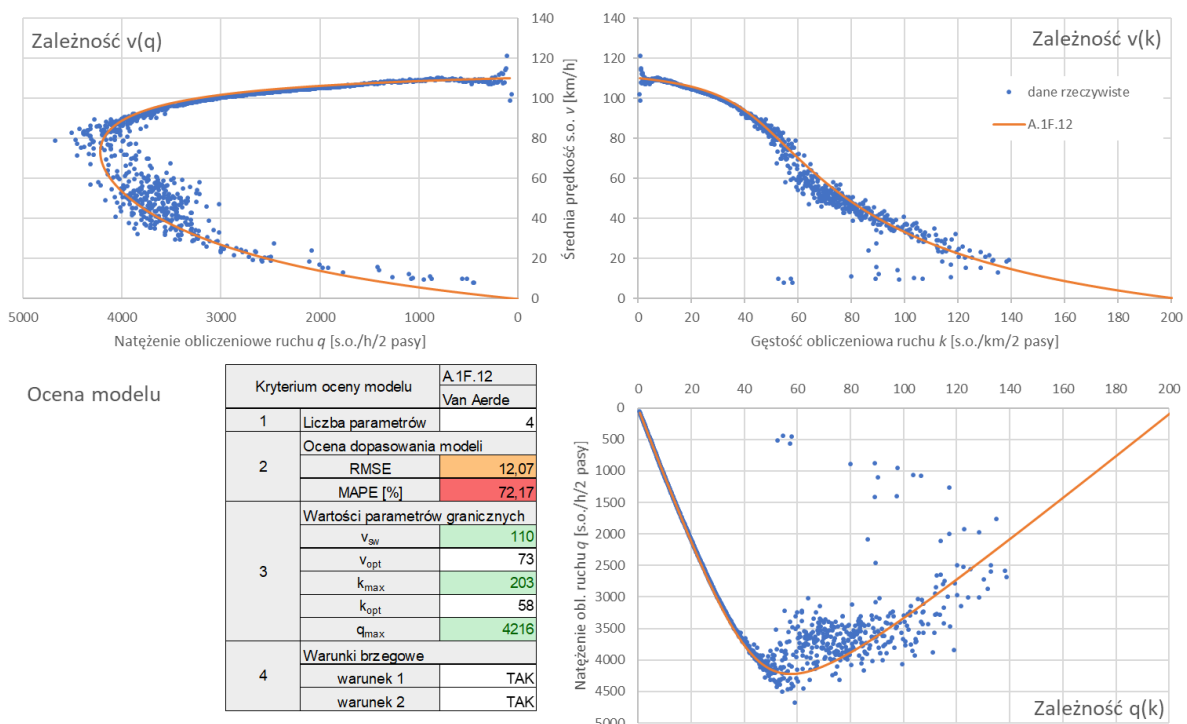
Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.23. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.1F.11

Model A.1F.12 – model Van Aerde. Podobnie jak model A.1F.11, model spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej, jest 4-parametrowy oraz poprawnie estymuje wartości większości parametrów granicznych, poza k_{opt} , które jest nieznacznie zawyżone i v_{opt} , które jest nieznacznie

zaniżone. Wizualnie również można ocenić, że model w bardzo dobry sposób odwzorowuje rzeczywiste warunki ruchu. Problemem w przypadku modelu Van Aerde jest natomiast złożoność obliczeniowa. Modelowaną zmienną jest gęstość k w zależności od prędkości v . W modelu występują trzy parametry c_1, c_2, c_3 , które wyznacza się korzystając z czterech kolejnych równań bazujących na 4 parametrach granicznych. Włączając te równania do podstawowego modelu, uzyskuje się skomplikowane równanie (6.7), w którym poszczególne parametry graniczne, mimo, że są tylko 4, występują wielokrotnie. Porównując obserwowane i przewidywane wartości zmiennej objaśnianej (w przypadku modelu A.1F.12 dotyczy to gęstości k), uzyskuje się wysoki błąd estymacji, mimo bardzo dobrej oceny w odniesieniu do pozostałych kryteriów. Oceny dopasowania modelu A.1F.12 nie powinno się jednak porównywać z ocenami dla innych modeli, ze względu na to, że dopasowanie mierzone jest względem k , a nie v jak w przypadku pozostałych modeli. Niewątpliwą zaletą modelu jest brak estymowanych parametrów niezwiązanych z ruchem pojazdów (takie występują w przypadku modelu MacNicholas'a).

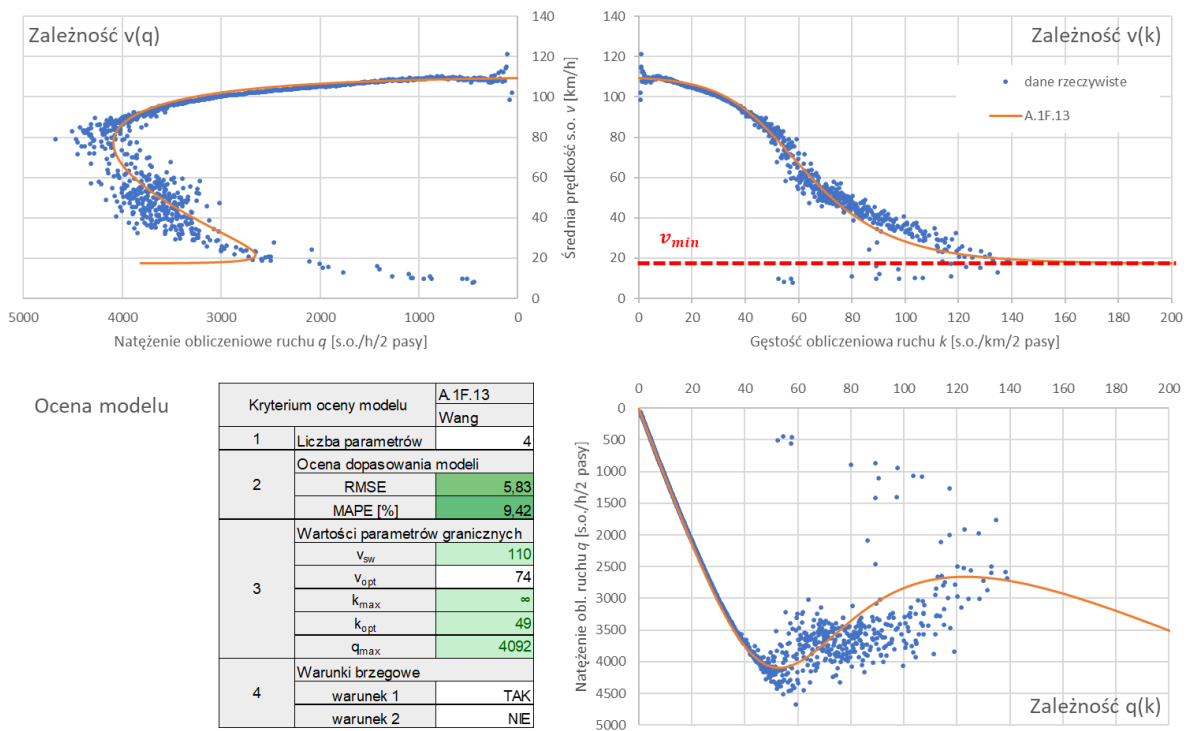
$$k = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_{sw} - v} + c_3 v} = \left(\frac{2v_{opt} - v_{sw}}{(v_{sw} - v_{opt})^2} \cdot \frac{1}{k_{max} \left(m + \frac{1}{v_{sw}}\right)} + \frac{v_{sw} - v}{k_{max} \left(m + \frac{1}{v_{sw}}\right)} + v \left(\frac{1}{v_{opt}} \left(\frac{v_{opt}}{q_{max}} - \frac{2v_{opt} - v_{sw}}{(v_{sw} - v_{opt})^2} \cdot \frac{1}{k_{max} \left(m + \frac{1}{v_{sw}}\right)} - \frac{v_{sw} - v_{opt}}{k_{max} \left(m + \frac{1}{v_{sw}}\right)} \right) \right) \right)^{-1} \quad (6.7)$$



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.24. Odwzorowanie zależności q - v - k oraz ocena modelu A.1F.12

Model A.1F.13 – model Wang’a. Model A.1F.13 zbudowany jest na bazie funkcji logistycznej i 4 parametrów. W rezultacie zależność $v(k)$ odwzorowana jest za pomocą krzywej sinusoidalnej. Model pozwala na bardzo dobre odwzorowanie zmian prędkości v w zależności od gęstości k , niski błąd estymacji i poprawny szacunek większości parametrów granicznych. Znaczącą różnicą w odniesieniu do innych modeli jest wprowadzenie minimalnej prędkości ruchu potoku pojazdów v_{min} , a więc przyjęcie, że niezależnie od warunków ruchu, pojazdy zawsze będą się poruszały, a ich prędkość nigdy nie osiągnie 0. Tym samym model nie spełnia warunku brzegowego 2, ponieważ, gdy $k \rightarrow k_{max}$, $v \rightarrow v_{min}$, gdzie v_{min} przyjmuje wartość różną od 0. W rezultacie po osiągnięciu prędkości v_{min} , wraz z dalszym wzrostem gęstości k , prędkość v będzie stała, a natężenie q zacznie rosnać, co jest już zjawiskiem niepożądanym. Model może być ewentualnie stosowany tylko dla określonego zakresu gęstości $k \div k_{gr}$, gdzie k_{gr} oznacza gęstość, przy której osiągnięta została prędkość minimalna v_{min} .



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.25. Odwzorowanie zależności q - v - k oraz ocena modelu A.1F.13

6.4.2. Analiza i ocena istniejących modeli dwufazowych

6.4.3.1. Zestawienie i ocena zbiorcza modeli

Modele wielofazowe, w odróżnieniu od jednofazowych, odwzorowują rzeczywiste warunki ruchu za pomocą dwóch lub więcej krzywych, z osobna reprezentując stan ruchu swobodnego i wymuszonego (modele dwufazowe) lub uwzględniając dodatkowo stan pośredni, nazywany stanem ruchu częściowo wymuszonego (modele trójfazowe). Analizując istniejące modele wielofazowe wyróżnić można zasadniczo 3 podejścia:

- modele dwufazowe, reprezentujące za pomocą osobnych funkcji stany ruchu swobodnego i wymuszonego, z zapewnieniem ciągłości funkcji w punkcie odpowiadającym $q = q_{max}$,

- modele dwufazowe, uwzględniające zjawisko tzw. spadku przepustowości i występowania dwóch wartości maksymalnego natężenia ruchu – z osobna dla stanu ruchu swobodnego i wymuszonego,
- modele trójfazowe, uwzględniające stan pośredni między swobodnym a wymuszonym, w którym obserwowane jest maksymalne natężenie ruchu.

W pracy skoncentrowano się wyłącznie na pierwszym podejściu, w którym zapewniona jest ciągłość krzywych $v(q)$, $v(k)$ i $q(k)$, a zatem w obu stanach ruchu występują jednakowe wartości v_{opt} , k_{opt} i q_{max} , występujące w punkcie przegięcia krzywej $v(q)$. Takie podejście umożliwia porównywanie między sobą modeli jedno i dwufazowych. Modele dwufazowe nieciągłe odrzucono z analizy ze względu na brak wystarczających dowodów występowania fenomenu dwóch przepustowości na jednorodnych odcinkach międzywęzłowych A+S [65, 77, 84, 179]. Modele trójfazowe odrzucono ze względu na trudność w adaptacji i zastosowaniu praktycznym. Wybrane modele zestawiono w tabelicy 6.6.

Tabela 6.6. Zestawienie istniejących modeli zależności fundamentalnej, wybranych do adaptacji

Grupa	Model		Funkcja
	Nr	Nazwa	
Dwufazowe	A.2F.1	Edie	$v = \begin{cases} v_{sw} \exp\left(-\frac{k}{k_{opt}}\right) & k < k_{opt} \\ v - v_{opt} \ln\left(\frac{k_{max}}{k}\right) & k \geq k_{opt} \end{cases}$
	A.2F.2	Daganzo	$q = \begin{cases} v_{sw} k & k < k_{opt} \\ q_{max} - \frac{k - k_{opt}}{k_{max} - k_{opt}} q_{max} & k \geq k_{opt} \end{cases}$
	A.2F.3	Smulders	$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}}\right) & k \leq k_{opt} \\ \alpha \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_{max}}\right) & k > k_{opt} \end{cases}, \alpha = v_{sw} * k_{opt}$
	A.2F.4	Wu	$q = \begin{cases} k \left(1 - \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^{l-1} * v_{sw} + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^{l-1} * v_{opt}\right) & v > v_{opt} \\ v_{opt} k_{opt} - \frac{k - k_{opt}}{k_{max} - k_{opt}} v_{sw} k_{opt} & k \geq k_{opt} \end{cases}$

Źródło: opracowanie własne na podstawie [41, 85, 146, 176]

W tabelicy 6.7 porównano ze sobą istniejące modele dwufazowe. Biorąc pod uwagę wskazane kryteria oceny, można zaobserwować, że:

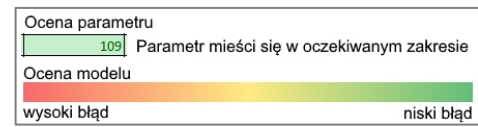
- wszystkie analizowane modele spełniają warunki brzegowe zależności fundamentalnej,
- najlepszym dopasowaniem charakteryzuje się model A.2F.3 (model Smulders'a), który pozwala estymować parametry modelu z najniższym błędem i w zgodności z oczekiwanymi przedziałami określonymi w rozdziale 6.3,
- pozostałe modele charakteryzują się niewielką liczbą poprawnie szacowanych parametrów, a także wyższym, względem modelu A.2F.3 błędem prognozy,
- najwyższy błąd estymacji, a także niepoprawne odwzorowanie większości parametrów granicznych uzyskano adaptując model A.2F.2, charakteryzujący się przyjęciem stałej prędkości w stanie ruchu swobodnego ($v = const.$, gdy $k = 0 \div k_{opt}$), które to podejście nie sprawdza się w przypadku modelowania empirycznej zależności $q-v-k$ na odcinkach A+S.

Szczegółową analizę i ocenę modeli opisano w rozdziale 6.4.3.2.

Tablica 6.7. Ocena istniejących modeli dwufazowych

Kryterium oceny modelu		A.2F.1	A.2F.2	A.2F.3	A.2F.4
		Edie	Daganzo	Smulders	Wu
1	Liczba parametrów	4	4	4	7
2	Ocena dopasowania modeli				
	RMSE	7,42	22,58	6,41	6,85
	MAPE [%]	12,78	35,27	11,17	11,72
3	Wartości parametrów granicznych				
	v_{sw}	114	99	113	120
	v_{opt}	90	99	85	87
	k_{max}	131	188	200	182
	k_{opt}	205	44	49	49
	q_{max}	4267	4249	4180	4214
4	Warunki brzegowe				
	warunek 1	TAK	TAK	TAK	TAK
	warunek 2	TAK	TAK	TAK	TAK

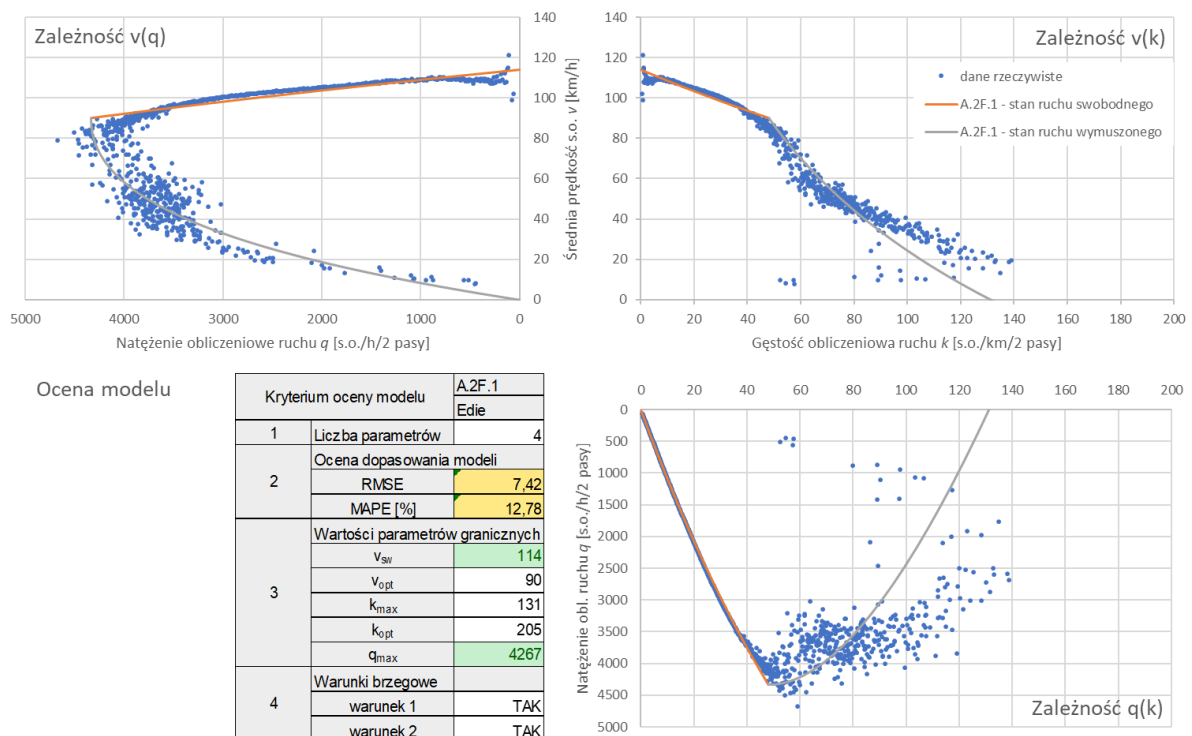
Legenda:



Źródło: opracowanie własne

6.4.3.2. Analiza i ocena szczegółowa

Model A.2F.1 – model Edie’go. Model A.2F.1 jest modelem 4-parametrowym, spełniającym warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Wizualnie model wykazuje się dobrym dopasowaniem do danych empirycznych, jednak niepoprawnie szacuje wartości większości parametrów granicznych. W szczególności znacząco zaniżona jest wartość k_{max} oraz kilkukrotnie zawyżona jest wartość k_{opt} wyznaczona w wyniku adaptacji funkcji dla stanu ruchu swobodnego. Wyniki adaptacji modelu przedstawiono na rysunku 6.26.



Źródło: opracowanie własne

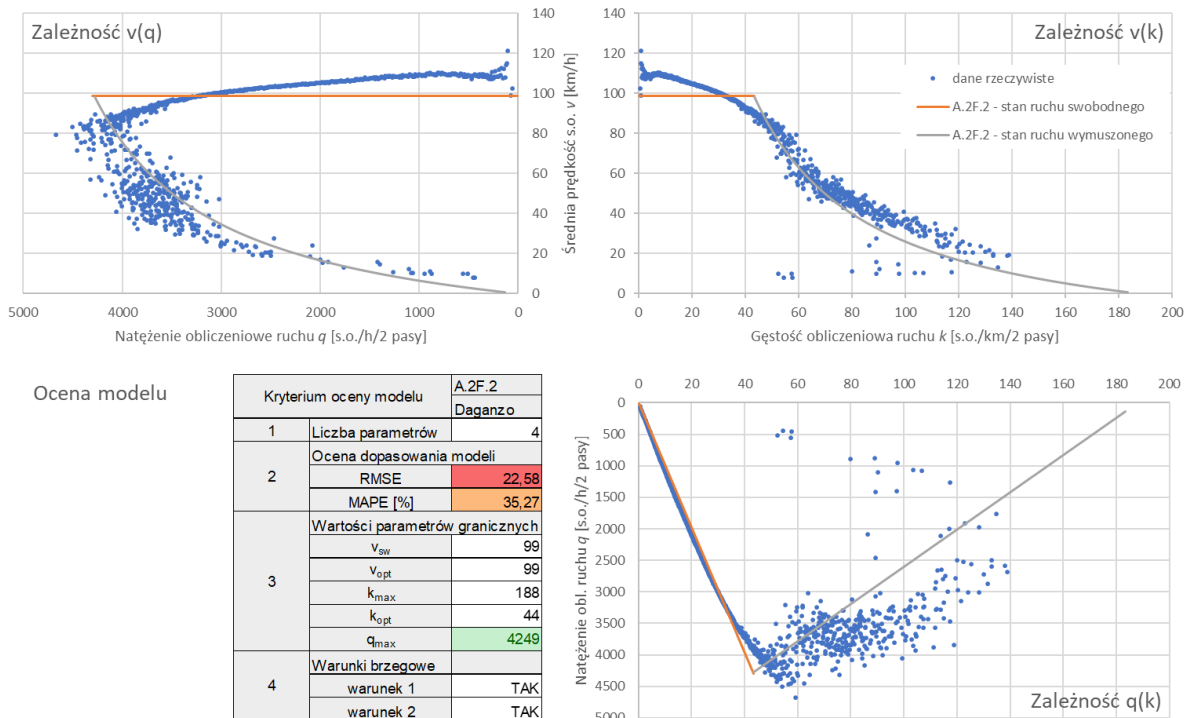
Rys. 6.26. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.2F.1

Model A.2F.2 - model Daganzo. Jest to prosty model dwufazowy, 4-parametrowy, który spełnia wszystkie warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Charakterystyczną cechą modelu jest

przyjęcie stałej wartości $v = const.$ w stanie ruchu swobodnego, gdy $k = 0 \div k_{opt}$, co powoduje, że prędkość jest niedoszacowana w przypadku natężeń ruchu < 3000 s.o./h/2 pasy, podczas gdy przeszacowana w okolicy maksymalnego natężenia ruchu q_{max} (rys. 6.27). W rezultacie model charakteryzuje się wysokim błędem estymacji oraz niepoprawnie szacuje wartości wszystkich parametrów granicznych, z wyjątkiem q_{max} .

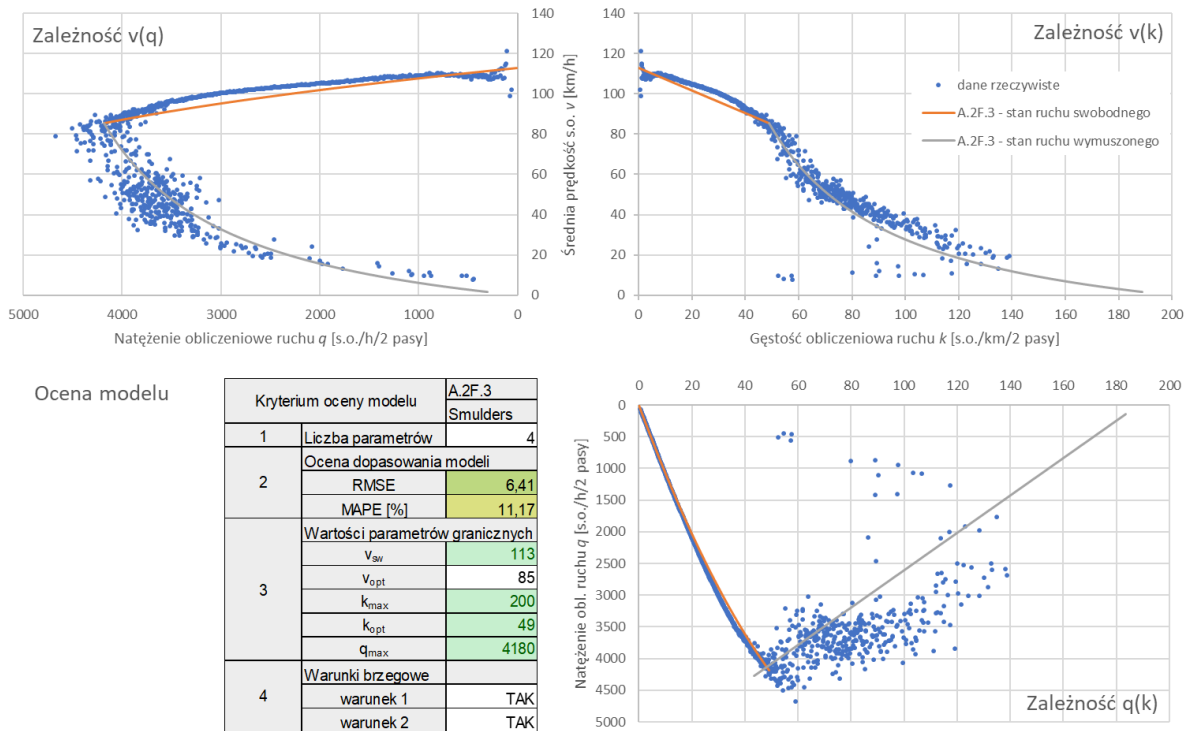
Model A.2F.3 – model Smulders’a. Model wykorzystuje do opisu stanu ruchu swobodnego model A.1F.1 (model Greenshields’a), w którym prędkość spada liniowo wraz ze wzrostem gęstości. Do opisu stanu ruchu wymuszonego wykorzystywana jest funkcja zakładająca liniowy spadek natężenia wraz ze wzrostem gęstości. Model spełnia warunki brzegowe zależności fundamentalnej, poprawnie odwzorowuje wartości parametrów granicznych, charakteryzując się przy tym niskim błędem estymacji. Ograniczeniem modelu jest zaniżona wartość prędkości w stanie ruchu swobodnego, gdy $v = v_{sw} \div v_{opt}$, wynikająca z liniowego charakteru funkcji wykorzystywanej do opisu stanu ruchu swobodnego.

Model A.2F.4 – model Wu. Jest to model najbardziej złożony matematycznie, w którym występuje aż 7 parametrów podlegających estymacji. Model spełnia warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Większość parametrów granicznych wyznacza jednak niepoprawnie i charakteryzuje się średnio wysokim błędem dopasowania. Obserwując wykres zależności q-v-k (rys. 6.29) można jednak zaobserwować, że prędkość w stanie ruchu swobodnego (w zakresie wartości $v = v_{opt} \div v_{sw}$) jest zawyżona, z kolei w stanie ruchu wymuszonego (w zakresie wartości $v = 0 \div v_{opt}$) istotnie zaniżona.



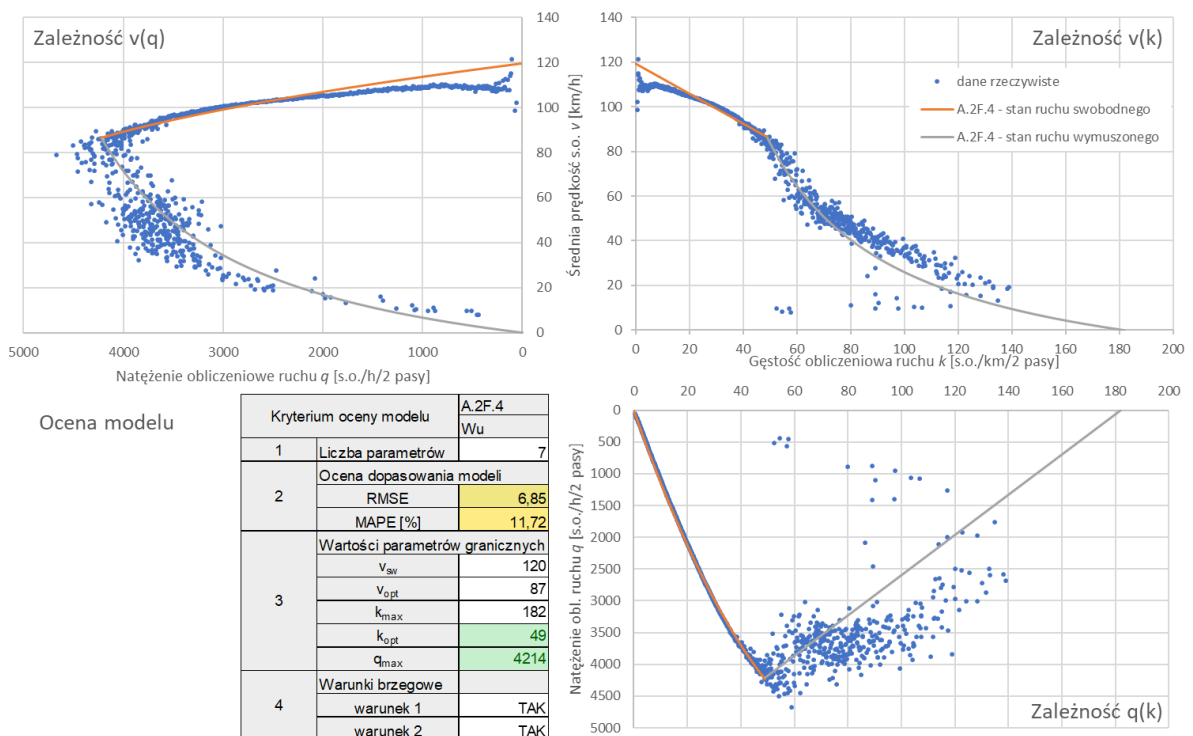
Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.27. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.2F.2



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.28. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.2F.3



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.29. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu A.2F.4

6.4.3. Wybór modeli spełniających wskazane kryteria

W tabelicy 6.8 zestawiono zbiorczą ocenę modeli pod kątem spełnienia kryteriów zdefiniowanych w rozdziale 6.2.

- Kryterium 1: Spośród analizowanych modeli większość to modele o prostym zapisie matematycznym, bazujące na 2-4 parametrach. Wyjątkami są: model A.1F.9, w którym występuje 5 parametrów, w tym 3 stałe nie będące parametrami granicznymi zależności fundamentalnej; model A.1F.12, w którym mimo, że występują tylko 4 parametry, funkcja jest złożona i trudna w kalibracji oraz model dwufazowy A.2F.4 bazujący aż na 7 parametrach.
- Kryterium 2: Najniższym błędem charakteryzują się modele: A.1F.7, A.1F.11 i A.1F.13.
- Kryterium 3: Największą liczbą poprawnie szacowanych wartości parametrów granicznych charakteryzują się modele: A.1F.8, A.1F.13, A.2F.3 (poprawnie oszacowana wartość 4 z 5 parametrów) oraz modele A.1F.11, A.1F.12 (poprawnie oszacowana wartość 3 z 5 parametrów, pozostałe parametry nieznacznie wykraczające poza oczekiwany zakres).
- Kryterium 4: Większość modeli spełnia lub warunkowo spełnia warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Wyjątek stanowią modele: A.1F.2, A.1F.6, A.1F.13, niespełniające warunku brzegowego 1 lub 2.

Tablica 6.8. Ocena modeli jednofazowych pod kątem spełnienia wymaganych kryteriów

Model		Kryterium 1	Kryterium 2	Kryterium 3	Kryterium 4	Poziom akceptacji**
Nr	Nazwa	Liczba parametrów	Błąd estymacji	Liczba poprawnie estymowanych parametrów granicznych (max 5)	Spełnione warunki brzegowe zależności fundamentalnej	
<i>Modele jednofazowe</i>						
A.1F.1	Greenshields	2	wysoki	1	tak	N
A.1F.2	Greenberg	2	wysoki	0	nie	N*
A.1F.3	Pipes-Munjial	3	wysoki	1	tak	N*
A.1F.4	Krystek	3	wysoki	2	tak	N*
A.1F.5	Underwood	2	wysoki	2	tak	N*
A.1F.6	Duncan	2	-	0	nie	N*
A.1F.7	Newell	4	niski	1	tak	N
A.1F.8	Northwestern	4	średni	4	tak	A*
A.1F.9	Kerner-Konhauser	5	wysoki	2	tak	N
A.1F.10	Del Castillo	3	wysoki	1	tak	N
A.1F.11	MacNicholas	4	niski	3	tak	A
A.1F.12	Van Aerde	4	wysoki***	3	tak	A
A.1F.13	Wang	4	niski	4	nie	N
<i>Modele wielofazowe</i>						
A.2F.1	Edie	4	średni	2	tak	N
A.2F.2	Daganzo	4	wysoki	1	tak	N
A.2F.3	Smulders	4	średni	4	tak	A
A.2F.4	Wu	7	średni	2	tak	N

Źródło: opracowanie własne

** A – model akceptowany bez zmian, A* - model akceptowany po modyfikacji, N – model nieakceptowany, N – model nieakceptowany, ale z możliwością wykorzystania do budowy modelu wielofazowego

*** Ocena dopasowania prowadzona jest względem parametru k (we wszystkich pozostałych modelach ocena dopasowania prowadzona jest względem parametru v).

Model A.1F.12, mimo, że wykazuje się bardzo dobrym dopasowaniem do danych empirycznych (na podstawie oceny wizualnej oraz kryterium 3), charakteryzuje się wysokim błędem estymacji. Jest to jedyny model, w którym obiektem modelowania jest zależność $k(v)$, a zatem ocena dopasowania prowadzona jest względem parametru k . We wszystkich pozostałych modelach ocena dopasowania prowadzona jest względem parametru v . Stąd, ocena kryterium 2 dla modelu A.1F.12 może być nieporównywalna z oceną innych modeli i powinna być traktowana ostrożnie.

Na podstawie przeprowadzonej analizy wskazano modele, które mają potencjał do zastosowania w modelowaniu zależności $q-v-k$ na polskich odcinkach A+S, tj. przyznany im został poziom akceptowalności A lub A*. Są to modele jednofazowe: A.1F.8 – model Northwestern (pod warunkiem modyfikacji stałych w modelu), A.1F.11 – model MacNicholas'a, A.1F.12 – model Van Aerde oraz model dwufazowy A.2F.3 – model Smulders'a.

6.5. Budowa nowych modeli

W ramach badań własnych autorka zaproponowała nowe modele jedno i dwufazowe. Obiektem modelowania w obu przypadkach jest zależność $v(k)$. W przypadku modeli jednofazowych, nowe modele stanowią adaptację modeli, stosowanych w innych dziedzinach nauki, do opisu zależności $q-v-k$. Natomiast w przypadku modeli dwufazowych, w nowych modelach wykorzystano kombinację istniejących modeli jednofazowych o poziomie akceptacji N* (tablica 6.8) do opisu poszczególnych stanów ruchu.

W tablicy 6.10 zestawiono proponowane nowe modele jednofazowe do opisu zależności $q-v-k$. Natomiast w tablicy 6.10 zestawiono proponowane nowe modele dwufazowe.

Tablica 6.9. Zestawienie nowych, proponowanych przez autorkę pracy modeli zależności fundamentalnej – modele jednofazowe

Typ modelu	Nr modelu	Funkcja	Charakterystyka
Jednofazowe	B.1F.1	$v = \frac{v_{sw}}{\left(1 + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^n\right)^{1-\frac{1}{n}}}$	Adaptacja modelu van Genuchten'a stosowanego w geotechnice [157]
	B.1F.2	$v = \frac{v_{sw}}{\ln\left(\exp(1) + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^n\right)^{1-\frac{1}{n}}}$	Adaptacja modelu Fredlund'a i Xing'a stosowanego w geotechnice [157]
	B.1F.3	$v = v_{sw} * \left(\left(1 + \frac{k}{2k_{opt}}\right) * \exp\left(-\frac{k}{2k_{opt}}\right) \right)^{\frac{1}{1+n}}$	Adaptacja modelu Russo stosowanego w geotechnice [97]
	B.1F.4	$v = v_{sw} \left(1 + \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{(b * k_{max} - k)}{c}\right)} \right)$	Adaptacja modelu stosowanego w neurobiologii [144]

Źródło: opracowanie własne

Tablica 6.10. Zestawienie nowych, proponowanych przez autorkę pracy modeli zależności fundamentalnej – modele dwufazowe

Typ modelu	Nr modelu	Funkcja	Charakterystyka
Dwufazowe	B.2F.1	$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{k_{max}}\right)^n\right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ v_{opt} \ln\left(\frac{k_{max}}{k}\right) & \text{dla } k > k_{opt} \end{cases}$	Kombinacja jednofazowych modeli Pipes'a i Greenberg'a [61, 129]
	B.2F.2	$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{a * k_{max}}\right)^n\right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ b v_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}}\right)^m & \text{dla } k > k_{opt} \end{cases}$	Kombinacja jednofazowych modeli Pipes'a i Krystka [91, 129]
	B.2F.3	$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{a * k_{max}}\right)^n\right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ b v_{sw} * \exp\left(-\frac{k}{k_{opt}}\right) & \text{dla } k > k_{opt} \end{cases}$	Kombinacja jednofazowych modeli Pipes'a i Underwood'a [129, 168]
	B.2F.4	$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{a * k_{max}}\right)^n\right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ -b \left(1 - \frac{k_{max}}{k}\right) & \text{dla } k > k_{opt} \end{cases}$	Kombinacja jednofazowych modeli Pipes'a i Duncan'a [39, 129]

Źródło: opracowanie własne

6.5.1. Nowe modele jednofazowe

6.5.2.1. Opis podejścia

Analizy przeprowadzone w rozdziale 6.4 wykazały, że najlepsze odwzorowanie do danych rzeczywistych daje reprezentacja zależności $v(k)$ za pomocą funkcji w kształcie litery S. Taka funkcja pozwala na odwzorowanie charakterystycznego punktu przegięcia, w miejscu gdzie k osiąga wartość optymalną $k = k_{opt}$, tj. przy natężeniu równym przepustowości, a także pozwala na odwzorowanie dynamiki spadku prędkości względem gęstości, gdzie: w początkowej fazie następuje powolny spadek prędkości do osiągnięcia przepustowości, po jej osiągnięciu prędkość zaczyna spadać ze zwiększonym tempem, po czym tempo spadku zwalnia przy niewielkich prędkościach.

Obserwacja ta dała przesłanki do założenia, że możliwe jest zaadoptowanie do celów modelowania zależności $q-v-k$ modeli stosowanych w innych dziedzinach, w których zjawiska opisuje się w podobny sposób, tj. za pomocą krzywych w kształcie litery S. Takie przykłady to:

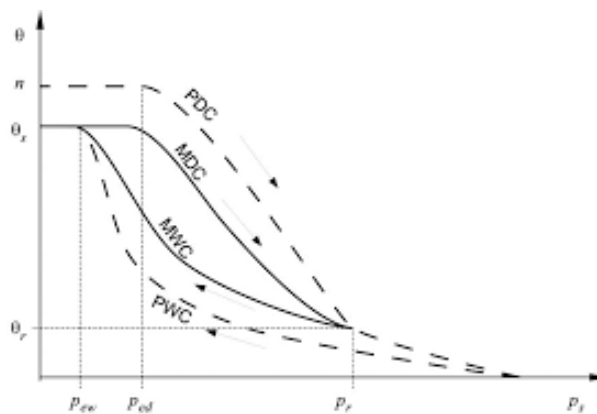
- Modele krzywych retencji gruntów nienasyconych [83, 97, 98, 128, 157],
- Modele zależności mocy turbiny wiatrowej w zależności od prędkości wiatru [104],
- Modele zależności przewodności i odległości dendrytów od somy stosowane w neurobiologii [144],
- Modele zależności potencjału elektrycznego ogniw paliwowych od gęstości prądu [12],
- Modele rozkładu energii elektronów (model Fermi-Dirac) [34].

W ramach dalszych prac przeanalizowano modele stosowane w geotechnice do opisu zjawiska retencji gruntów nienasyconych (rozdział 6.5.2.2) oraz modele stosowane w neurobiologii do opisu zależności przewodności i odległości dendrytów od somy (rozdział 6.5.2.3) oraz podjęto próby adaptacji tych modeli do opisu zależności $q-v-k$, zgodnie z metodyką wskazaną w rozdziale 6.4.2. Wybór modeli z tych dwóch dziedzin wynikał przede wszystkim z przystępności opisu i wystarczającego zrozumienia przez autorkę modelowanych w tych dziedzinach relacji.

6.5.2.2. Adaptacja modeli stosowanych w geotechnice

Zjawisko retencji gruntów nienasyconych zostało przeglądowo i w przystępny sposób opisane przez prof. Szymkiewicza i in. w pracy [157]. Pojęcie gruntów nienasyconych dotyczy gruntów, w których pory częściowo wypełnione są powietrzem, a częściowo wodą. W gruntach tych, leżących powyżej zwierciadła wody, obserwuje się zjawisko przyciągania (z określonym potencjałem o składowej ciśnieniowej i grawitacyjnej) cząsteczek wody przez minerały budujące szkielet gruntowy. W gruncie nienasyconym obserwuje się zjawisko tzw. ssania gruntu. Ssanie określa zdolność gruntu do wchłonięcia określonej ilości wody. Im suchszy grunt, tym wyższa wartość ssania. Do opisu zachowania się gruntów nienasyconych wykorzystuje się tzw. krzywą retencji gruntu, będącą reprezentacją zależności pomiędzy ssaniem p_s (oś x) a wilgotnością θ lub stopniem wilgotności S_r (oś y). Krzywa retencji posiada następującą charakterystykę (zjawisko drenażu):

- Osuszanie rozpoczyna się od stanu pełnego nasycenia, kiedy wilgotność jest największa; maksymalną wilgotność oznacza się jako θ_s ,
- Dopóki wartość ssania nie przekroczy wielkości krytycznej, tj. ciśnienia wejścia powietrza (p_{ed}), grunty pozostają całkowicie nasycone. Wartość ta występuje na wykresie w miejscu, gdzie następuje przegięcie krzywej,
- Po osiągnięciu ssania p_{ed} , wraz z dalszym jego wzrostem następuje spadek wilgotności, aż do osiągnięcia rezydualnej wilgotności θ_r (w warunkach rzeczywistych odpowiadającej minimalnej możliwej wilgotności, w warunkach laboratoryjnych wilgotność będzie zmierzać do 0) i rezydualnego ssania p_r .



Źródło: [157]

Rys. 6.30. Krzywe retencji gruntów nienasyconych. MDC jest główną krzywą drenażu, opisującą zjawisko zachodzące między stanem rezydualnej zawartości powietrza w porach gruntu a stanem rezydualnej wilgotności

Krzywe retencji opisuje się za pomocą modeli analitycznych zaproponowanych w literaturze (m.in. [83, 97, 98, 128, 157]). Wybrane modele wymieniono poniżej:

- Model van Genuchten'a:

$$\theta_n = \frac{1}{(1 + (\alpha p_s)^n)^m} \quad (6.8)$$

- Model Fredlund'a i Xing'a:

$$\theta_n = \frac{1}{\ln(\exp(1) + (\alpha p_s)^n)^m} \quad (6.9)$$

- Model Russo:

$$\theta_n = \left(\left(1 + \frac{1}{2} \alpha p_s \right) * \exp \left(-\frac{1}{2} \alpha p_s \right) \right)^{\frac{1}{1+n}} \quad (6.10)$$

gdzie:

α – parametr skalujący wartość ssania, reprezentujący odwrotność p_{ed} ; odwrotność parametru odpowiada w przybliżeniu punktowi przegięcia krzywej $\theta_n(p_s)$.

θ_n – znormalizowana wartość wilgotności,

n, m – parametry odpowiadające za nachylenie krzywej, związane z rozkładem wielkości porów w gruncie; najczęściej przyjmuje się, że $m = 1 - 1/n$.

Modele (6.8) - (6.9) charakteryzują się tym, że gdy $\theta_n \rightarrow 0$ to $p_s \rightarrow \infty$. Tym samym nie ma skończonej maksymalnej wartości p_s . Rozwiązaniem tego ograniczenia modeli jest współczynnik korygujący C_r (6.11), który został zaproponowany do korekty modelu (6.9). Zastosowanie współczynnika (poprzez pomnożenie danej funkcji przez C_r) pozwala na dopasowanie krzywej do danych empirycznych odpowiadających wysokim wartościom p_s .

$$C_r = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{p_s}{p_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{p_{smax}}{p_r} \right)} \quad (6.11)$$

gdzie:

p_{smax} – maksymalna wartość ssania, dla której $\theta_n = 0$,

p_r – wartość ssania rezydualnego, po przekroczeniu której następuje zmiana nachylenia krzywej $\theta_n(p_s)$.

W ramach prac własnych przeanalizowano, jak poszczególne parametry modeli (6.8) - (6.10) można odnieść do zależności $v(k)$ obserwowanej w inżynierii ruchu drogowego. Zaobserwowano pewne analogie w odniesieniu do poszczególnych faz zjawiska i wartości granicznych parametrów.

W pierwszej fazie zjawiska drenażu (gdy $p_s = 0 \div p_{ed}$) wilgotność utrzymuje się na stałym poziomie (zbliżonym do wilgotności maksymalnej θ_s), aż do momentu gdy siła ssania osiągnie wartość p_{ed} , po którym θ zaczyna intensywnie spadać. Podobnie, w przypadku zależności $v(k)$, w pewnym zakresie gęstości równym $k = 0 \div k_{opt}$, odpowiadającym stanowi ruchu swobodnego, prędkość utrzymuje się na stałym poziomie lub spada z niewielką intensywnością do momentu osiągnięcia k_{opt} .

W drugiej fazie zjawiska drenażu, po osiągnięciu p_{ed} , wilgotność zaczyna gwałtownie spadać aż do osiągnięcia rezydualnej wilgotności θ_r , która występuje przy rezydualnej wartości ssania p_r (w warunkach laboratoryjnych $\theta = 0$, a $p_s \rightarrow p_{smax}$). Podobne zjawisko występuje w stanie ruchu wymuszonego potoku pojazdów. Po przekroczeniu k_{opt} obserwuje się gwałtowny spadek prędkości. Według teorii zależności fundamentalnej prędkość spada, aż do momentu osiągnięcia 0, które występuje gdy $k = k_{max}$. W warunkach rzeczywistych (co jest widoczne dla danych z 01-S6/OT), w warunkach ruchu wymuszonego nie odnotowuje się prędkości równych zero i odpowiadającej im wartości k_{max} , a jedynie pewną maksymalną wartość gęstości dla niezerowych, minimalnych prędkości. Stąd też, podobnie jak w przypadku krzywej retencji, można założyć, że w warunkach rzeczywistych

będzie występowała pewna rezydualna wartość gęstości k_r (odpowiadająca największej obserwowanej gęstości), występująca przy niezerowej wartości v_{min} .

Korzystając z powyższych obserwacji podjęto próbę zastosowania modeli (6.8) - (6.10) opisujących zależność $\theta(p_s)$ wykorzystywaną w geotechnice dla opisu zależności $v(k)$. Tym samym zmienną objaśnianą w modelach jest prędkość, a zmienną objaśniającą gęstość ruchu potoku pojazdów. Ze względu na aspekty praktyczne wykorzystania modeli podjęto decyzję o odejściu od znormalizowanych wartości parametrów i zastosowaniu wartości rzeczywistych. Tym samym do modeli q-v-k wprowadzono parametr v_{sw} . Parametr α , reprezentujący w przybliżeniu punkt przegięcia w modelach (6.8) - (6.10), w modelach q-v-k odwzorowano poprzez wprowadzenie odwrotności k_{opt} . Parametry n, m będą kalibrowane i pozwolą dostosować krzywe q-v-k w zależności od warunków drogowo-ruchowych.

Poniżej przedstawiono modele stosowane w geotechnice (6.8) - (6.10), zaadoptowane do opisu zależności $v(k)$.

Model B.1F.1 - Adaptacja modelu van Genuchten'a:

$$v = \frac{v_{sw}}{\left(1 + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^n\right)^{1-\frac{1}{n}}} \quad (6.12)$$

Model B.1F.2 - Adaptacja modelu Fredlund'a i Xing'a:

$$v = \frac{v_{sw}}{\ln\left(\exp(1) + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^n\right)^{1-\frac{1}{n}}} \quad (6.13)$$

Model B.1F.3 - Adaptacja modelu Russo:

$$v = v_{sw} \left(\left(1 + \frac{k}{2k_{opt}}\right) * \exp\left(-\frac{k}{2k_{opt}}\right) \right)^{\frac{1}{1+n}} \quad (6.14)$$

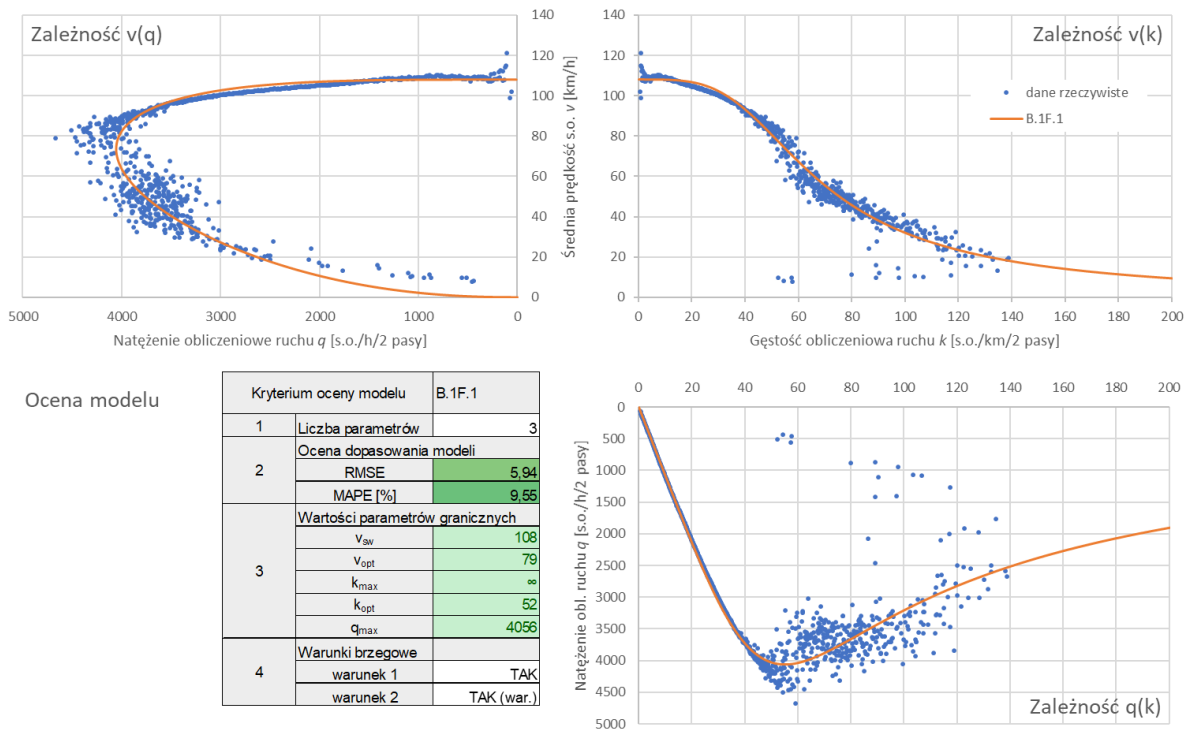
Analogicznie, przystosowano do opisu zależności q-v-k współczynnik dany wzorem (6.11), który pozwala na uwzględnienie występowania skończonej wartości k_{max} , przy której teoretycznie $v = 0$.

$$WK = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{k}{k_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{k_{max}}{k_r}\right)} \quad (6.15)$$

Uwzględniając współczynnik WK postać ogólna skorygowanego modelu $v^*(k)$ będzie miała postać:

$$v^* = v(k) \cdot WK \quad (6.16)$$

Model B.1F.1 – model van Genuchten'a zaadoptowany do opisu zależności q-v-k. Pomimo swojej prostoty (tylko 3 parametry), model dał bardzo dobre dopasowanie do danych empirycznych, w tym najniższe spośród analizowanych modeli błędy (rys. 6.31). W poprawny sposób został odwzorowany zarówno stan ruchu swobodnego, jak i wymuszonego, bez konieczności stosowania współczynnika korekcyjnego (6.15). Warunek brzegowy 2 spełniony jest warunkowo, ponieważ gdy $v \rightarrow 0$ gdy $k \rightarrow k_{max}$, gdzie $k_{max} \rightarrow \infty$. Zgodnie z założeniami zawartymi w rozdziale 6.3.3 taka sytuacja jest dopuszczalna, ponieważ przy $k = 200$ występuje już bardzo niska prędkość.

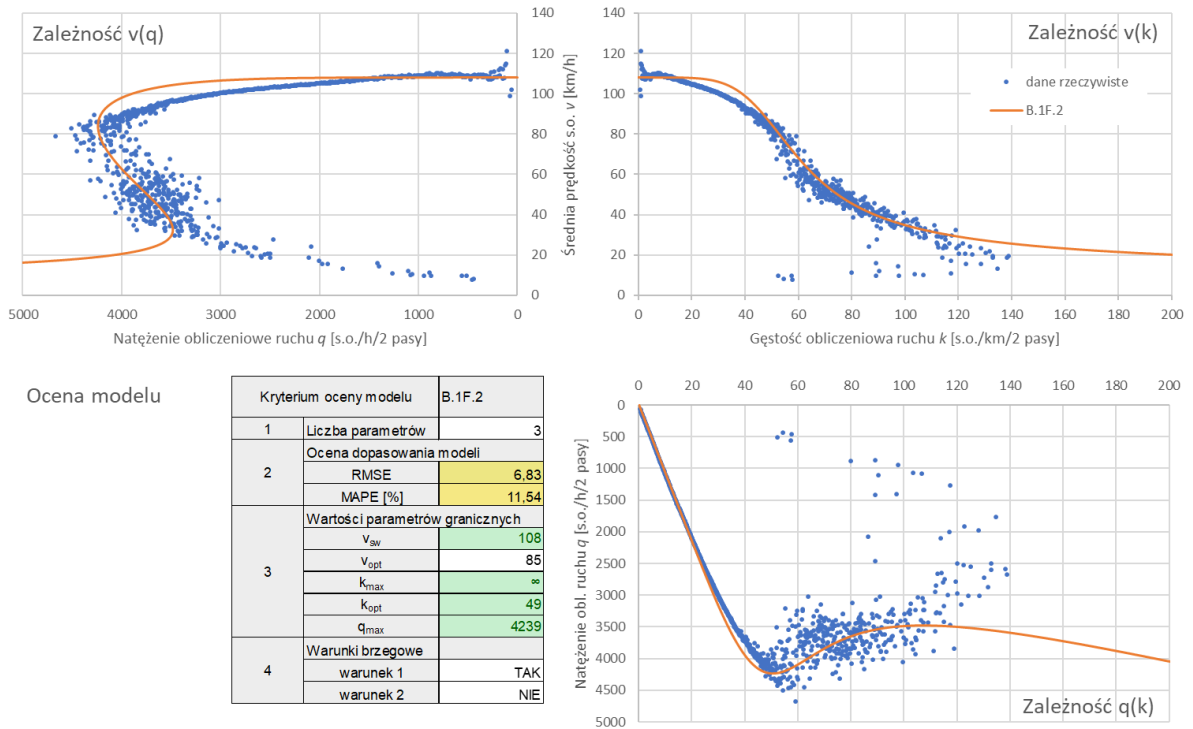


Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.31. Odzworowanie zależności q - v - k oraz ocena modelu B.1F.1

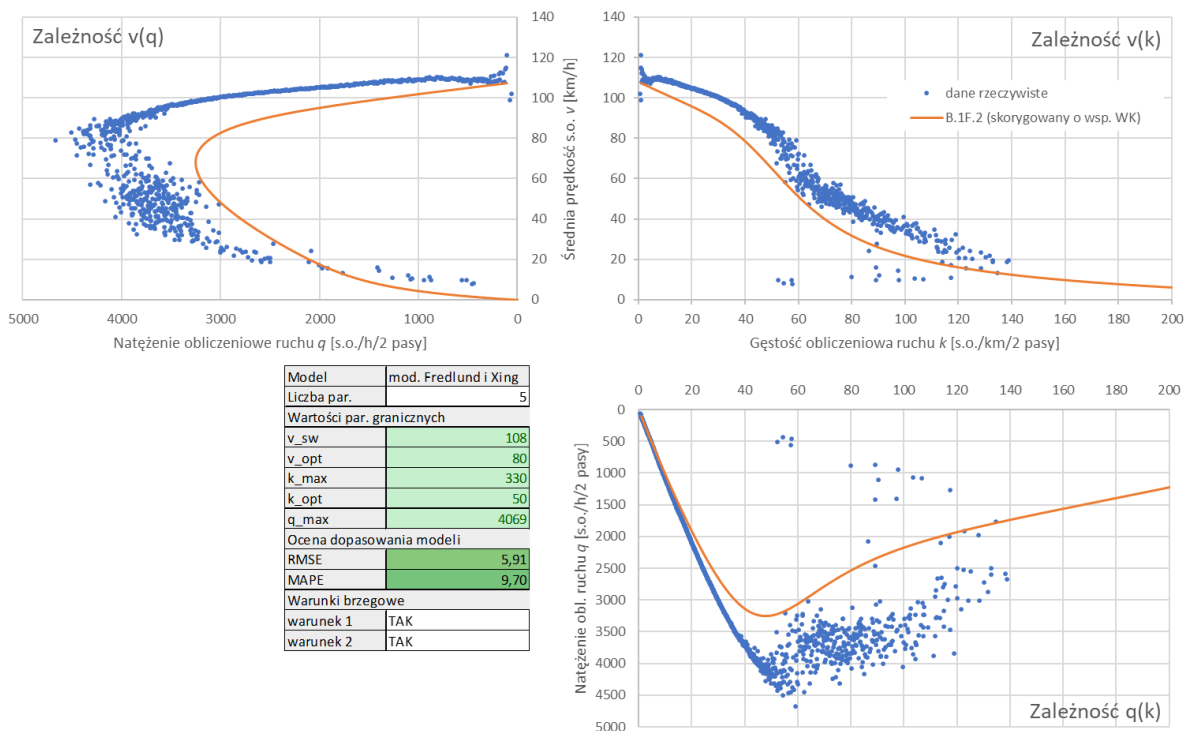
Model B.1F.2 – model Fredlund'a i Xing'a zaadoptowany do opisu zależności q - v - k . Model pozwolił na stosunkowo poprawne odzworowanie q - v - k tylko w określonym zakresie gęstości. W modelu, po przekroczeniu maksymalnej obserwowanej gęstości (ok. 140 s.o./km² pasy), prędkość stabilizuje się, a gęstość nadal rośnie, co powoduje, że natężenie ruchu niepożądanie zaczyna wzrastać. Podobnie jak w przypadku modelu Wang'a (rys. 6.25) w takim wypadku model powinien być stosowany tylko dla określonego zakresu gęstości $k \div k_{gr}$, gdzie k_{gr} oznacza graniczną gęstość, po osiągnięciu której prędkość przestaje spadać. W takim wypadku dochodzi jednak do niedopuszczalnego naruszenia warunku brzegowego 2. Kolejnym ograniczeniem modelu jest niezadowolający szacunek prędkości w warunkach ruchu swobodnego, wynikający z niewielkiej dynamiki spadku estymowanej prędkości przy małych gęstościach ruchu. Zatem, mimo dobrej estymacji większości parametrów granicznych i średnio wysokiego błędu estymacji, model w takiej nie może być stosowany do opisu zależności q - v - k .

Wskazane ograniczenia modelu B.1F.2 można usunąć wykorzystując wskaźnik korekcyjny WK (6.15). Niemniej jednak, zastosowanie WK nie dało zadowolających rezultatów (rys. 6.33). Przyjmując jako k_r maksymalną obserwowaną gęstość, a jako k_{max} największą teoretyczną gęstość (którą wyznaczono jako maksymalną liczbę pojazdów z odstępami 6,0 m, która zmieściłaby się na 1 km odcinku drogi), uzyskano znacząco zaniżoną prędkość w całym zakresie gęstości. Zaletą modelu B.1F.2 skorygowanego o współczynnik WK jest uzyskanie delikatnego spadku prędkości w warunkach ruchu swobodnego, czego nie uzyskano w przypadku nieskorygowanego modelu B.1F.2. Z tego względu zaproponowano modyfikację współczynnika korygującego WK_{mod} (6.17), zmniejszającą tempo spadku prędkości wraz ze wzrostem gęstości.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.32. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu B.1F.2

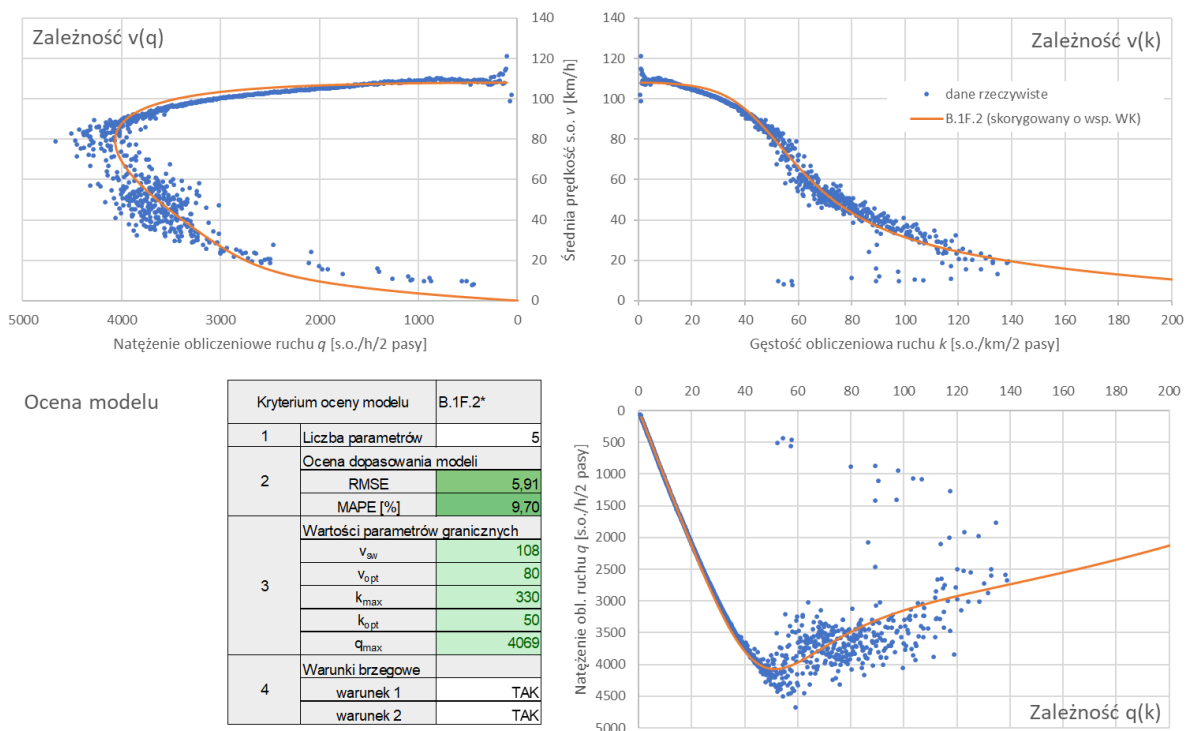


Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.33. Odzworowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu B.1F.2, z zastosowaniem współczynnika korekcyjnego WK

$$WK_{mod} = 1 - \left(\frac{\ln\left(1 + \frac{k}{k_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{k_{max}}{k_r}\right)} \right)^2 \quad (6.17)$$

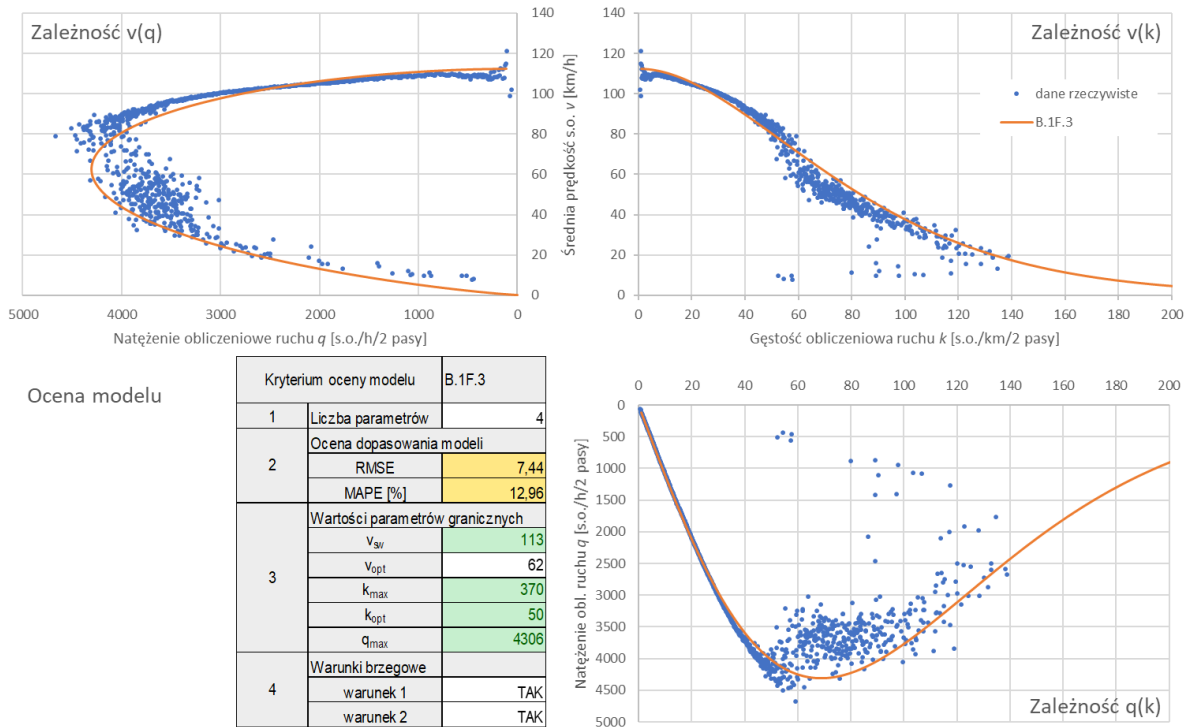
Model B.1F.2* powstał w rezultacie korekty modelu B.1F.2 o wartość współczynnika WK_{mod} . Dzięki zastosowaniu współczynnika WK_{mod} , przy niezmienionych parametrach modelu, uzyskano znacznie lepsze dopasowanie do danych empirycznych i usunięto wskazane ograniczenia nieskorygowanego modelu B.1F.2. Model spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej, charakteryzuje się niskim błędem estymacji oraz poprawnie szacuje wartości wszystkich parametrów granicznych. Ograniczeniem modelu w stosunku do modelu B.1F.2 jest większa liczba parametrów modelu, a tym samym trudniejsza adaptacja modelu do danych empirycznych.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.34. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu B.1F.2*

Model B.1F.3 – model Russo zaadoptowany do opisu zależności q-v-k. Model B.1F.3 spełnia warunki brzegowe zależności fundamentalnej oraz pozwala na stosunkowo poprawne odwzorowanie q-v-k w pełnym zakresie gęstości, jednak z widocznie zaniżoną estymowaną prędkością przy natężeniach ruchu sięgających przepustowości – prędkość optymalna wynosi $v_{opt} = 62$ i jest nawet o 20 km/h niższa niż wartość oczekiwana. W rezultacie model charakteryzuje się średnim błędem estymacji i wypada znacznie gorzej niż model B.1F.1 czy zmodyfikowany model B.1F.2*.

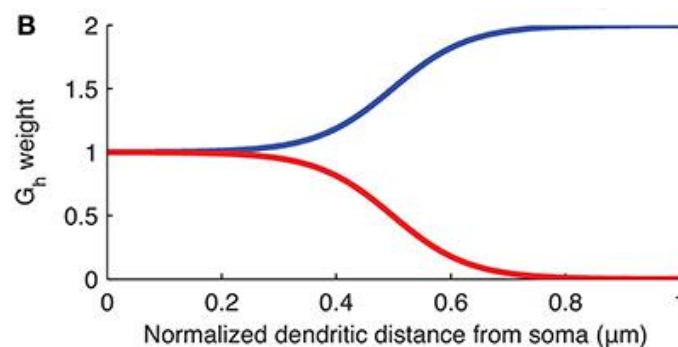


Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.35. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu B.1F.3

6.5.2.3. Adaptacja modeli stosowanych w neurobiologii

Analogicznie jak w przypadku modeli stosowanych w geotechnice, postanowiono przetestować model znaleziony w literaturze z zakresu neurobiologii [144]. Model reprezentuje zależność przewodności i odległości dendrytów od somy. W tym przypadku jednak jedynie podjęto próbę, korzystając z modelu i jego graficznej reprezentacji, zaadoptowania modelu do reprezentacji zależności $v(k)$, bez wgłębiania się w charakter opisywanej w artykule zależności. W modelu stosowany jest model logistyczny, dający wykres o sigmoidalnym kształcie.



Źródło: [144]

Rys. 6.36. Model zależności pomiędzy przewodnością i odległością dendrytów od somy stosowany w neurobiologii

$$G_h = G_{h_{max}} \left(1 + \frac{k_d}{1 + \exp\left(\frac{\left(\frac{1}{2}D_{max} - dx\right)}{20}\right)} \right) \quad (6.18)$$

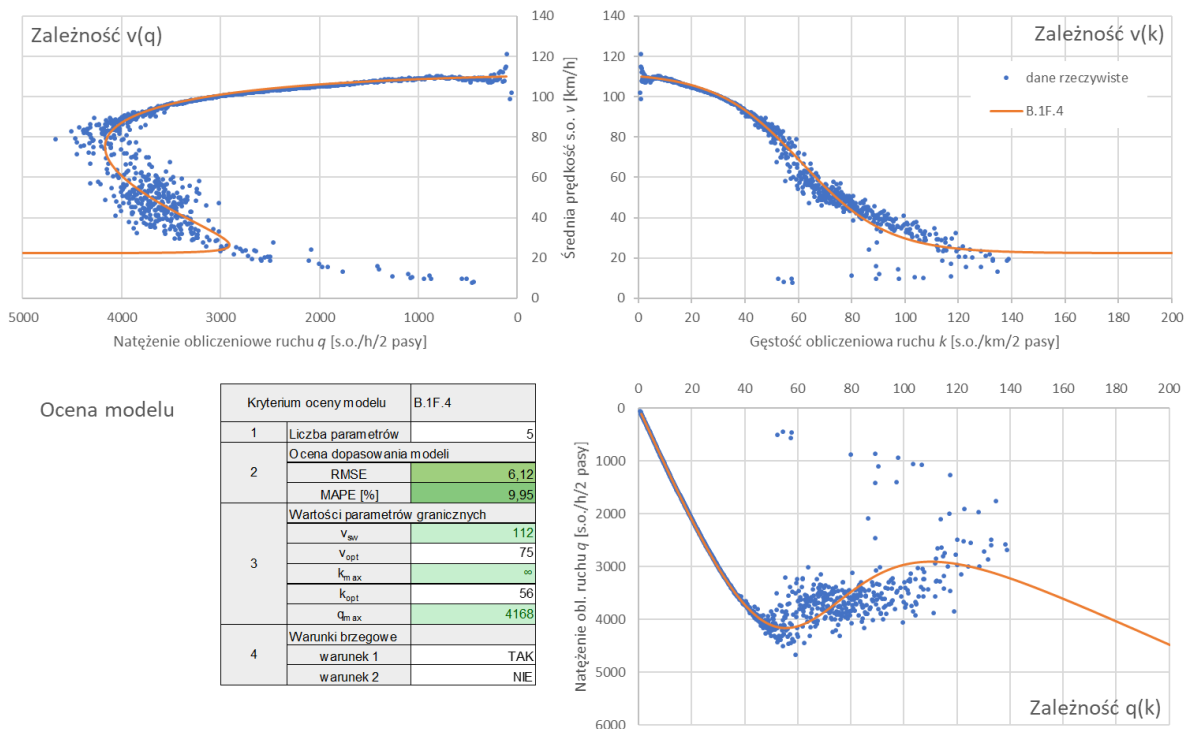
gdzie:

- G_h – zmienna objaśniana,
- $G_{h_{max}}$ – maksymalna wartość zmiennej objaśnianej
- k_d – parametr skalujący, wpływający na nachylenie krzywej,
- dx – zmienna objaśniająca,
- D_{max} – maksymalna wartość zmiennej objaśniającej.

Model B.1F.4 – model z dziedziny neurobiologii zaadoptowany dla celów odwzorowania zależności $v(k)$ opisano równaniem (6.19).

$$v = v_{sw} \left(1 + \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{(b * k_{max} - k)}{c}\right)} \right) \quad (6.19)$$

Model B.1F.4 pozwala na bardzo dobre odwzorowanie rzeczywistych warunków ruchu, przy jednocześnie niskim błędzie estymacji i poprawnym szacunku większości parametrów granicznych. Model nie spełnia jednak warunku brzegowego 2. Podobnie jednak w przypadku modelu A.1F.13 lub B.1F.2 model powinien być stosowany tylko dla określonego zakresu gęstości, odrzucając zakres wysokich gęstości, przy których prędkość jest stała, a natężenie niepożądanie zaczyna rosnąć.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.37. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.1F.4

6.5.2.4. Ocena zbiorcza

Na podstawie analizy wykazano, że do modelowania zależności q-v-k mogą zostać zaadoptowane również modele z innych dziedzin nauki, w których następuje podobna zależność między zmienną objaśnianą i objaśniającą, jak w przypadku zależności v(k).

Zbiorczą ocenę modeli przedstawiono w tabelicy 6.11. Biorąc pod uwagę wskazane kryteria oceny, można zaobserwować, że:

- analizowane modele posiadają 3-5 parametrów, a więc należą do modeli o prostym lub średnio trudnym zapisie matematycznym; do najprostszych modeli należą modele B.1F.1 i B.1F.2,
- wszystkie modele pozwalają na poprawne wyznaczenie większości wartości parametrów granicznych, przy czym w przypadku modeli B.1F.1 i B.1F.2* poprawnie estymowane są wartości wszystkich parametrów,
- analizowane modele charakteryzują się niskim lub średnim błędem estymacji, przy czym najniższy błąd występuje w przypadku modeli B.1F.1, B.1F.2* i B.1F.4 i jest zbliżony do najlepszych istniejących modeli wielofazowych,
- modele B.1F.2 oraz B.1F.4 nie spełniają warunku brzegowego 2 zależności fundamentalnej, a więc nie sprawdzają się do opisu stanu ruchu wymuszonego.

Na podstawie oceny zbiorczej można wskazać dwa modele: B.1F.1 i B.1F.2*, które spełniają założone kryteria w największym stopniu, tj. wykazują się dobrym odwzorowaniem rzeczywistych warunków ruchu, poprawnie estymują wartości wszystkich parametrów granicznych, a przy tym spełniają lub warunkowo spełniają warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Szczególną uwagę należy zwrócić na model B.1F.1, który przy wszystkich wymienionych zaletach charakteryzuje się ponadto prostotą zapisu matematycznego i tylko 3 parametrami.

Tablica 6.11. Zbiorcza ocena nowych modeli jednofazowych

Kryterium oceny modelu		B.1F.1	B.1F.2	B.1F.2*	B.1F.3	B.1F.4
1	Liczba parametrów	3	3	5	4	5
2	Ocena dopasowania modeli					
	RMSE	5,94	6,83	5,91	7,44	6,12
	MAPE [%]	9,55	11,54	9,70	12,96	9,95
3	Wartości parametrów granicznych					
	v_{sw}	108	108	108	113	112
	v_{opt}	79	85	80	62	75
	k_{max}	∞	∞	330	370	∞
	k_{opt}	52	49	50	50	56
	q_{max}	4056	4239	4069	4306	4168
4	Warunki brzegowe					
	warunek 1	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK
	warunek 2	TAK (war.)	NIE	TAK	TAK	NIE

Źródło: opracowanie własne

Legenda:

Ocena parametru	109	Parametr mieści się w oczekiwanym zakresie
Ocena modelu		
wysoki błąd		niski błąd

6.5.2. Nowe modele dwufazowe

6.5.3.1. Opis podejścia

Analizy przeprowadzone w rozdziale 6.4 wykazały, że poszczególne modele jednofazowe można wykorzystać również dla reprezentacji wybranego stanu ruchu w modelu wielofazowym. Szczególnie ma to sens w przypadku prostszych modeli 2-3 parametrycznych, które, jak wykazano w poprzednim rozdziale, sprawdzają się do odwzorowania jednego stanu ruchu, a wykazują się wysokim błędem przy estymowaniu parametrów na pełnym zakresie gęstości. Takie podejście wykorzystał np. Edie [41], proponując połączenie modelu Underwood'a dla stanu ruchu swobodnego i Greenberg'a dla stanu ruchu wymuszonego. Stąd, modele jednofazowe, dla których stwierdzono potencjał w wykorzystaniu do modelowania wybranego stanu ruchu (poziom akceptacji N^*), wykorzystano do budowy nowych modeli q-v-k. Nowe modele dwufazowe zostały więc zbudowane jako kombinacja dwóch istniejących modeli jednofazowych, z ewentualną ich modyfikacją (zmiana wykładnika potęgi, dodanie parametrów do modelu). Podobnie jak w przypadku istniejących modeli dwufazowych, punkt przełączenia między funkcją $v(k)$ dla stanu ruchu swobodnego a funkcją $v(k)$ dla stanu ruchu wymuszonego występuje przy k_{opt} , którego wartość przyjęto jako połowa oczekiwanego zakresu, tj. $k_{opt} = 49$ s.o./km/2 pasy.

6.5.3.2. Budowa i ocena szczegółowa nowych modeli dwufazowych

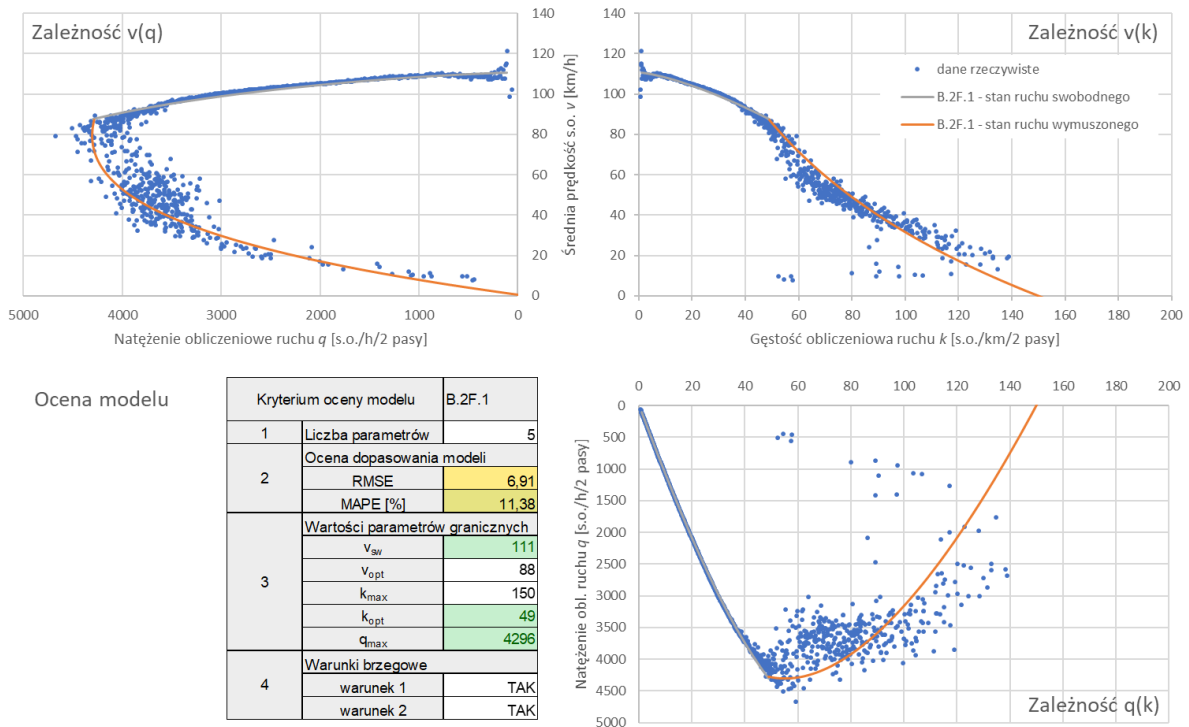
Model B.2F.1 - kombinacja modeli A.1F.3 i A.1F.2. Model dwufazowy B.2F.1 zaproponowano jako połączenie dwóch dobrze znanych modeli jednofazowych: modelu Pipes'a (A.1F.3) – do odwzorowania stanu ruchu swobodnego ($k = 0 \div k_{opt}$) i modelu Greenberg'a (A.1F.2) do odwzorowania stanu ruchu wymuszonego ($k = k_{opt} \div k_{max}$) – równanie (6.20). Model A.1F.3 zastosowano w oryginalnej postaci, tj. bez przyjmowania dodatkowych parametrów modelu, w przypadku modelu A.1F.2 przyjęto dodatkowy parametr zapewniający ciągłość funkcji w punkcie $k = k_{opt}$.

$$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{k_{max}} \right)^n \right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ av_{opt} \ln \left(\frac{k_{max}}{k} \right) & \text{dla } k > k_{opt} \end{cases} \quad (6.20)$$

Kalibrując poszczególne parametry i przyjmując punkt przełączenia $k = 49$ uzyskano równanie (6.21).

$$v = \begin{cases} 111 \left(1 - \left(\frac{k}{150} \right)^{1,4} \right) & \text{dla } k \leq 49 \\ 0,89 \cdot 88 \ln \left(\frac{150}{k} \right) & \text{dla } k \geq 49 \end{cases} \quad (6.21)$$

Ocena modelu B.2F.1 względem analizowanych kryteriów wykazała, że model spełnia oba warunki brzegowe zależności fundamentalnej, posiadając 5 parametrów kwalifikuje się do modeli o średnio trudnym zapisie matematycznym, charakteryzuje się średnim błędem estymacji oraz poprawnie szacuje większość parametrów granicznych.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.38. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu B.2F.1

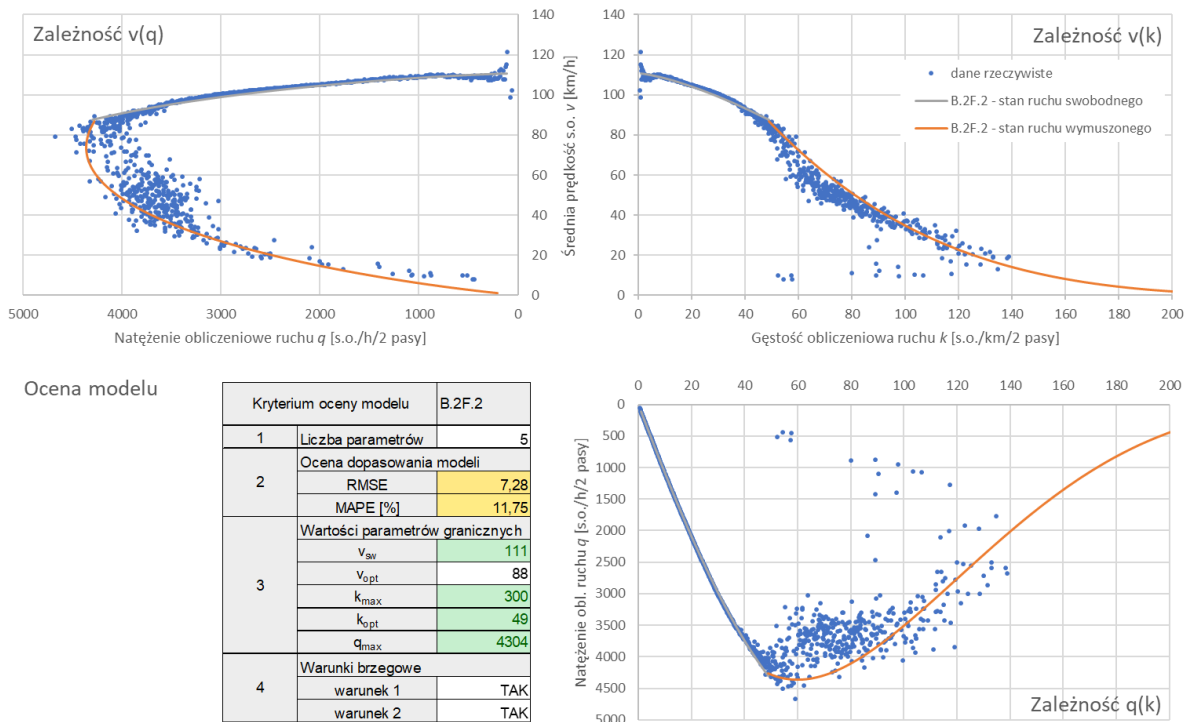
Model B.2F.2 - kombinacja modeli A.1F.3 i A.1F.4. Model dwufazowy B.2F.2 zaproponowano jako połączenie dwóch modeli jednofazowych: Pipes'a (A.1F.3) – do odwzorowania stanu ruchu swobodnego ($k = 0 \div k_{opt}$) i modelu prof. Krystka (A.1F.4) do odwzorowania stanu ruchu wymuszonego ($k = k_{opt} \div k_{max}$) – równanie (6.22). W modelu zastosowano parametry a, b celem zapewnienia ciągłości funkcji $v(k)$ w punkcie $k = k_{opt}$.

$$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{ak_{max}} \right)^n \right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ bv_{sw} \left(1 - \frac{k}{k_{max}} \right)^4 & \text{dla } k \geq k_{opt} \end{cases} \quad (6.22)$$

Kalibrując poszczególne parametry i przyjmując punkt przełączenia $k = 49$ uzyskano równanie (6.23).

$$v = \begin{cases} 111 \left(1 - \left(\frac{k}{0,5 * 300} \right)^{1,4} \right) & \text{dla } k \leq 49 \\ 1,6 * 111 \left(1 - \frac{k}{300} \right)^4 & \text{dla } k > 49 \end{cases} \quad (6.23)$$

Większość z estymowanych parametrów modelu B.2F.2 mieści się w oczekiwanym zakresie wartości. Model charakteryzuje się średnio wysokimi błędami szacunku. Model nieznacznie odbiega od modelu B.2F.1. Różnicą w stosunku do modelu B.2F.1 jest wydłużenie ramienia krzywej w stanie ruchu wymuszonego i tym samym uzyskanie wyższej wartości k_{max} , zawierającej się w oczekiwanym przedziale wartości.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.39. Odwzorowanie zależności q - v - k oraz ocena modelu B.2F.2

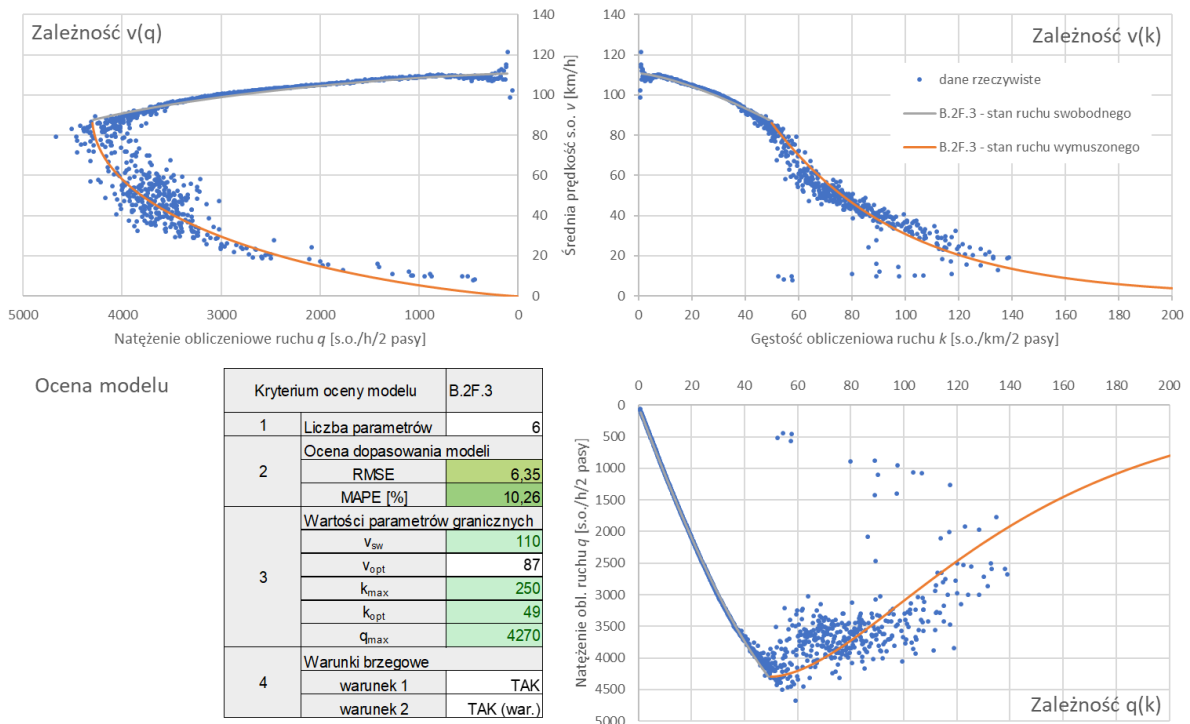
Model B.2F.3 - kombinacja modeli A.1F.3 i A.1F.5. Model dwufazowy B.2F.3 zaproponowano jako połączenie dwóch modeli jednofazowych: Pipes'a (A.1F.3) – do odwzorowania stanu ruchu swobodnego ($k = 0 \div k_{opt}$) i Underwood'a (A.1F.5) do odwzorowania stanu ruchu wymuszonego ($k = k_{opt} \div k_{max}$) – równanie (6.24). W modelu zastosowano parametry a, b celem zapewnienia ciągłości funkcji $v(k)$ w punkcie $k = k_{opt}$ oraz takich samych wartości parametrów wspólnych dla obu funkcji.

$$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{ak_{max}} \right)^n \right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ bv_{sw} * \exp\left(-\frac{k}{k_{opt}}\right) & \text{dla } k > k_{opt} \end{cases} \quad (6.24)$$

Kalibrując poszczególne parametry i przyjmując punkt przełączenia $k = 49$ uzyskano równanie (6.25).

$$v = \begin{cases} 110 \left(1 - \left(\frac{k}{0,6 * 250} \right)^{1,4} \right) & \text{dla } k \leq 49 \\ 2,15 * 110 * \exp\left(-\frac{k}{49}\right) & \text{dla } k \geq 49 \end{cases} \quad (6.25)$$

Poza v_{opt} wszystkie z estymowanych parametrów równania (6.24) mieszczą się w oczekiwanych zakresach wartości. Największe obserwowane natężenie ruchu $q_{max} = 4270$ s.o./h/2 pasy występuje przy $k_{opt} = 49$ s.o./km/2 pasy i $v_{opt} = 87$ km/h. Model charakteryzuje się niższymi błędami szacunku względem modeli B.2F.1 i B.2F.2. Wspomnianym wcześniej ograniczeniem modelu Underwood'a dla modelowania stanu ruchu wymuszonego jest dążenie $k \rightarrow \infty$ gdy $v \rightarrow 0$, jednak obserwując estymowane wartości v , można stwierdzić, że przy gęstościach rzędu 200 – 250 s.o./km/2 pasy prędkość będzie już zbliżona do zera z niewielką dynamiką spadku, a więc warunkowo spełniony jest warunek brzegowy 2. Kolejnym ograniczeniem jest liczba parametrów – w przypadku modelu B.2F.3 jest to aż 6 parametrów.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.40. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu B.2F.3

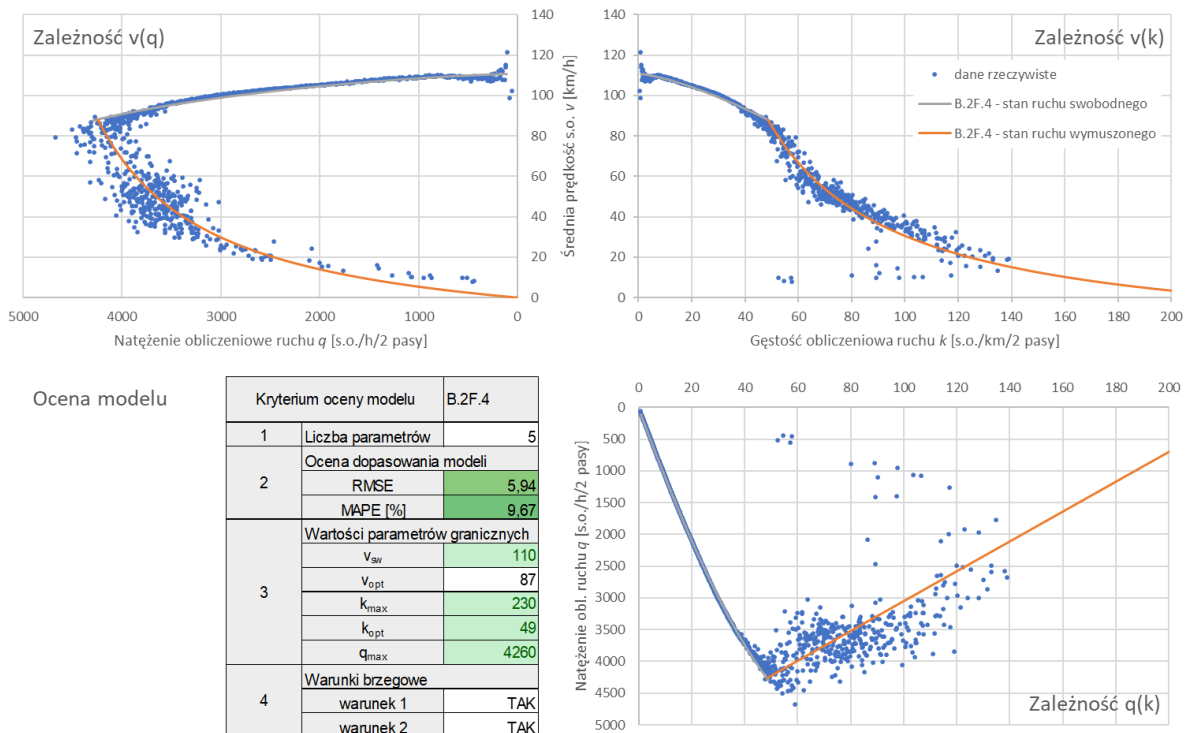
Model B.2F.4 - kombinacja modeli A.1F.3 i A.1F.6. Model dwufazowy B.2F.4 zaproponowano jako połączenie dwóch modeli jednofazowych: Pipes'a (A.1F.3) – do odwzorowania stanu ruchu swobodnego ($k = 0 \div k_{opt}$) i Duncan'a (A.1F.6) do odwzorowania stanu ruchu wymuszonego ($k = k_{opt} \div k_{max}$) – równanie (6.26). W modelu zastosowano parametry a, b celem zapewnienia ciągłości funkcji $v(k)$ w punkcie $k = k_{opt}$ oraz takich samych wartości parametrów wspólnych dla obu funkcji.

$$v = \begin{cases} v_{sw} \left(1 - \left(\frac{k}{ak_{max}} \right)^n \right) & \text{dla } k \leq k_{opt} \\ -b \left(1 - \frac{k_{max}}{k} \right) & \text{dla } k > k_{opt} \end{cases} \quad (6.26)$$

Kalibrując poszczególne parametry i przyjmując punkt przełączenia $k = 49$ uzyskano równanie (6.27).

$$v = \begin{cases} 110 \left(1 - \left(\frac{k}{0,65 * 230} \right)^{1,4} \right) & \text{dla } k \leq 49 \\ -23,5 \left(1 - \frac{230}{k} \right) & \text{dla } k > 49 \end{cases} \quad (6.27)$$

Poza v_{opt} wszystkie z estymowanych parametrów równania (6.26) mieszczą się w oczekiwanych zakresach wartości. Największe obserwowane natężenie ruchu $q_{max} = 4260$ s.o./h/2 pasy występuje przy $k_{opt} = 49$ s.o./km/2 pasy i $v_{opt} = 87$ km/h. Model charakteryzuje się bardzo niskimi błędami szacunku. Charakterystyczne dla modelu Duncan'a (A.1F.6) jest odwzorowanie zależności $q(k)$ za pomocą prostej oraz znacznie bardziej gwałtowny spadek v po przekroczeniu przepustowości niż w przypadku modeli B.2F.1 – B.2F.3.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.41. Odwzorowanie zależności q-v-k oraz ocena modelu B.2F.4

6.5.3.3. Ocena zbiorcza

Biorąc pod uwagę ocenę proponowanych modeli dwufazowych (tablica 6.12), wszystkie charakteryzują się znacznie lepszym dopasowaniem do danych empirycznych względem istniejących modeli dwufazowych. Modele przedstawiono zbiorczo na rysunku 6.42.

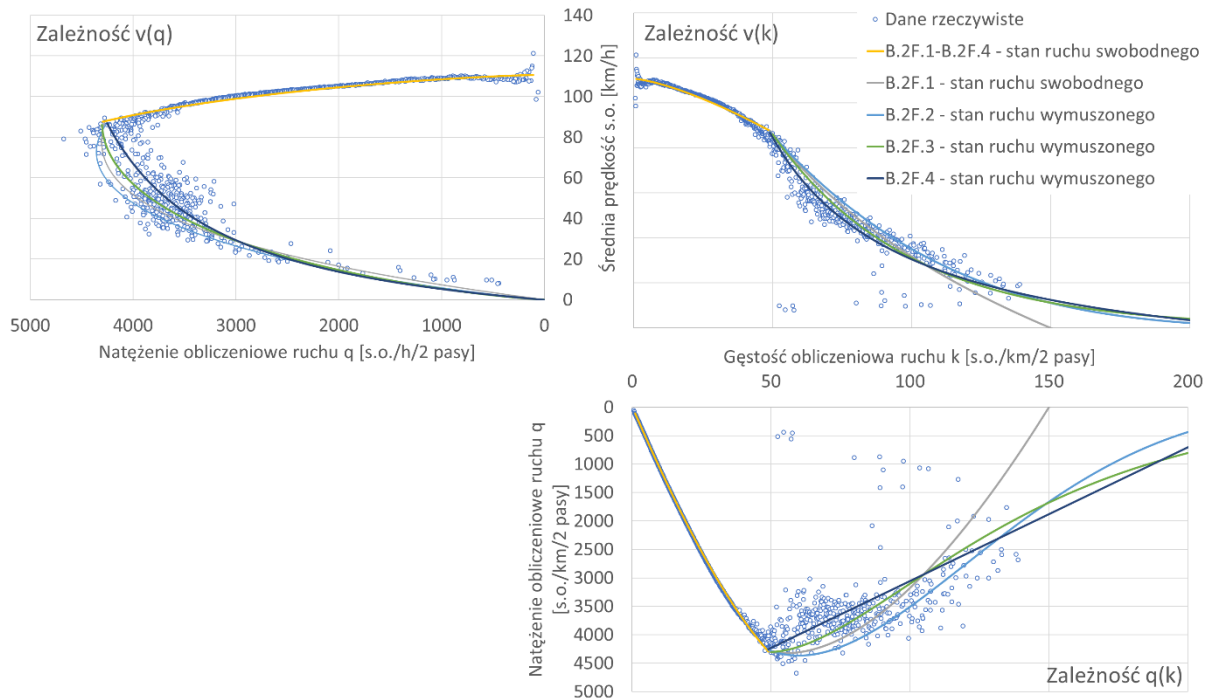
Tablica 6.12. Porównanie proponowanych modeli dwufazowych

Kryterium oceny modelu		B.2F.1	B.2F.2	B.2F.3	B.2F.4
1	Liczba parametrów	5	5	6	5
2	Ocena dopasowania modeli				
	RMSE	6,91	7,28	6,35	5,94
	MAPE [%]	11,38	11,75	10,26	9,67
3	Wartości parametrów granicznych				
	v_{sw}	111	111	110	110
	v_{opt}	88	88	87	87
	k_{max}	150	300	250	230
	k_{opt}	49	49	49	49
	q_{max}	4296	4304	4270	4260
4	Warunki brzegowe				
	warunek 1	TAK	TAK	TAK	TAK
	warunek 2	TAK	TAK	TAK (war.)	TAK

Źródło: opracowanie własne

Legenda

Ocena parametru	109	Parametr mieści się w oczekiwanym zakresie
Ocena modelu	wysoki błąd niski błąd	



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.42. Zestawienie proponowanych modeli dwufazowych

Biorąc pod uwagę wskazane kryteria oceny, można zaobserwować, że:

- analizowane modele posiadają 5-6 parametrów, a więc należą do modeli o średnio trudnym lub trudnym zapisie matematycznym,
- wszystkie modele pozwalają na poprawne wyznaczenie większości wartości parametrów granicznych, jednak żaden model nie estymuje poprawnie wszystkich parametrów granicznych; przy tym wszystkie modele zawyżają wartość v_{opt} ,
- analizowane modele charakteryzują się niskim lub średnim błędem estymacji, przy czym najniższy błąd występuje w przypadku modeli B.2F.3 i B.2F.4 i jest zbliżony do najlepszych modeli jednofazowych,
- wszystkie modele co najmniej warunkowo spełniają warunki brzegowe 1 i 2,
- wadą wszystkich analizowanych modeli jest konieczność wyznaczania dodatkowych parametrów funkcji $v(k)$, nie będących parametrami granicznymi, co wynika z konieczności zapewnienia ciągłości modelu w punkcie $v(k)$ oraz konieczności uzyskania w obu modelach takich samym wartości parametrów granicznych.

Na szczególną uwagę zasługują modele B.2F.3 i B.2F.4, które pozwalają estymować parametry modelu z najniższym błędem. Dzieje się to jednak kosztem liczby parametrów w modelu, co sprawia, że proponowane modele dwufazowe są trudniejsze w adaptacji oraz w zastosowaniu praktycznym. Tutaj zdecydowaną przewagę mają modele jednofazowe q - v - k .

6.5.3. Wybór modeli spełniających założone kryteria

W tabelicy 6.13 zestawiono zbiorczą ocenę modeli pod kątem spełnienia kryteriów zdefiniowanych w rozdziale 6.2.

- Kryterium 1: Spośród analizowanych modeli większość to modele o średnio trudnym lub trudnym zapisie matematycznym, opierające się na 4-6 parametrach. Wyjątkami są: model B.1F.1 i B.1F.2, w których występują tylko 3 parametry.
- Kryterium 2: Wszystkie modele charakteryzują się niskim lub średnim błędem estymacji, przy czym najniższy błąd uzyskano w wyniku zastosowania modeli B.1F.1, B.1F.2* i B.2F.4.
- Kryterium 3: Wszystkie modele poprawnie estymują wartości co najmniej trzech parametrów granicznych. Dwa spośród nich – B.1F.1 i B.1F.2* poprawnie szacują wartości wszystkich parametrów granicznych.
- Kryterium 4: Większość modeli spełnia lub warunkowo spełnia warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Wyjątek stanowią modele: B.1F.2 i B.1F.4, niespełniające warunku brzegowego 2 zależności fundamentalnej.

Na podstawie przeprowadzonej analizy wskazano modele, które mają potencjał do zastosowania w modelowaniu zależności q-v-k na polskich odcinkach A+S. Są to modele jednofazowe: B.1F.1, B.1F.2* (pod warunkiem zaproponowanej modyfikacji), B.1F.3 oraz proponowane modele dwufazowe B.2F.1, B.2F.2 i B.2F.4.

Tablica 6.13. Ocena proponowanych modeli jedno i dwufazowych pod kątem spełnienia wymaganych kryteriów

Model Nr	Kryterium 1 Liczba parametrów	Kryterium 2 Błąd estymacji	Kryterium 3 Liczba poprawnie estymowanych parametrów granicznych (max 5)	Kryterium 4 Spełnione warunki brzegowe zależności fundamentalnej	Poziom akceptacji**
<i>Modele jednofazowe</i>					
B.1F.1	3	niski	5	tak	A
B.1F.2	3	średni	4	nie	N
B.1F.2*	5	niski	5	tak	A*
B.1F.3	4	średni	4	tak	A
B.1F.4	5	niski	3	nie	N
<i>Modele dwufazowe</i>					
B.2F.1	5	średni	3	tak	A
B.2F.2	5	średni	4	tak	A
B.2F.3	6	niski	4	tak	N
B.2F.4	5	niski	4	tak	A

Źródło: opracowanie własne

** A – model akceptowany bez zmian, A* - model akceptowany po modyfikacji, N – model nieakceptowany

6.6. Wybór modelu

Biorąc pod uwagę wyniki analiz przeprowadzonych w rozdziałach 6.4 i 6.5 wskazano modele, które wykazują się najlepszymi właściwościami w kontekście modelowania zależności q-v-k na polskich odcinkach A+S. Zgodnie z kryteriami wskazanymi w rozdziale 6.2 dobry model q-v-k powinien spełniać takie kryteria jak: prostota zapisu matematycznego, parametrów o fizycznym znaczeniu, poprawnie szacowanych przez model, wysokiej dokładności szacunku, a także powinien spełniać warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Modele, które spełniały te wymagania w największym stopniu (tj. dla których określono poziom akceptacji A lub A*) zostały zestawione w tablicy 6.14.

Tablica 6.14. Zestawienie istniejących i nowych modeli jedno i dwufazowych, wstępnie zaakceptowanych do reprezentacji zależności q-v-k na polskich odcinkach A+S

Kryterium oceny modelu	A.1F.8*	A.1F.11	A.1F.12	A.2F.3	B.1F.1	B.1F.2*	B.1F.3	B.2F.1	B.2F.2	B.2F.4	
1	Liczba parametrów	4	4	4	4	3	5	4	5	5	
2	Ocena dopasowania modeli										
	RMSE	6,73	5,61	12,07	6,41	5,94	5,91	7,44	6,91	7,28	5,94
	MAPE [%]	11,63	10,94	72,17	11,17	9,55	9,70	12,96	11,38	11,75	9,67
3	Wartości parametrów granicznych										
	v_{sw}	109	108	110	113	108	108	113	111	111	110
	v_{opt}	70	74	73	85	79	80	62	88	88	87
	k_{max}	224	238	203	200	∞	330	370	150	300	230
	k_{opt}	49	54	58	49	52	50	50	49	49	49
	q_{max}	4306	4090	4216	4180	4056	4069	4306	4296	4304	4260
4	Warunki brzegowe										
	warunek 1	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK
	warunek 2	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK (war.)	TAK	TAK	TAK	TAK	TAK

Źródło: opracowanie własne

Legenda

Ocena parametru	
109	Parametr mieści się w oczekiwanym zakresie
Ocena modelu	
	wysoki błąd niski błąd

Spośród powyższych dokonano wyboru modelu o najlepszych właściwościach względem wskazanych kryteriów. Modelem, który spełnia w największym stopniu kryteria 1-4 jest model B.1F.1, będący adaptacją do opisu zależności q-v-k modelu van Genuchten'a stosowanego w geotechnice. Model posiada najprostszą wśród akceptowanych modeli postać matematyczną (model 3-parametrowy), jednym z najniższych błędów estymacji oraz poprawnie wyznacza wartości wszystkich parametrów granicznych. Tym samym, **model B.1F.1 spełnia praktycznie wszystkie wymagania wskazane przez kryteria 1-4, co uzasadnia jego wybór do reprezentacji zależności q-v-k w warunkach polskich.**

Podstawową postać modelu B.1F.1 opisuje równanie (6.28).

$$v = \frac{v_{sw}}{\left(1 + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^n\right)^{1-\frac{1}{n}}} \quad (6.28)$$

Dodatkowo, w celu zwiększenia możliwości adaptacji modelu np. do założonych z góry parametrów granicznych zaproponowano wariant rozszerzony modelu – 4-parametrowy zaadoptowany model van Genuchten'a – model B.1F.1*.

$$v = \frac{v_{sw}}{\left(1 + \left(\frac{k}{k_{opt}}\right)^n\right)^m} \quad (6.29)$$

gdzie:

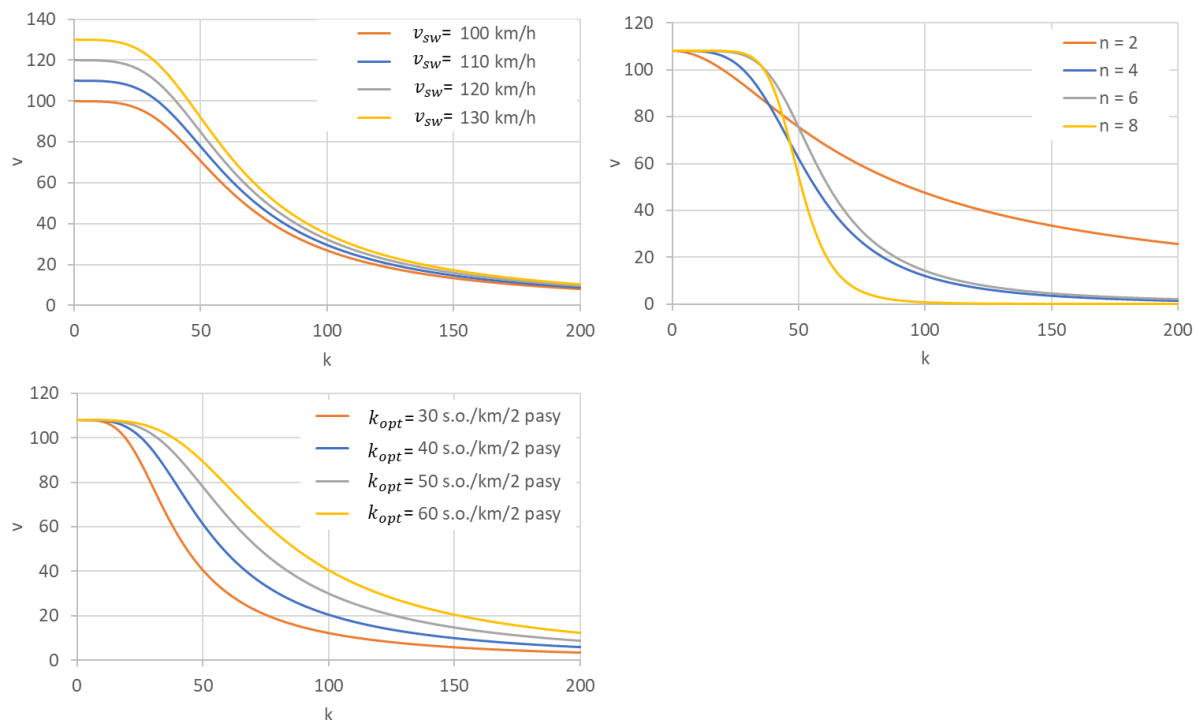
n, m – stałe definiujące kształt krzywej $v(k)$, przy czym $m \neq 1 - \frac{1}{n}$.

6.7. Weryfikacja modelu

6.7.1. Elastyczność modelu

W celu weryfikacji modelu sprawdzono jak zmiana poszczególnych parametrów modelu wpływa na kształt zależności $q-v-k$. Rysunek 6.43 pokazuje wpływ parametrów modelu B.1F.1 (v_{sw}, k_{opt}, n) na kształt zależności $v(k)$, co uzyskano poprzez zmianę wartości wybranego parametru przy utrzymaniu stałych wartości pozostałych parametrów. Można zaobserwować, że:

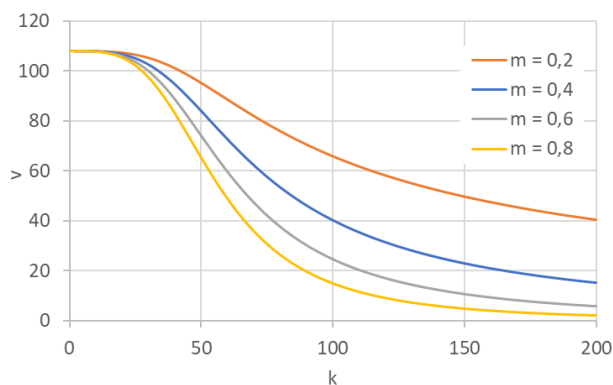
- Parametr v_{sw} wpływa na zmianę wartości wyjściowej prędkości. Zmiana v_{sw} przy niezmiennym k_{opt} wpłynie na wartość v_{opt} – czym wyższa v_{sw} , tym wyższa v_{opt} .
- Parametr k_{opt} określa punkt przegięcia funkcji. Stąd, wraz ze wzrostem k_{opt} , przy niezmiennych wartościach innych parametrów, krzywa przesuwa się w prawo.
- Parametr n wpływa na nachylenie krzywej. Wraz ze wzrostem n , zwiększa się nachylenie krzywej $v(k)$.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.43. Efekt zmienności parametrów v_{sw}, k_{opt}, n w 3-parametrowym modelu B.1F.1

W przypadku 4-parametrowego modelu B.1F.1* zmiany parametrów v_{sw}, k_{opt}, n wpływają na kształt modelu analogicznie jak w przypadku modelu 3-parametrowego (6.28), natomiast parametr m , podobnie jak parametr n , wpływa na nachylenie krzywej, a dodatkowo reguluje prędkość v_{opt} , przy której osiągnięte zostaje k_{opt} . Wraz ze wzrostem m , zwiększa się nachylenie krzywej $v(k)$ oraz zmniejsza się wartość v_{opt} (rys. 6.44).



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.44. Efekt zmienności parametru m w 4-parametrowym modelu B.1F.1*

6.7.2. Zachowanie modelu w różnych warunkach drogowo-ruchowych

Kalibrację wybranego modelu (3-parametrowego modelu B.1F.1) przeprowadzono dla danych z pomiaru realizowanego w ramach projektu RID-2B. Poligony te obejmują odcinki dróg o zróżnicowanych warunkach drogowo-ruchowych, pod względem m.in. przekroju, dopuszczalnej prędkości, lokalizacji drogi czy udziału pojazdów ciężkich. Celem było sprawdzenie, jak model zachowuje się w przypadku innych poligonów niż 01-S6/OT. Bazując na wnioskach z programu RID-2B, pojazdy rzeczywiste sprowadzono do pojazdów obliczeniowych. Dla każdego z poligonów badawczych wyznaczono prędkości w ruchu swobodnym jako średnią prędkość samochodów osobowych przy natężeniu ruchu nie przekraczającym 1000 s.o./h.

Do kalibracji wybrano poligony (oznaczone kolorem zielonym), w których (niezależnie od kierunku) zaobserwowano natężenie ruchu przekraczające 4000 s.o./h/2 pasy (tablica 6.15).

Tablica 6.15. Maksymalne natężenie ruchu obserwowane w analizowanych poligonach badawczych, w których realizowany był pomiar wrywkowy (interwał 15-min)

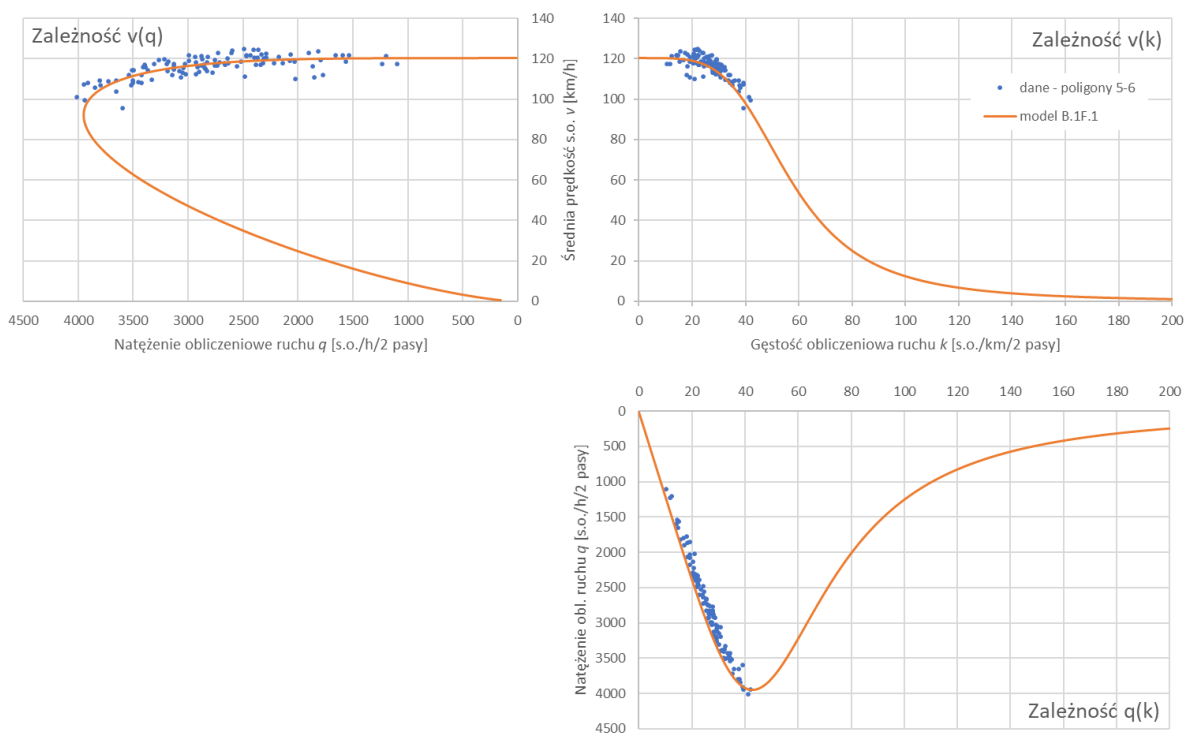
ID	Droga	Limit prędkości [km/h]	Obszar	Maksymalne obserwowane natężenie ruchu [s.o./h/2 pasy]
01	A1	140	zamiejski	2824
02	A1	140		
05	A2	120	aglomeracja	4012
06	A2	120		
07	A2	140	zamiejski	3480
08	A2	140		
09	A2	140	aglomeracja	4167
10	A2	140		
11	A4	110	zamiejski	2855
12	A4	110		
15	A4	140	aglomeracja	4196
16	A4	140		
23	S6	100	aglomeracja	4315
24	S6	100		
25	S6	120	aglomeracja	4402
26	S6	120		

Źródło: opracowanie własne

Wyniki kalibracji za pomocą programu Statgraphics [183] (rys. 6.45 - rys. 6.49) pokazują, że model wykazuje bardzo dobre dopasowanie do danych empirycznych pod warunkiem, że ilość danych jest

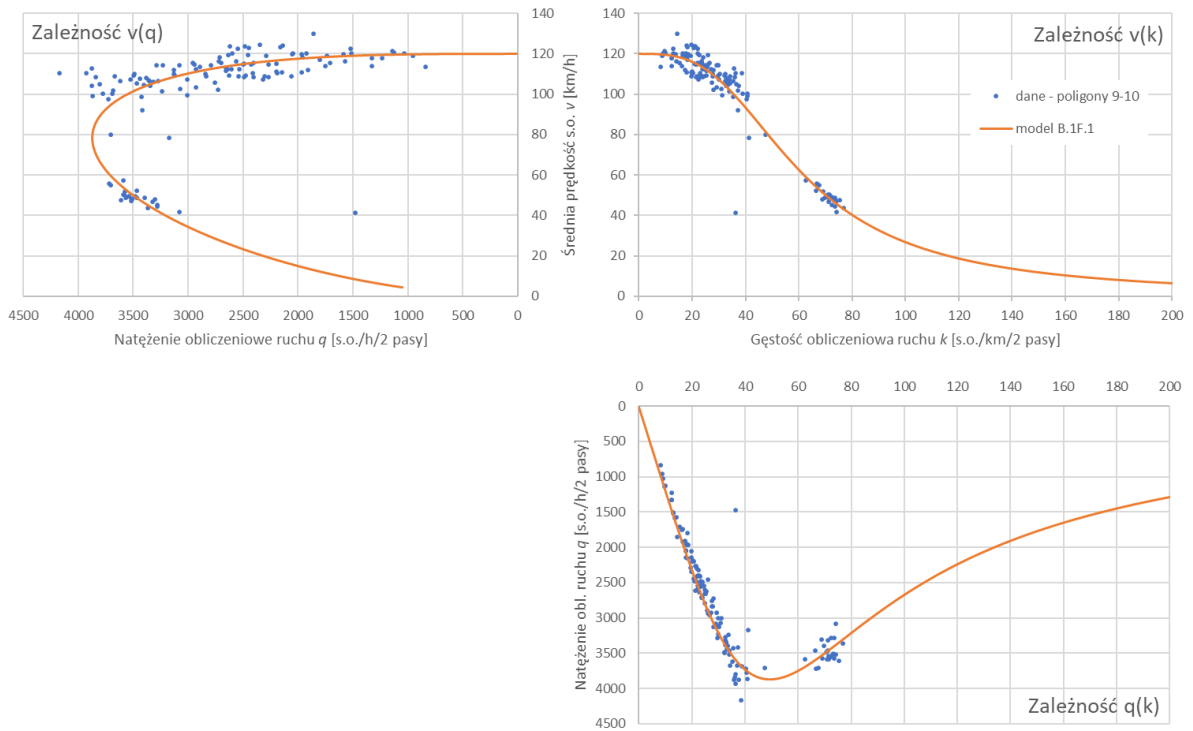
wystarczająca, aby odwzorować charakterystyczne przebiegi funkcji w k_{opt} . Przykładem niewystarczających danych są poligony 15-16 (rys. 6.47), gdzie za pomocą programu nie udało się poprawnie odwzorować punktu przebiegu przy $k = k_{opt}$ i w rezultacie uzyskano niepoprawną estymację parametrów zależności q-v-k. Rozwiązaniem w takim przypadku może być przyjęcie do obliczeń zadanej z góry wartości k_{opt} i estymacja pozostałych parametrów modelu. W takim wypadku konieczne byłoby zdefiniowanie wartości k_{opt} dla różnych warunków drogowo-ruchowych na podstawie badań empirycznych. Niestety posiadane dane z przekrojów innych niż 01-S6/OT na to nie pozwalają.

Wyniki przeprowadzonych analiz potwierdzają zalety i wyraźnie wskazują na możliwość wykorzystania modelu B.1F.1 do oceny warunków ruchu na drogach o różnych warunkach drogowo-ruchowych w Polsce.



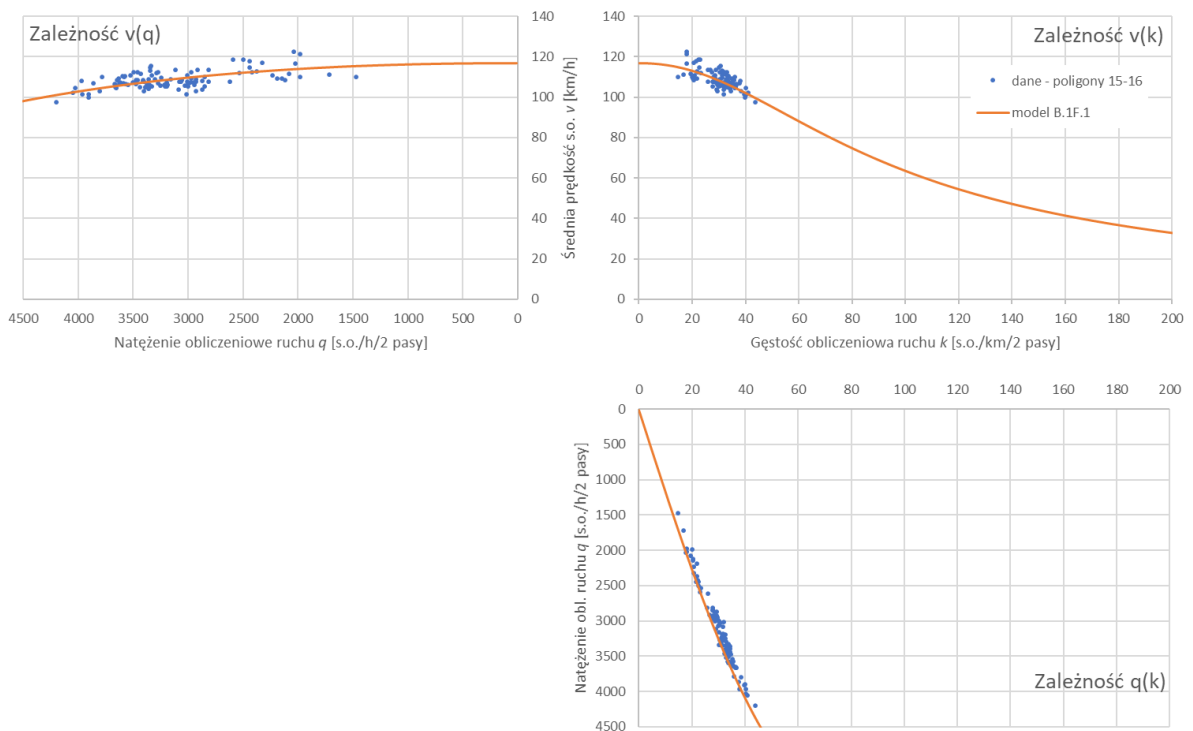
Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.45. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 5-6



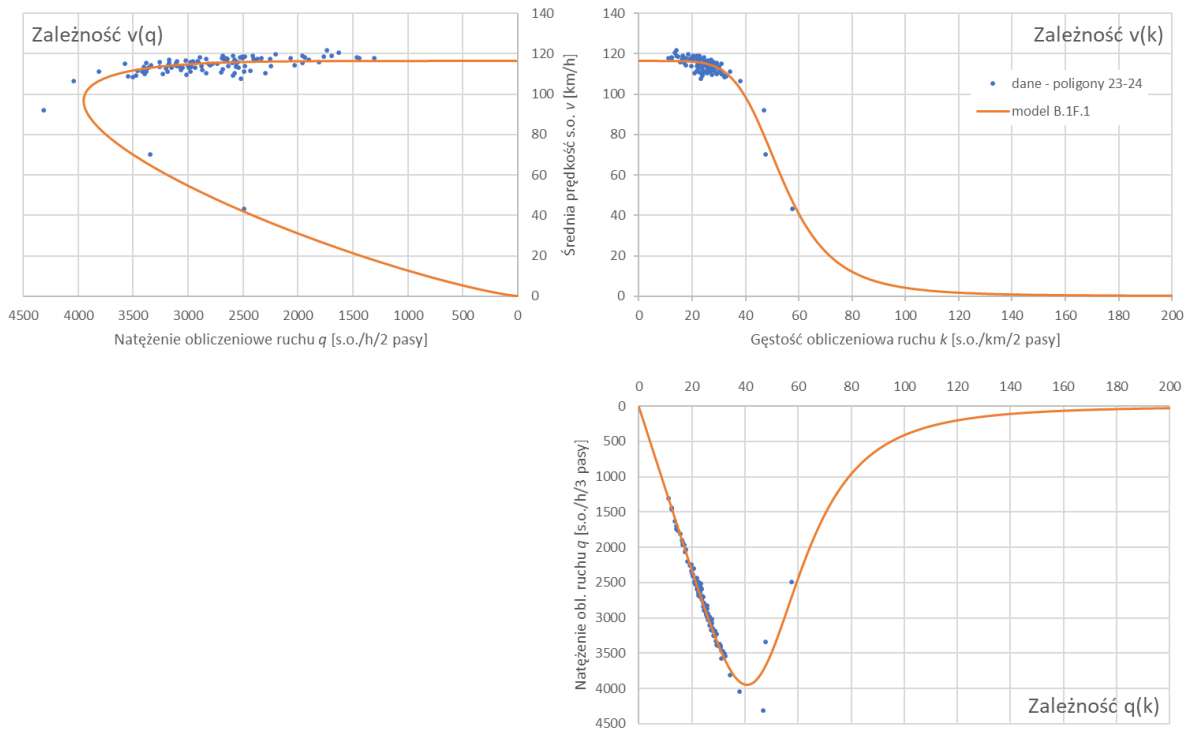
Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.46. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 9-10



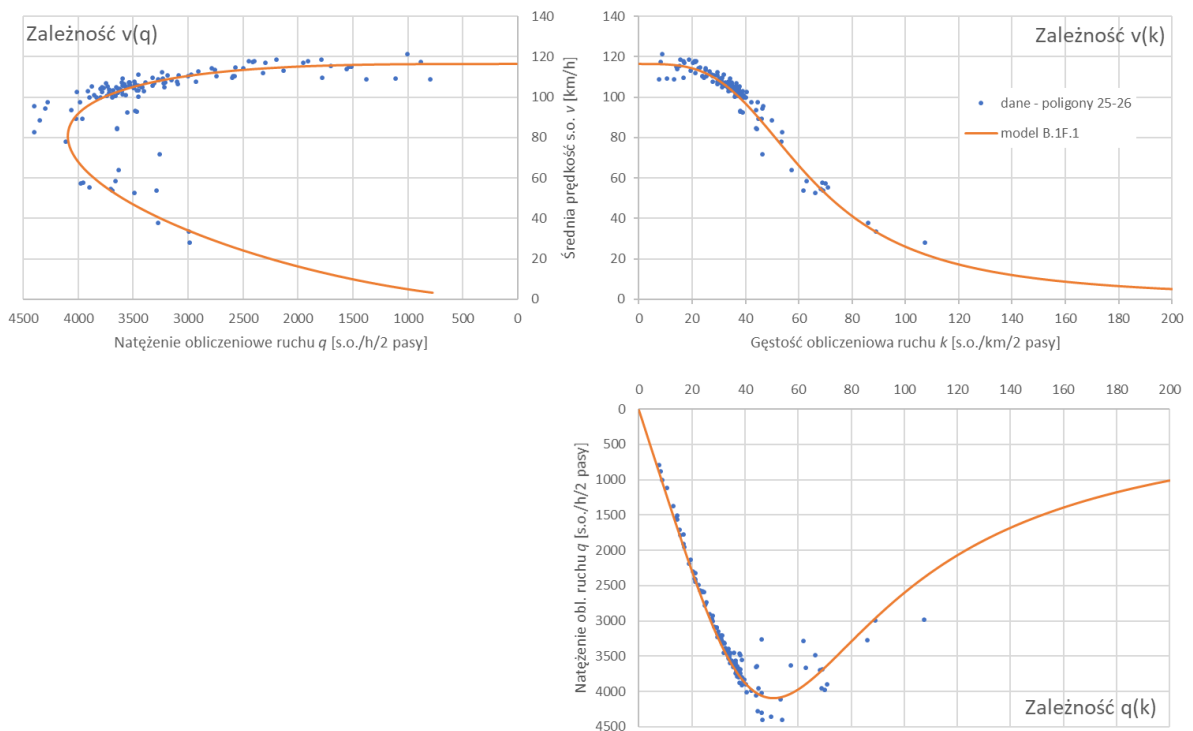
Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.47. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 15-16



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.48. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 23-24



Źródło: opracowanie własne

Rys. 6.49. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 25-26

6.8. Wnioski

Przedmiotem badań i analiz przeprowadzonych w niniejszym rozdziale była adaptacja istniejących oraz budowa i adaptacja nowych modeli zależności $q-v-k$. Celem był wybór modelu, który spełnia wskazane kryteria w zakresie: dokładności odwzorowania, spełnienia warunków brzegowych zależności fundamentalnej, poprawnego szacunku parametrów granicznych czy prostoty zapisu matematycznego.

Wyniki przeprowadzonych analiz pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

1. Przeprowadzone analizy wykazały, że wśród istniejących modeli $q-v-k$ można wskazać takie, które sprawdzają się w odniesieniu do reprezentacji warunków ruchu na odcinkach A+S w Polsce.
 - 1.1. Spośród istniejących modeli jednofazowych najlepszymi właściwościami wykazują się modele 4-5 parametrowe, które zależność $v(k)$ odwzorowują za pomocą krzywej w kształcie litery S. Modele te osiągają niskie błędy estymacji, zapewniają poprawny szacunek większości parametrów granicznych i poprawne odwzorowanie poszczególnych stanów ruchu. Spośród tych modeli wskazano akceptowane do zastosowania w warunkach polskich: modyfikacja modelu Northwestern (A.1F.8*), model MacNicholas'a (A.1F.11) i model Van Aerde (A.1F.12).
 - 1.2. Istniejące modele dwufazowe charakteryzują się gorszym dopasowaniem do danym empirycznych względem najlepszych modeli jednofazowych, a także większą trudnością w ich adaptacji, co wynika z konieczności zapewnienia ciągłości funkcji $v(k)$ przy $k = k_{opt}$. Spośród modeli dwufazowych jako najlepszy wskazano model Smulders'a (A.2F.3), stosunkowo dobrze odwzorowujący poszczególne parametry graniczne ruchu i wykazujący się niskim błędem estymacji.
 - 1.3. Należy wziąć pod uwagę, że analizowane modele były testowane na danych z jednego poligonu badawczego. Takie podejście wynika z dostępności danych i przyjętych w związku z tym założeń do modelowania zależności $q-v-k$. Istnieje ryzyko, że modele testowane w innych poligonach badawczych z dobrą reprezentacją stanu ruchu wymuszonego, mogłyby dać inne wyniki oceny niż w przypadku poligonu 01-S6/OT. W warunkach dostępności takich danych, wyniki oceny modeli należałoby dodatkowo zweryfikować.
2. W ramach prac zaproponowane zostały również nowe modele jedno i dwufazowe.
 - 2.1. W przypadku modeli jednofazowych zaproponowano adaptację modeli z innych dziedzin nauki, wykazując jednocześnie, że modele te mogą zostać zaadoptowane do opisu zależności $q-v-k$. Korzystając z obserwacji, że najlepsze odwzorowanie $v(k)$ daje krzywa w kształcie litery S, zaproponowano zaadoptowanie do celów modelowania zależności $q-v-k$ modeli stosowanych w geotechnice i neurobiologii, gdzie zjawiska opisuje się za pomocą krzywych o podobnym kształcie. Ocena nowych modeli wykazała, że modele te są konkurencyjne w stosunku do najlepszych istniejących modeli jednofazowych, przy tym wskazano aż 3 modele z geotechniki, które mogłyby znaleźć zastosowanie w warunkach polskich: model van Genuchten'a (B.1F.1), zmodyfikowany model Fredlund'a i Xing'a (B.1F.2*) oraz model Russo (B.1F.3).
 - 2.2. W przypadku modeli dwufazowych zaproponowano różne warianty kombinacji istniejących 2-3 parametrowych modeli jednofazowych do opisu poszczególnych stanów ruchu. Powstałe modele dwufazowe opierają się na 5-6 parametrach i wykazują się bardzo dobrym dopasowaniem do danych empirycznych, w tym niskim błędem estymacji oraz poprawnym

szacunkiem wartości parametrów granicznych. Z drugiej strony trudniejsza jest ich adaptacja, ponieważ wymaga znalezienia takich parametrów, aby zapewnić ciągłość funkcji $v(k)$ przy $k = k_{opt}$. Na podstawie przyjętych kryteriów wskazano jako akceptowane 3 modele, tj. B.2F.1, B.2F.2 i B.2F.4.

- 3. Na podstawie przeprowadzonych analiz porównawczych przyjętych do oceny modeli jedno i dwufazowych stwierdzono, że najlepiej przyjęte kryteria oceny modeli spełnia model B.1F.1 (zaadaptowany model van Genuchten'a), który w najlepszy sposób odwzorowuje empiryczną zależność q-v-k, charakteryzując się przy tym prostotą, dokładnością estymacji, poprawnym szacunkiem parametrów granicznych oraz spełniając warunki brzegowe zależności fundamentalnej.** Model ten zweryfikowano badając jak zmiany jego parametrów wpływają na kształt zależności q-v-k, a także sprawdzając, jak zachowuje się w przypadku jego adaptacji do różnych warunków drogowo-ruchowych. W tym celu wykorzystano dane z pomiarów realizowanych w ramach projektu RID-2B. W wyniku weryfikacji uzyskano zadowalające wyniki, co utwierdziło autorkę w wyborze tego modelu do stosowania w warunkach polskich do opisu zależności q-v-k na odcinkach międzywęzłowych A+S.

7. ANALIZA WPŁYWU WYBRANYCH CZYNNIKÓW NA FUNDAMENTALNE PARAMETRY RUCHU POTOKU POJAZDÓW

7.1. Analiza wpływu czynników związanych z drogą i jej otoczeniem na prędkość w ruchu swobodnym

W syntezie literatury (rozdział 2) wykazano, że na warunki ruchu występujące na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych wpływa szereg czynników związanych z drogą i jej otoczeniem, m.in. przekrój drogi (w tym: szerokości pasów ruchu i poboczy, liczba pasów ruchu), lokalizacja drogi, prędkość dopuszczalna czy ukształtowanie terenu.

Wpływ wybranych czynników związanych z drogą i jej otoczeniem na zmianę podstawowych parametrów ruchu badano z wykorzystując dane zebrane w trakcie pomiarów prowadzonych w ramach projektu RID-2B. Zidentyfikowano następujące ograniczenia analiz:

- Istnieje możliwość badania wpływu czynników związanych z drogą i jej otoczeniem wyłącznie w odniesieniu do prędkości (brak możliwości badania wpływu na przepustowość ze względu na niewystarczające dane reprezentujące stan ruchu wymuszonego),
- nie było możliwości zbadania wpływu wybranych czynników związanych z drogą i jej otoczeniem ze względu na brak zmienności tych czynników w poligonach badawczych, np.:
 - na wszystkich poligonach występują szerokie pasy ruchu o szerokości co najmniej 3,5 m, stąd nie ma możliwości zbadania jak szerokość pasów ruchu wpływa na parametry ruchu potoku pojazdów,
 - tylko w jednym poligonie występuje ograniczenie szerokości pobocza $<1,5$ m, co uniemożliwia zbadania wpływu tego czynnika na parametry ruchu potoku pojazdów, dodatkowo było to jedną z przyczyn wprowadzenia limitu prędkości 110 km/h,
 - na żadnym z poligonów nie występuje średnie pochylenie podłużne powyżej $\pm 2\%$, z tego względu brak jest możliwości zbadania wpływu profilu terenu na parametry ruchu potoku pojazdów.

Natomiast czynniki związane z drogą i otoczeniem, które posiadają pewną zmienność w analizowanych poligonach to: klasa drogi (A, S), prędkość dopuszczalna (100, 110, 120, 140 km/h), charakter drogi (aglomeracyjna, zamiejska), gęstość wjazdów i wyjazdów (jako liczba wjazdów i wyjazdów na 1 km drogi, uśredniona dla 10 km odcinka drogi w danym kierunku ruchu).

Przeprowadzono analizy mające na celu zbadanie liniowej zależności między prędkością w ruchu swobodnym a czynnikami związanymi z drogą i jej otoczeniem, mierzonej współczynnikiem korelacji liniowej Perason'a r_{xy} . Wykazały one, że istnieje grupa czynników wykazujących statystycznie istotną, umiarkowaną lub silną¹⁶ zależność z prędkością w ruchu swobodnym v_{sw} (tablica 7.1). Do czynników tych należą: ograniczenie prędkości (v_{dop}), klasa drogi (w_{kl}), charakter drogi (w_{dr}) oraz gęstość wjazdów i wyjazdów (w_{gw}).

Analiza wykresów rozrzutu dla v_{sw} i zidentyfikowanych czynników dała podstawy do założenia wyłącznie liniowej zależności między zmiennymi. Analizy wykazały również współzależność liniową wybranych czynników skorelowanych z v_{sw} , np. klasa drogi czy jej lokalizacja są skorelowane z gęstością wjazdów i wyjazdów; klasa drogi skorelowana jest również z dopuszczalną prędkością.

¹⁶ Przyjęto na podstawie [148]: korelacja umiarkowana, gdy $0,3 \leq r_{xy} < 0,5$, silna, gdy $0,5 \leq r_{xy} < 0,7$ i bardzo silna, jeżeli $r_{xy} \geq 0,7$.

Tablica 7.1. Wyniki analizy liniowej zależności pomiędzy prędkością w ruchu swobodnym a czynnikami związanymi z drogą i otoczeniem

Zmienna	v_{sw}	w_{kl}	w_{pob}	w_{dr}	v_{dop}	w_{gw}
v_{sw}	1,00	-0,61*	-0,17	-0,70*	0,48*	-0,74*
w_{kl}		1,00	0,19	0,35	-0,73*	0,56*
w_{pob}			1,00	0,53*	0,278	0,20
w_{dr}				1,00	-0,10	0,52*
v_{dop}					1,00	-0,31
w_{gw}						1,00

Źródło: opracowanie własne

* Współczynnik korelacji istotny statystycznie z $p < 0,05$

Biorąc pod uwagę wyniki przeprowadzonych analiz zbudowano prosty liniowy model (7.1), uzależniający prędkość v_{sw} od czynników związanych z drogą i jej otoczeniem: prędkością dopuszczalną v_{dop} , charakterem drogi w_{dr} i gęstością wjazdów i wyjazdów w_{gw} . Model wyjaśnia 74% wariacji zmiennej v_{sw} ($R^2 = 0,74$), natomiast wysoka wartość statystyki $F(3,26) = 28,51$ i poziom prawdopodobieństwa $p < 0,01$, potwierdzają, że zbudowany model jest istotny statystycznie. Zaobserwowano, że zmienne objaśniające modelu (v_{dop}, w_{dr}, w_{gw}) pozwoliły na istotne statystycznie przewidywanie zmiennej objaśnianej - prędkości v_{sw} . Wyniki analizy regresji liniowej zaprezentowano w tablicy 7.2.

$$v_{sw} = 119,36 + 0,16 * v_{dop} - 9,65 * w_{dr} - 7,17 * w_{gw} \quad (7.1)$$

gdzie:

 v_{sw} – prędkość w ruchu swobodnym [km/h], v_{dop} – prędkość dopuszczalna [km/h], w_{dr} – charakter drogi (zamiejska $w_{dr} = 1$, aglomeracyjna $w_{dr} = 2$), w_{gw} – gęstość wjazdów i wyjazdów [wj./km],

Tablica 7.2. Wyniki analizy regresji liniowej zależności prędkości w ruchu swobodnym od czynników związanych z drogą i jej otoczeniem

Zmienna	β	Współczynnik	Błąd standardowy	Statystyka t	Prawdopodobieństwo testowe p
wyraz wolny	-	119,36	7,60	15,70	<0,001
w_{gw}	-0,40	-7,17	2,10	-3,42	<0,01
w_{obsz}	-0,46	-9,65	2,32	-4,16	<0,001
v_{dop}	0,31	0,16	0,05	3,08	<0,01

Skorygowany $R^2 = 0,74$; Błąd standardowy regresji = 4,32; Statystyka $F(3,26) = 28,51$; $p < 0,001$

Źródło: opracowanie własne

Analizując elastyczność cząstkową modelu (7.1), tj. jaka nastąpi zmiana oczekiwanej wartości v_{sw} w reakcji na zmianę wartości zmiennych objaśniających modelu, można zaobserwować, że:

- każdorazowe zwiększenie v_{dop} o 10,0 km/h spowoduje wzrost v_{sw} o 1,6 km/h, analogicznie zmniejszenie v_{dop} o 10,0 km/h spowoduje spadek v_{sw} o 1,6 km/h,
- różnica w v_{sw} między drogą o charakterze zamiejskim i drogą o charakterze aglomeracyjnym, przy niezmięnionej wartości innych czynników, wynosi 9,7 km/h, przy czym jest niższa w przypadku drogi o charakterze aglomeracyjnym i wyższa dla drogi zamiejskiej,

- każdorazowy wzrost w_{gw} o 1,0 wj./km spowoduje obniżenie prędkości w ruchu swobodnym o 7,2 km/h.

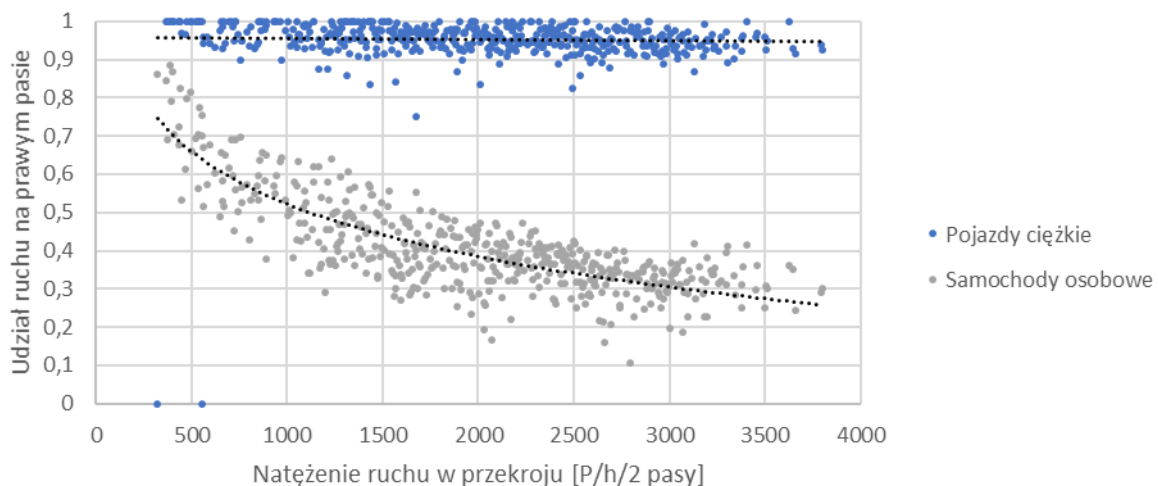
Wyniki analiz mogą znaleźć wykorzystanie do szacowania prędkości v_{sw} na podstawie znanych cech drogi czy przewidywania jak zmieni się prędkość v_{sw} w przypadku np. zmiany dopuszczalnej prędkości.

7.2. Analiza wpływu czynników związanych z ruchem pojazdów na parametry ruchu potoku pojazdów

7.2.1. Metodyka

Najważniejszym z czynników związanych z ruchem pojazdów, które wpływają na parametry ruchu potoku pojazdów jest udział pojazdów ciężkich. Wpływ ten wynika m.in. z większej zajętości przestrzeni oraz słabszych parametrów eksploatacyjnych pojazdów ciężkich względem samochodów osobowych, niższej dopuszczalnej prędkości (na A+S) czy typowej dla pojazdów ciężkich jazdy w kolumnach [5]. Badania wpływu pojazdów ciężkich na parametry ruchu potoku pojazdów były realizowane w ramach projektu RID-2B, czego wynikiem było wskazanie współczynników przeliczeniowych dla pojazdów ciężkich [25], które uwzględnia się wyznaczając obliczeniowe natężenie ruchu.

W ramach realizacji niniejszej rozprawy przeprowadzono analizy mające na celu zbadanie czy udział ruchu ciężkiego (UC) ma wpływ na rozkład ruchu na poszczególnych pasach ruchu. Na podstawie rysunku 7.1 można stwierdzić, że niezależnie od natężenia ruchu, ruch ciężki koncentruje się w 90-100% na prawym pasie, z kolei rozkład ruchu samochodów osobowych na prawym pasie zmniejsza się wraz z rosnącym natężeniem ruchu. Można zatem wywnioskować, że niezależnie od udziału pojazdów ciężkich i natężenia ruchu, pojazdy ciężkie będą poruszały się głównie prawym pasem, podczas gdy udział ruchu samochodów osobowych na prawym pasie będzie już silnie zależny od natężenia ruchu oraz prawdopodobnie jego struktury, co jednak wymaga potwierdzenia wyniki badań realizowanych w ramach niniejszej pracy.



Źródło: opracowanie własne, dane z pomiarów realizowanych w ramach projektu RID-2B

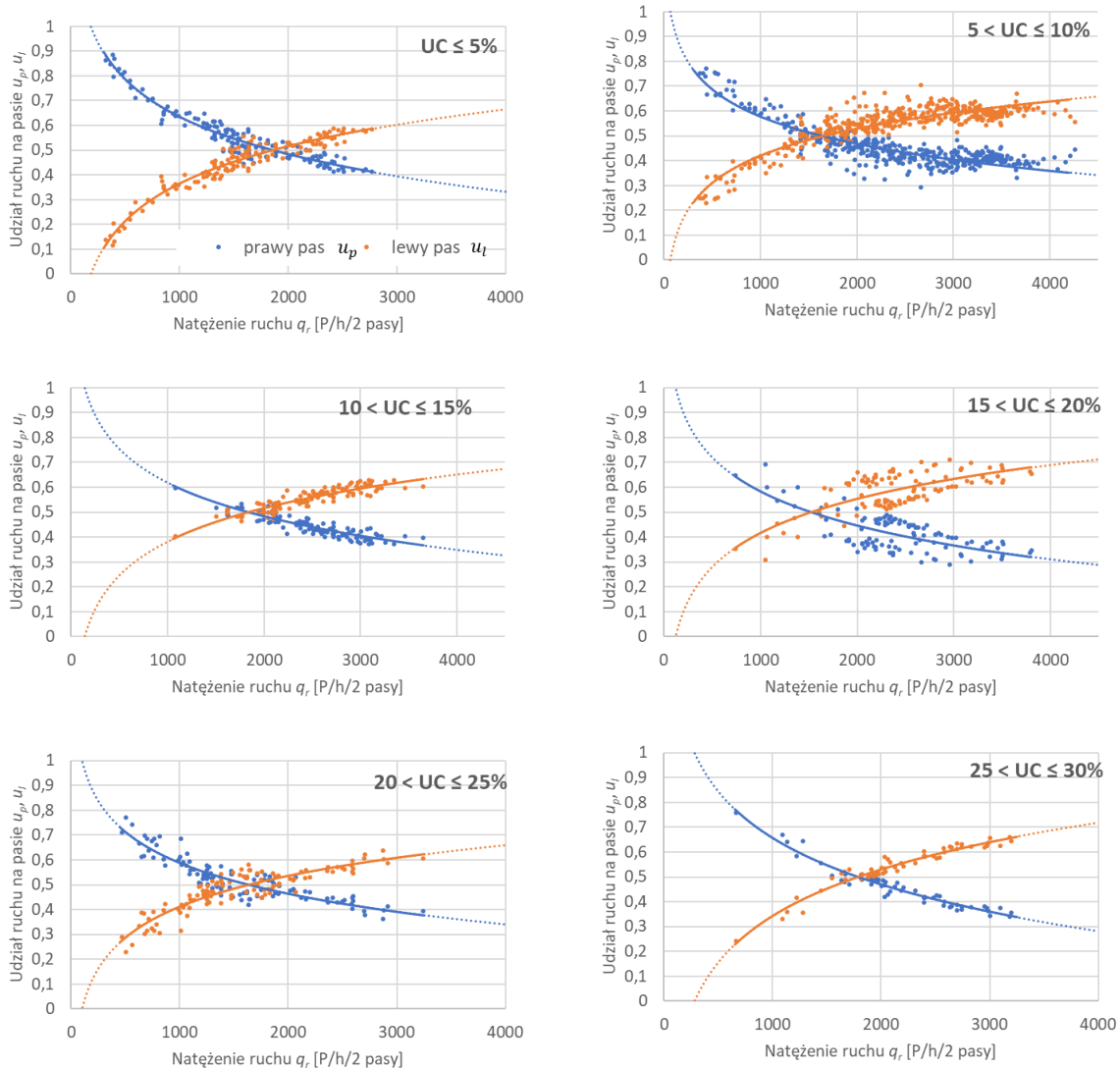
Rys. 7.1. Udział ruchu samochodów osobowych i pojazdów ciężkich poruszających się prawym pasem ruchu

Rozkład natężenia ruchu na pasach porównano dla różnych udziałów ruchu ciężkiego. Zbudowano wykresy oraz modele zależności udziału natężenia ruchu na prawym (u_p) i lewym pasie ruchu (u_l) od

natężenia ruchu w pojazdach rzeczywistych q_r , dla różnych poziomów UC . Ocenę modeli przeprowadzono korzystając ze współczynnika determinacji R^2 . Współczynnik ten określa, w skali [0,1], jaka część zmienności zmiennej zależnej została wyjaśniona przez model. Czym wyższa wartość współczynnika determinacji, tym lepsze dopasowanie modelu do danych empirycznych.

7.2.2. Analiza wpływu udziału pojazdów ciężkich na rozkład natężenia ruchu na pasy

Wykresy na rysunku 7.2 przedstawiają zależność rozkładu natężenia ruchu na pasy (u_p, u_l) od natężenia ruchu w przekroju q_r i udziału pojazdów ciężkich UC . Można zaobserwować, że udział ruchu na prawym pasie systematycznie maleje wraz ze wzrostem natężenia ruchu. Kształt zależności sugeruje logarytmiczną zależność między zmiennymi.



Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z pomiarów w ramach projektu RID-2B

Rys. 7.2. Rozkład ruchu na pasy w zależności od natężenia ruchu i udziału pojazdów ciężkich

Na podstawie rysunku 7.2 można zaobserwować, że zależnie od udziału pojazdów ciężkich UC , występuje różny rozkład natężenia ruchu na pasy, tj. przy takim samym natężeniu ruchu q_r , zmienne u_p

i u_l dla różnych poziomów UC przyjmują różną wartość. Zależnie od udziału pojazdów ciężkich punkt przecięcia obu krzywych $u_p(q_r)$ i $u_l(q_r)$, odpowiadający równomiernemu rozkładowi natężenia ruchu na pasy, występuje przy $q_r = 1400 \div 1850$ P/h/2 pasy. Analizy zależności liniowej pomiędzy poziomem UC a natężeniem ruchu q_r , przy którym występuje równomierny rozkład natężenia ruchu nie wykazały jednak istotnej statystycznie zależności między dwiema zmiennymi ($r_{xy} = -0,57; p = 0,178$). Tym samym nie udało się wykazać charakteru relacji pomiędzy udziałem pojazdów ciężkich a rozkładem natężenia ruchu na pasy.

Przyjmując logarytmiczny charakter zależności między udziałem pojazdów ciężkich a natężeniem ruchu, zbudowano modele (7.2) i (7.3), pozwalające na wyznaczanie rozkładu natężenia ruchu na pasy. Ze względu na własności funkcji logarytmicznej oraz konieczność przyjęcia warunku brzegowego zakładającego, że udział ruchu na pasie musi mieścić się w przedziale $[0, 1]$ modele mają zastosowanie dla $q_r \geq 300$ P/h/2 pasy.

$$u_p = a + b * \ln(q_r) \quad (7.2)$$

$$u_l = 1 - u_p \quad (7.3)$$

Wartości współczynników modelu (7.2) dla różnych poziomów UC przedstawiono w tablicy 7.3. W przypadku większości modeli osiągnięto wysoką jakość dopasowania modelu ($R^2 = 0,79 \div 0,94$), co oznacza, że modele mogą znaleźć zastosowanie do szacowania z dużą dokładnością udziału ruchu na poszczególnych pasach ruchu, znając natężenie ruchu i udział pojazdów ciężkich.

Tablica 7.3. Współczynniki i ocena modelu (7.2) rozkładu natężenia ruchu na pasy

UC	a	b	R^2
do 5%*	2,1318	-0,2168	0,93
od 5 do 10%*	1,6657	-0,1574	0,79
od 10 do 15%*	1,9624	-0,1946	0,79
od 15 do 20%*	1,9371	-0,1961	0,51
od 20 do 25%*	1,8257	-0,1792	0,82
od 25 do 30%*	2,5242	-0,2704	0,94
pow. 30%*	2,3665	-0,2573	0,89

Źródło: opracowanie własne

* przedział prawostronnie domknięty

Korzystając z opracowanych modeli rozkładu natężenia ruchu na pasach należy wziąć pod uwagę, że zostały one opracowane dla obserwowanego w każdym przedziale UC zakresu wartości natężeń ruchu q_r . Wykorzystanie modelu dla natężeń spoza tego zakresu niesie za sobą ryzyko, że modelowany rozkład natężenia ruchu na pasy będzie różnił się od rozkładu w rzeczywistych warunkach. Dlatego też w pracy przyjęto, że modele poprawnie szacują udział ruchu na prawym i lewym pasie dla zakresu natężeń $300 \div C_r$, jednak mając na uwadze, że w przyszłości analizy należy uzupełnić o dane z kolejnych poligonów, gdzie obserwowane byłyby wysokie natężenia ruchu i stan ruchu wymuszonego, przy różnym udziale pojazdów ciężkich.

7.3. Analiza czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia na parametry ruchu potoku pojazdów

7.3.1. Metodyka

W celu zbadania wpływu warunków atmosferycznych i warunków oświetlenia na parametry ruchu potoku pojazdów i kształt zależności $q-v-k$ wykorzystano dane z poligonu 01-S6/OT, ze względu na:

- długotrwały pomiar (3 lata analizy),
- pełny zakres warunków ruchu (obserwowany zarówno stan ruchu swobodnego i wymuszonego),
- duży zakres obserwowanych warunków atmosferycznych (różne pory roku, stany opadów, warunki ograniczonej widzialności, obserwacja pełnej doby i różnych warunków naturalnego oświetlenia).

Badania nad wpływem warunków atmosferycznych i oświetlenia zasadniczo obejmowały:

- identyfikację czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetleniem, które mają istotny statystycznie wpływ na parametry ruchu potoku pojazdów (rozdział 4.4),
- ocenę wpływu zidentyfikowanych czynników na parametry ruchu potoku pojazdów i kształt zależności $q-v-k$.

W celu oceny wpływu wybranych czynników zewnętrznych na parametry ruchu potoku pojazdów przeprowadzono analizy bazujące przede wszystkim na porównaniu warunków wzorcowych (definiowanych jako brak opadów, sucha nawierzchnia, dobra widoczność, pora dzienna) i niekorzystnych (opady deszczu, brak oświetlenia dziennego, itd.), w tym:

- porównanie parametrów ruchu potoku pojazdów,
- porównanie rozkładów prędkości,
- porównanie zależności $q-v-k$ w dobrych i niekorzystnych warunkach atmosferycznych i oświetlenia.

Przy identyfikacji czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia skorzystano z wyników analiz przedstawionych w rozdziale 4.4, w którym wskazano czynniki mające istotny statystycznie wpływ na prędkość ruchu potoku pojazdów, tj:

- pora dnia (wpływ naturalnego oświetlenia),
- opady deszczu lub śniegu,
- stan nawierzchni,
- widzialność pozioma.

Czynniki te przyjęto do dalszych analiz oceny wpływu niekorzystnych warunków atmosferycznych i oświetlenia na ruch potoku pojazdów. Analizy prowadzono dla 7 scenariuszy różnych warunków atmosferycznych i oświetlenia (tablica 7.4).

Tablica 7.4. Scenariusze warunków atmosferycznych i oświetlenia przyjęte do analiz

Scenariusz	Pora dnia	Widzialność	Stan opadów	Stan nawierzchni
1	dzień	> 200 m	brak	sucha
2	dzień	≤ 200 m	brak	sucha
3	dzień	-	opady deszczu	wilgotna lub mokra
4	dzień	-	opady śniegu	mokra lub śliska
5	noc	> 200 m	brak	sucha
6	noc	-	opady deszczu	wilgotna lub mokra
7	noc	-	opady śniegu	mokra lub śliska

Źródło: opracowanie własne

Scenariuszem bazowym dla pory dziennej jest scenariusz 1, w którym nie występują opady deszczu lub śniegu, występuje sucha nawierzchnia, a widzialność pozioma przekracza 200 m. W przypadku pory nocnej, scenariuszem bazowym jest scenariusz 5, w którym, podobnie jak w przypadku scenariusza 1, występują dobre warunki atmosferyczne i sucha nawierzchnia.

7.3.2. Ocena wpływu czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia

W tabelicy 7.5 przedstawiono rozkład procentowy przedziałów wartości analizowanych parametrów ruchu potoku pojazdów i czynników związanych z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia, w zależności od scenariusza. Na podstawie tabelicy 7.5 można określić jakie warunki ruchu i warunki atmosferyczne występowały w poszczególnych scenariuszach.

Tabela 7.5. Rozkład % częstości występowania danych warunków ruchu i warunków atmosferycznych, w zależności od scenariusza

Zmienna	Przedział wartości	Rozkład obserwowanych wartości [%]							RAZEM
		Scenariusz							
		1	2	3	4	5	6	7	
Natężenie ruchu q [P/h/2 pasy]	<500	2	1	2	3	62	56	37	28
	<1000	4	5	5	11	23	21	22	12
	<1500	7	14	8	9	10	12	22	10
	<2000	16	28	18	33	4	7	17	12
	<2500	33	43	36	27	1	3	2	19
	<3000	26	9	24	14	0	1	0	13
	<3500	10	0	7	3	0	0	0	5
	<4000	2	0	0	0	0	0	0	1
	<4500	0	0	0	0	0	0	0	0
Udział pojazdów ciężkich UC [%]	<=10	82	93	80	81	49	57	61	70
	<=20	18	7	20	18	29	24	24	21
	<=30	0	0	0	1	13	10	10	5
	>30	0	0	0	0	9	9	5	4
Widzialność [m]	<=200	0	100	0	0	0	0	6	1
	>200	100	0	100	100	100	100	94	99
Stan opadów	brak	100	100	0	0	100	0	0	92
	lekkie	0	0	31	0	0	31	0	2
	ciągłe	0	0	33	0	0	34	0	3
	intensywne	0	0	36	0	0	34	0	3
	śnieg	0	0	0	78	0	0	81	0
	grad	0	0	0	22	0	0	19	0
Stan nawierzchni	sucha	100	100	0	0	100	0	0	59
	wilgotna	0	0	16	0	0	9	0	18
	mokra	0	0	84	2	0	91	0	17
	śliska	0	0	0	98	0	0	100	6
Temperatura [°C]	<0	1	86	0	100	5	0	100	5
	>0	99	14	100	0	95	100	0	95
Pora dnia	świt	0	0	0	0	0	0	0	7
	dzień	100	100	100	100	0	0	0	51
	zmrzch	0	0	0	0	0	0	0	6
	noc	0	0	0	0	100	100	100	36
Pora roku	wiosna	32	0	29	0	33	17	0	25
	lato	41	2	25	0	28	7	0	26
	jesień	22	10	20	0	31	31	0	26
	zima	5	88	26	100	8	45	100	23

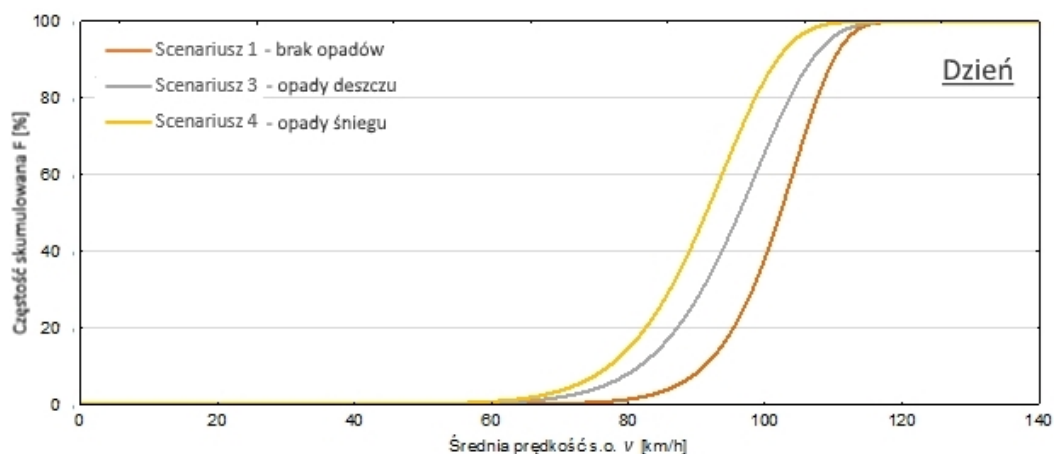
Źródło: opracowanie własne

Analizując otrzymane wyniki można zaobserwować, że:

- w porze dziennej (scenariusze 1-4) w każdym scenariuszu występuje zbliżony rozkład natężenia ruchu q i udziału pojazdów ciężkich UC , najczęściej $q = 1500 \div 3000$ P/h/2 pasy, a $UC \leq 10\%$; inaczej jest w porze nocnej (scenariusze 5-7), kiedy natężenie ruchu przyjmuje znacznie niższe wartości, najczęściej $q < 1500$ P/h/2 pasy, a $UC = 0 \div 30\%$
- widzialność ≤ 200 m (scenariusz 2) występuje najczęściej zimą, przy ujemnej temperaturze powietrza,
- najczęściej opadom deszczu (scenariusz 3, scenariusz 6) towarzyszy mokra nawierzchnia, podczas gdy w czasie opadów śniegu i gradu (scenariusz 4, scenariusz 7) nawierzchnia jest najczęściej śliska,
- opady śniegu i gradu (scenariusz 4, scenariusz 7) występują przy ujemnych temperaturach powietrza, wyłącznie zimą.

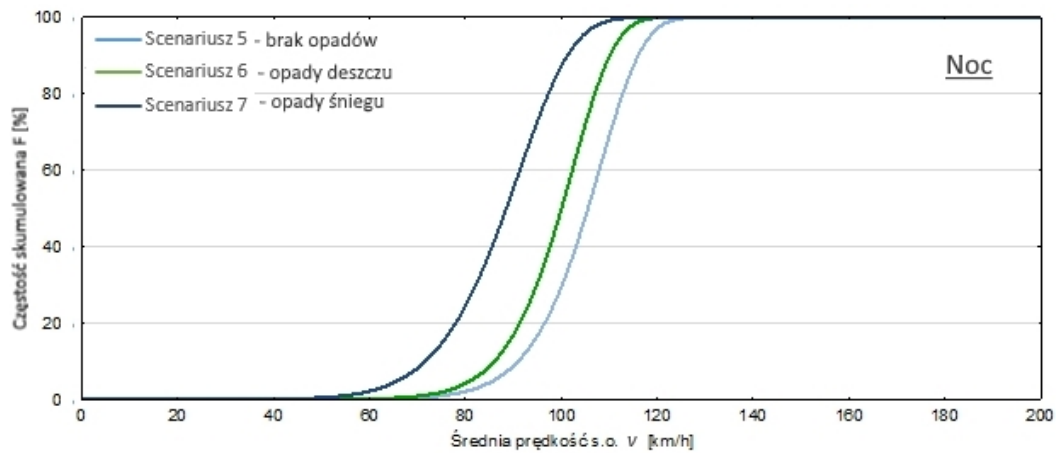
W celu obserwacji jak zmienia się średnia prędkość w zależności od scenariusza, przeanalizowano rozkłady średniej prędkości v samochodów osobowych w różnych warunkach atmosferycznych i w różnych porach dnia. Na rysunkach 7.3 - 7.6 przedstawiono dystrybuanty rozkładu prędkości v . Na tej podstawie można zaobserwować, że:

- Opady deszczu i śniegu wymuszają na kierowcach jazdę z niższą średnią prędkością samochodów osobowych niż w korzystnych warunkach atmosferycznych. Taka tendencja widoczna jest zarówno w porze dziennej jak i w porze nocnej (rys. 7.3, rys. 7.4).
- Przesunięcie dystrybuanty rozkładu prędkości w scenariuszu 2 względem scenariusza 1 (rys. 7.5) sugeruje, że w warunkach ograniczonej widzialności kierowcy wybierają niższe prędkości niż w warunkach gdy występuje dobra widzialność.
- W porze nocnej (scenariusz 5) częściej występują wyższe prędkości względem pory dziennej (scenariusz 1) (rys. 7.6). Dystrybuanta rozkładu prędkości w scenariuszu 5 jest przesunięta w prawo (w kierunku wyższych prędkości) względem dystrybuanty rozkładu prędkości dla scenariusza 1. Należy jednak wziąć pod uwagę, że w porze nocnej obserwuje się znacznie niższe natężenia ruchu niż w porze dziennej (tablica 7.5).



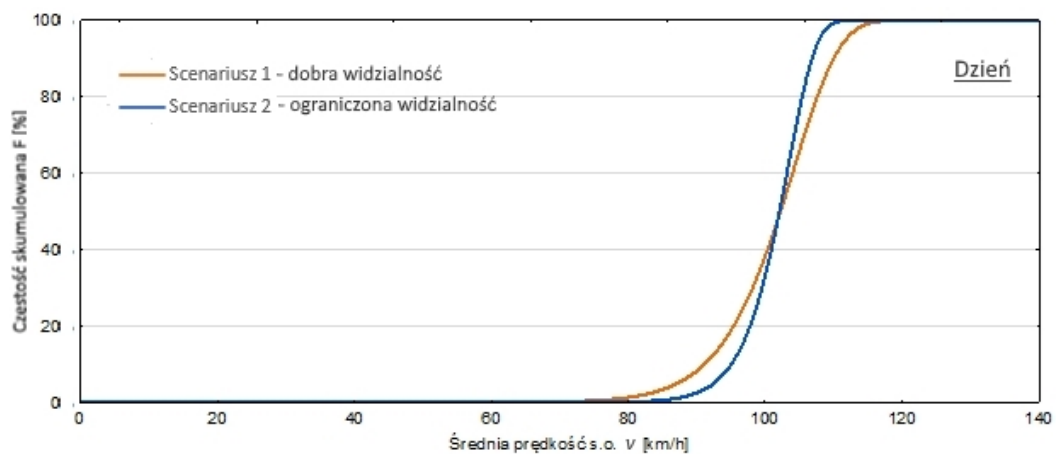
Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 7.3. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach oświetlenia dziennego – porównanie scenariuszy 1, 3, 4



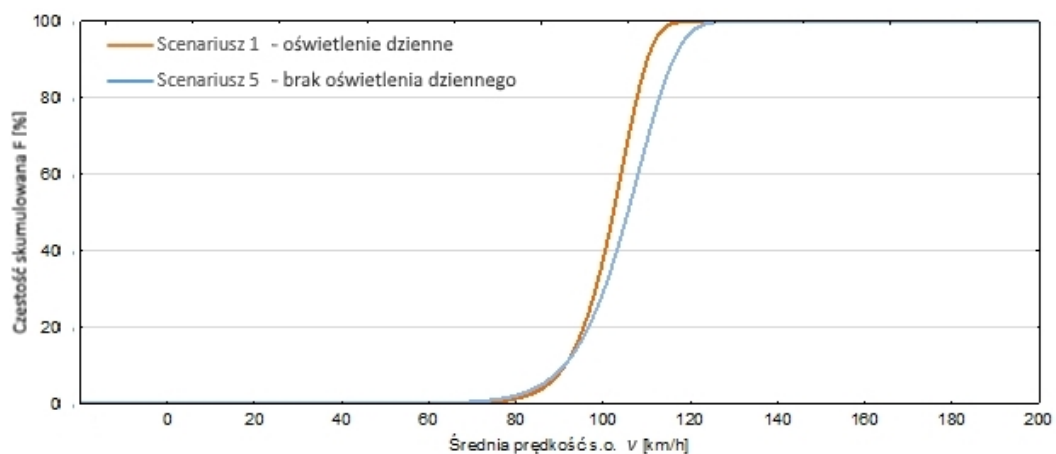
Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 7.4. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach braku oświetlenia dziennego – porównanie scenariuszy 5, 6, 7



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 7.5. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach oświetlenia dziennego i ograniczonej widzialności – porównanie scenariuszy 1, 2



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 7.6. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach oświetlenia dziennego i braku oświetlenia dziennego – porównanie scenariuszy 1, 5

W tablicy 7.6 zestawiono średnie wartości wybranych parametrów ruchu potoku pojazdów w poszczególnych scenariuszach. Dla każdego parametru wyznaczono względną zmianę procentową średniej wartości parametru w stosunku do scenariusza bazowego – zgodnie z równaniem (7.4).

$$dp_i = \frac{p_i - p_0}{p_0} \cdot 100\% \quad (7.4)$$

gdzie:

dp_i – zmiana procentowa średniej wartości parametru p (gdzie $p = v, p = v_{sw}$ lub $p = h_t$) w scenariuszu i w stosunku do scenariusza bazowego p_0 (gdzie: scenariusz bazowy dla pory dziennej – scenariusz 1, scenariusz bazowy dla pory nocnej – scenariusz 5).

Na podstawie wyników w tablicy 7.6 można zaobserwować, że w stosunku do scenariusza bazowego:

- w porze dziennej (scenariusze 1-4):
 - scenariusz 2: ograniczona widoczność w warunkach braku opadów nie powoduje zmiany średniej prędkości, ale obserwuje się ok. 2% niższą prędkość w ruchu swobodnym i o 10% większe średnie odstęp między pojazdami,
 - scenariusz 3: opady deszczu i wilgotna/mokra nawierzchnia wpływają na zmniejszenie średniej prędkości o 6%, średniej prędkości w ruchu swobodnym o 4% i zwiększenie odstępów między pojazdami o niemal 9%,
 - scenariusz 4: opady śniegu i mokra/śliska nawierzchnia wpływają na zmniejszenie średniej prędkości o 11%, średniej prędkości w ruchu swobodnym o 12% i zwiększenie odstępów między pojazdami o 25%,
- w porze nocnej (scenariusze 5-7):
 - scenariusz 6: opady deszczu i wilgotna/mokra nawierzchnia wpływają na zmniejszenie średniej prędkości o 6%, średniej prędkości w ruchu swobodnym o 5% i zwiększenie odstępów między pojazdami o 10%,
 - scenariusz 7: opady śniegu i mokra/śliska nawierzchnia wpływają na zmniejszenie średniej prędkości o 17%, średniej prędkości w ruchu swobodnym o 16%, a średnie odstęp między pojazdami są o 9% niższe.

W scenariuszu 7 zastanawiający jest spadek średnich odstępów między pojazdami względem scenariusza bazowego (scenariusza 5). Należy jednak zwrócić uwagę na występowanie bardzo dużych odchyłeń odstępów czasu między pojazdami od średniej, które prawdopodobnie wynikają z występowania niewielkich natężeń ruchu w porze nocnej (średnio w analizowanym okresie $q_r = 529 \div 842$ P/h/2 pasy).

Tablica 7.6. Zmiany wybranych parametrów ruchu potoku pojazdów w poszczególnych scenariuszach warunków atmosferycznych i oświetlenia

Scenariusz i	Średnia prędkość samochodów osobowych v [km/h]			Średnia prędkość w ruchu swobodnym ¹⁷ v_{sw} [km/h]			Średnie odstępy między pojazdami h_t [sek.]			Natężenie ruchu q_r [P/h/2 pasy]
	v_i	dv_i	σ_{v_i}	v_{sw_i}	dv_{sw_i}	$\sigma_{v_{sw_i}}$	h_{t_i}	dh_{t_i}	$\sigma_{h_{t_i}}$	q_i
1*	100,9	-	11,3	110,7	-	13,6	3,4	-	9,8	2254
2	101,3	+0,4%	3,4	108,7	-1,8%	5,4	3,8	+10,2%	2,2	1924
3	94,6	-6,2%	14,4	106,1	-4,1%	12,8	3,7	+8,5%	4,4	2152
4	89,7	-11,1%	10,4	97,3	-12,1%	10,9	4,3	+25,3%	3,0	1876
5**	105,2	-	6,6	108,3	-	7,5	29,6	-	248,3	529
6	99,1	-5,8%	9,1	103,0	-4,9%	9,5	32,5	+9,9%	161,6	639
7	86,9	-17,4%	11,5	91,4	-15,6%	11,7	27,0	-8,6%	51,4	842

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

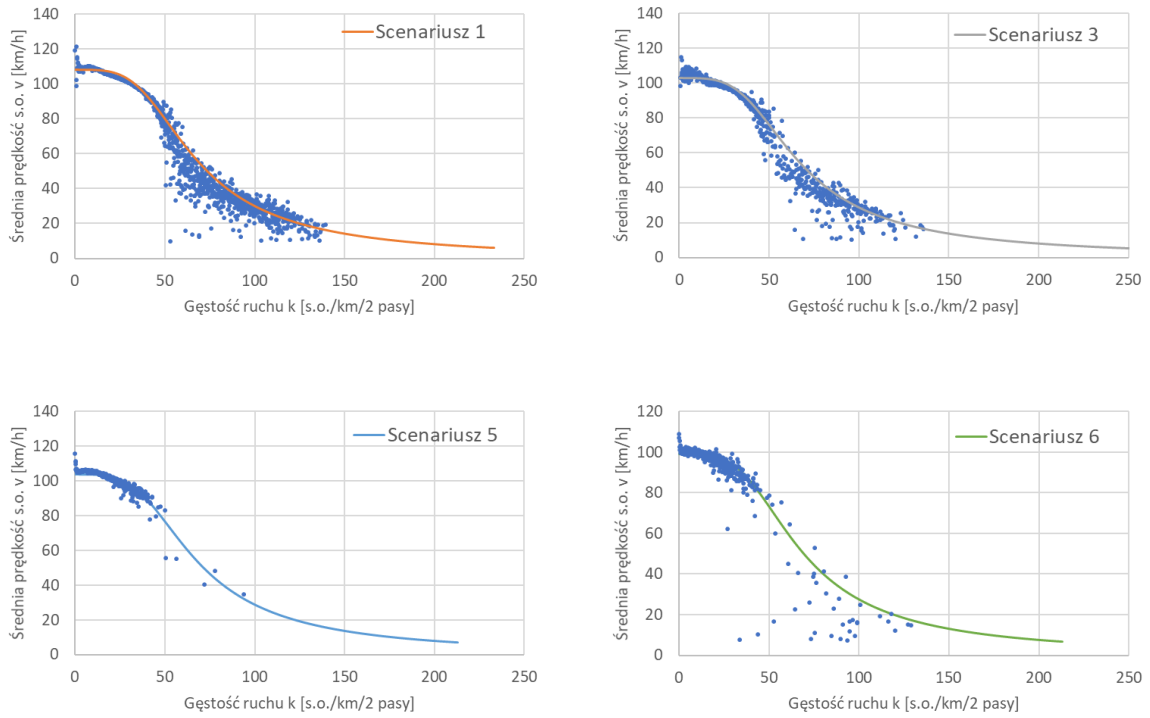
* scenariusz bazowy dla scenariuszy 1-4 (pora dzienna), ** scenariusz bazowy dla scenariuszy 5-7 (pora nocna)

*** Objaśnienia (na przykładzie v): v_i – średnia prędkość samochodów osobowych w scenariuszu i , dv_i – zmiana średniej prędkości w scenariuszu i w stosunku do scenariusza bazowego (1 – dla pory dziennej, 5 – dla pory nocnej) – wyznaczana z wzoru (7.4), σ_{v_i} – odchylenie standardowe średniej prędkości v w scenariuszu i

Dla każdego scenariusza wyznaczono krzywe $v(q)$ i $v(k)$ korzystając z wybranego, 3-parametrowego modelu B.1F.1. Zgodnie z metodyką przedstawioną w rozdziale 6.3 wyznaczono uśrednioną reprezentację warunków ruchu dla każdego scenariusza warunków atmosferycznych i oświetlenia. W poszczególnych scenariuszach zastosowano stałą wartość gęstości optymalnej ($k_{opt} = 52$ s.o./h/2 pasy) oraz stałą wartość parametru kształtu ($n = 3,9$), wyznaczone w wyniku adaptacji modelu do danych z poligonu 01-S6/OT (rozdział 6). Pozostały parametr – prędkość w ruchu swobodnym v_{sw} , wyznaczono korzystając z metody najmniejszych kwadratów za pomocą pakietu statystycznego Statgraphics [183]. Zastosowanie zadanych z góry wartości k_{opt} i n umożliwiło wyznaczenie krzywej $v(k)$ również w przypadku braku wystarczających danych dla odwzorowania stanu ruchu wymuszonego. Wyniki kalibracji modeli przedstawiono na rysunkach 7.7 - 7.8 oraz w tablicach 7.7 - 7.8.

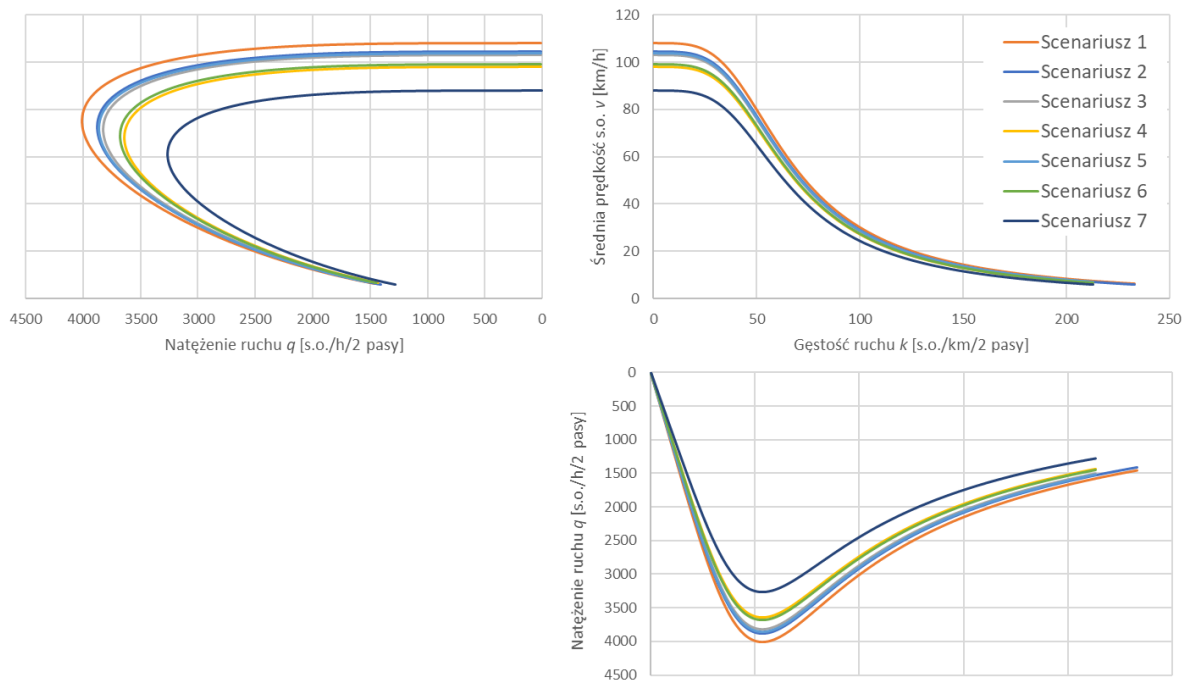
Na podstawie tablic 7.7 - 7.8 można zaobserwować oczekiwany spadek prędkości w ruchu swobodnym v_{sw} w poszczególnych scenariuszach względem scenariuszy bazowych. W wyniku spadku v_{sw} uzyskuje się również niższą wartość maksymalnego natężenia ruchu q_{max} prognozowanego przez model oraz niższą prędkość optymalną v_{opt} . Na tej podstawie można wnioskować, że w niekorzystnych warunkach atmosferycznych obserwowana będzie również niższa przepustowość, podobnie jak wskazano w literaturze [4, 96, 133, 165]. Wraz z pogorszeniem warunków atmosferycznych i wystąpieniem opadów deszczu przepustowość spada o niemal 5%, natomiast w przypadku opadów śniegu, redukcja przepustowości wynosi 9-11%, w odniesieniu do dobrych warunków atmosferycznych odpowiednio w dzień i w nocy.

¹⁷ Wyznaczona jako średnia prędkość samochodów osobowych utrzymujących odstępy minimum 7 sekund przed i 4 sekundy za pojazdem, w warunkach ruchu swobodnego, niewielkiej gęstości ruchu ($k < 20$ P/km/2 pasy) i natężenia ruchu < 2000 P/h/2 pasy.



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 7.7. Wyniki kalibracji modelu B.1F.1 dla wybranych scenariuszy



Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Rys. 7.8. Zależność q - v - k wyznaczona za pomocą modelu B.1F.1 dla analizowanych scenariuszy warunków atmosferycznych i oświetlenia

Tablica 7.7. Wartości parametrów ruchu potoku pojazdów w analizowanych scenariuszach wyznaczone za pomocą modelu B.1F.1

Parametr	Scenariusz						
	1	2	3	4	5	6	7
v_{sw}	108	104	103	98	104	99	88
q_{max}	4010	3880	3820	3640	3860	3680	3270
k_{opt}	52	52	52	52	52	52	52
v_{opt}	77	74	73	70	74	70	63

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

Tablica 7.8. Zmiany wartości parametrów ruchu potoku pojazdów w analizowanych scenariuszach, w odniesieniu do scenariuszy bazowych

Parametr	Scenariusz						
	1*	2	3	4	5**	6	7
v_{sw}	-	-3,3%	-4,6%	-9,2%	-	-4,8%	-11,1%
q_{max}	-	-3,2%	-4,7%	-9,2%	-	-4,7%	-11,1%
k_{opt}	-	-	-	-	-	-	-
v_{opt}	-	-3,9%	-5,2%	-9,1%	-	-5,4%	-10,0%

Źródło: opracowanie własne, dane z poligonu 01-S6/OT

* scenariusz bazowy dla scenariuszy 1-4 (pora dzienna), ** scenariusz bazowy dla scenariuszy 5-7 (pora nocna)

Wyniki badań zaprezentowane w rozdziale 7.3.2 mogą posłużyć do opracowania współczynników redukujących wartości poszczególnych parametrów ruchu potoku pojazdów ze względu na występowanie niekorzystnych warunków atmosferycznych i brak oświetlenia dziennego. Propozycję takich współczynników i praktycznego wykorzystania wyników badań wpływu warunków atmosferycznych na ruch potoku pojazdów przedstawiono w rozdziale 8.2.2.

7.4. Wnioski

Wyniki przeprowadzonych analiz wpływu wybranych czynników na ruch potoku pojazdów w różnych warunkach atmosferycznych i oświetlenia umożliwiły sformułowanie do następujących wniosków:

1. Na prędkość w ruchu swobodnym istotny wpływ, mają: ograniczenie prędkości, charakter drogi, klasa drogi oraz gęstość wjazdów i wyjazdów. Uzyskane wyniki są zgodne z wynikami badań przedstawionych w literaturze [13, 161, 164, 165], które wskazują na występowanie zależności między prędkością w ruchu swobodnym a wskazanymi czynnikami.
2. Wielkość udziału pojazdów ciężkich w potoku pojazdów wpływa istotnie na rozkład natężenia ruchu na pasach jezdni, przy czym rozkład ten jest różny w zależności od udziału pojazdów ciężkich. Różnica ta widoczna jest np. porównując rozkład natężenia ruchu na pasach przy takim samym poziomie natężenia ruchu dla różnych udziałów pojazdów ciężkich. Przeprowadzone analizy nie pozwoliły jednak wykazać charakteru tej zależności. Biorąc pod uwagę wyznaczone udziały natężenia ruchu na pasach w zależności od natężenia ruchu i udziału pojazdów ciężkich, zbudowano modele rozkładu natężenia ruchu na pasy pozwalające na szacowanie tego rozkładu z dużą dokładnością, sięgającą nawet 94%.

3. Warunki atmosferyczne i oświetlenia (stan opadów, stan nawierzchni, widzialność i pora dnia) istotnie wpływają na parametry ruchu potoku pojazdów. Przeprowadzono szereg analiz mających na celu określenie jak duże jest to oddziaływanie, w tym z wykorzystaniem jako narzędzia badawczego modelu B.1F.1. Analizy wykazały, że niekorzystne warunki atmosferyczne (opady deszczu i śniegu, mokra nawierzchnia, ograniczona widzialność) i oświetlenia (brak oświetlenia dziennego) wpływają na zmniejszenie średniej prędkości (o 6-17%), prędkości w ruchu swobodnym (o 4-16%), przepustowości (o 5-11%) oraz zwiększenie średnich odstępów między pojazdami (9-25%). Uzyskane wyniki potwierdzają wnioski zawarte w innych pracach badawczych [4, 18, 21, 23, 95, 96, 122, 133, 139, 174] odnośnie oddziaływania, jakie mają warunki atmosferyczne na parametry ruchu potoku pojazdów.
4. Wyniki analiz mogą zostać wykorzystane do opracowania nowych elementów metody MOP-DZ, np. pozwalających na uwzględnienie wpływu warunków atmosferycznych i oświetlenia na warunki ruchu potoku pojazdów czy wyznaczanie rozkładu ruchu na pasy w zależności od natężenia ruchu i udziału pojazdów ciężkich.

8. APLIKACJA WYNIKÓW BADAŃ DO POLSKIEJ METODY OCENY WARUNKÓW RUCHU NA ODCINKACH A+S

8.1. Wprowadzenie - projekt metody MOP-DZ

W 2019 roku w Polsce został opracowany projekt nowej metody obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu MOP-DZ [25], będący wynikiem realizacji projektu RID-2B w ramach Wspólnej Inicjatywy GDDKiA i NCBiR „Rozwój Innowacji Drogowych”. Prace prowadzone w ramach projektu RID-2B, przy udziale autorki pracy, realizowane były równolegle z prowadzeniem badań w ramach niniejszej pracy doktorskiej.

Projekt metody MOP-DZ zawiera między innymi szczegółową instrukcję wyznaczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla odcinków międzywęzłowych, składającą się z następujących kroków:

1. Zebranie danych o drodze oraz danych o ruchu.
2. Obliczenie prędkości w ruchu swobodnym.
3. Wyznaczenie natężenia miarodajnego i obliczeniowego.
4. Wybór zależności prędkość-natężenie ruchu, wyznaczenie prędkości ruchu z wykresu $v(q)$.
5. Obliczenie gęstości ruchu i wyznaczenie poziomu swobody ruchu PSR.
6. Wyznaczenie przepustowości i stopnia jej wykorzystania.

Metoda bazuje na założeniach przyjętych w wyniku szczegółowej analizy istniejących metod obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu przeprowadzonej przy udziale autorki w ramach projektu RID-2B i przedstawionej w raporcie [27]. Najważniejsze założenia metody obejmują:

- przyjęcie jako podstawową jednostkę natężenia ruchu natężenia w pojazdach obliczeniowych (umownych), odniesionego do jednego pasa ruchu, wyrażonego w s.o./h/pas,
- przyjęcie 15-minutowego okresu analizy warunków ruchu, z uwzględnieniem godzinowej zmienności warunków ruchu poprzez współczynnik k_{15} ,
- przyjęcie 6-stopniowej klasyfikacji warunków ruchu za pomocą poziomów swobody ruchu PSR (klasy od A do F) oraz gęstości ruchu k jako podstawowego kryterium klasyfikacji warunków ruchu na A+S (stopnia wykorzystania przepustowości X jako kryterium pomocniczego),
- zastosowanie modelu Van Aerde do wyznaczenia krzywych $v(q)$, z których odczytuje się średnią prędkość i wyznacza klasę warunków ruchu,
- przyjęcie przepustowości w idealnych warunkach drogowo-ruchowych zgodnie z tablicą (8.1).

Tablica 8.1. Przepustowość w idealnych warunkach drogowo-ruchowych w metodzie MOP-DZ

Prędkość w ruchu swobodnym v_{sw} [km/h]	Przepustowość w idealnych warunkach drogowo-ruchowych [s.o./h/pas]	
	Autostrada	Droga ekspresowa
130	2250	-
120	2200	2150
110	2150	2100
100	2100	2050
90	2050	2000

Zródło: [25]

Przygotowana w ten sposób metoda w prosty i zrozumiały sposób pozwala na wyznaczenie przepustowości przekroju drogi oraz ocenę warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych A+S,.

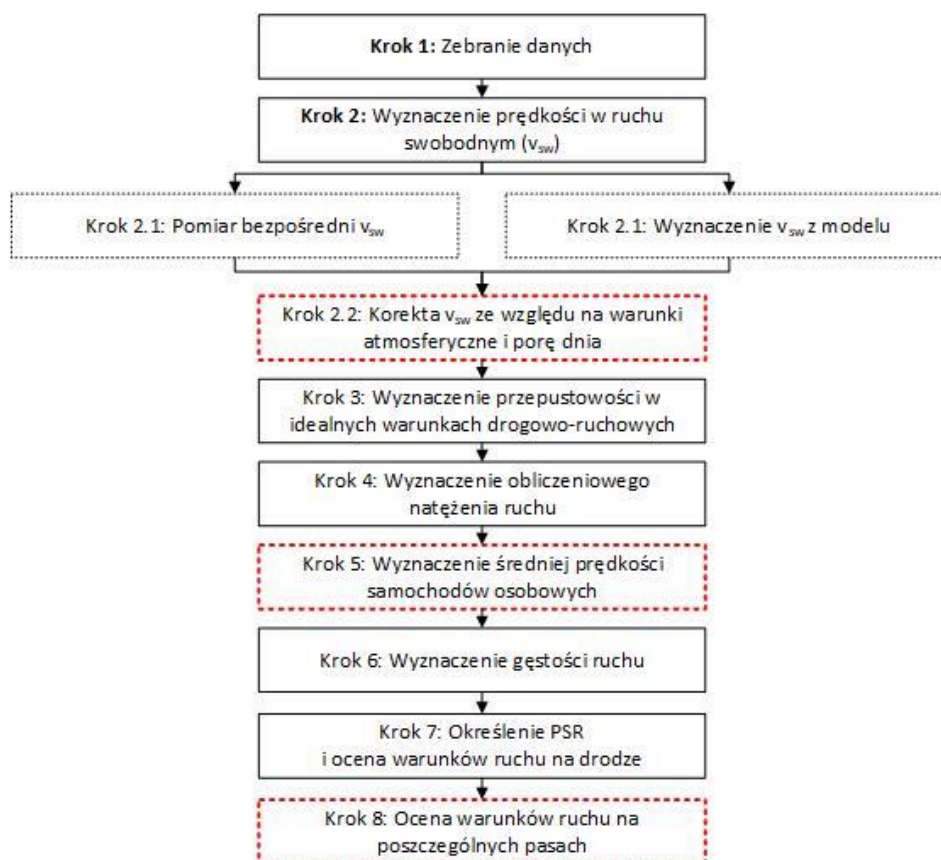
Jednakże ograniczeniem tej metody jest brak możliwości oceny warunków ruchu, np. gdy występują niekorzystne warunki atmosferyczne lub z osobna dla poszczególnych pasów ruchu. Stąd, wyniki badań z niniejszej pracy mogą stanowić wartościowy wkład pozwalający na wzbogacenie metody MOP-DZ o nowe elementy, rozszerzające jej zakres stosowania.

8.2. Koncepcja praktycznego wykorzystania wyników badań w metodzie MOP-DZ

Biorąc pod uwagę ograniczenia projektowanej metody MOP-DZ, zaproponowano wykorzystanie praktyczne wyników badań realizowanych w ramach niniejszej pracy doktorskiej, w celu wzbogacenia metody o nowe i oryginalne elementy oraz rozszerzenie jej zakresu stosowania. Zidentyfikowano trzy obszary możliwego wykorzystania wyników badań:

- zastosowanie modelu B.1F.1 jako modelu zależności q-v-k stosowanego w metodzie,
- zastosowanie współczynników korygujących prędkość w ruchu swobodnym ze względu na rzeczywiste warunki atmosferyczne i oświetlenia do metody oceny warunków ruchu w niekorzystnych warunkach atmosferycznych i oświetlenia,
- zastosowanie modeli rozkładu natężenia ruchu na pasy w zależności od udziału pojazdów ciężarowych do oceny warunków ruchu na poszczególnych pasach ruchu.

Zaproponowano usprawnienie procedury oceny warunków ruchu zgodnie z rysunkiem 8.1, gdzie czerwoną ramką oznaczono kroki procedury, w których proponuje się wykorzystanie wyników badań niniejszej pracy.

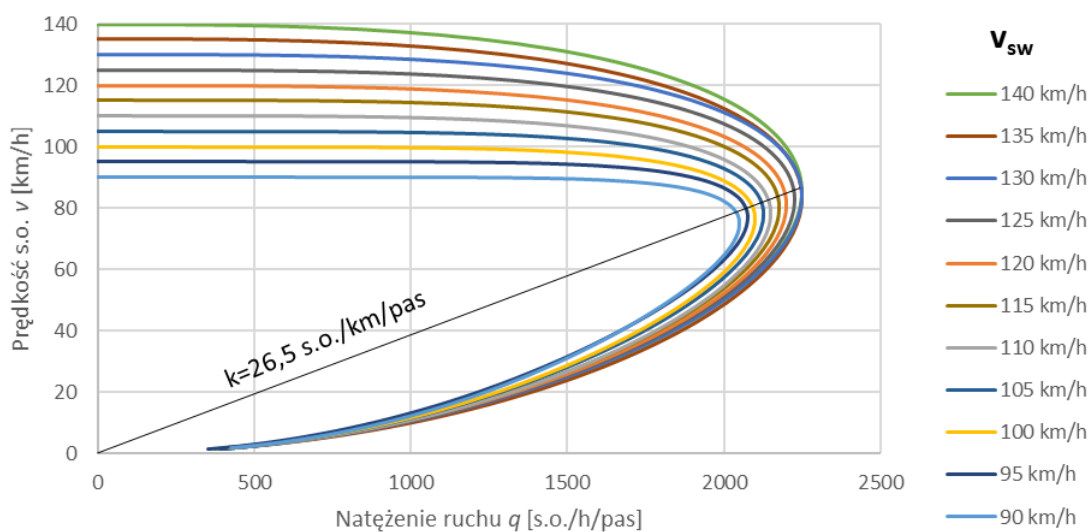


Źródło: opracowanie własne

Rys. 8.1. Procedura metody oceny warunków ruchu opracowanej w ramach projektu RID-2B, z wykorzystaniem wyników badań z pracy doktorskiej

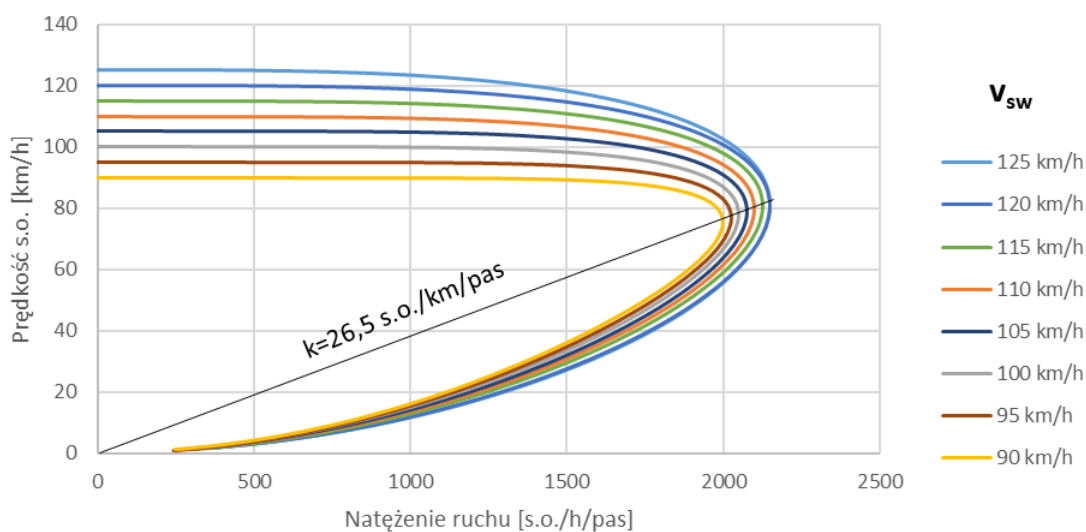
8.2.1. Aplikacja modelu B.1F.1 do wyznaczenia krzywych zależności q - v - k

Na potrzeby wyznaczenia krzywych $v(q)$ do metody MOP-DZ, w miejsce modelu Van Aerde (A.1F.12) proponowane jest zastosowanie 4-parametrowego modelu B.1F.1* (opisanego w rozdziale 6.6). Model ten skalibrowano dla zdefiniowanych przepustowości w idealnych warunkach C (tablica 8.1), gęstości optymalnej k_{opt} ($k_{opt} = 26,5$ s.o./h/pas) i odpowiadających im prędkości optymalnych v_{opt} , wyznaczonych w opracowywanej w ramach projektu RID-2B metodzie. Kalibracja polegała więc zasadniczo na takim doborze parametrów m i n , aby uzyskać pożądane wartości q_{max} i v_{opt} . Kalibrację przeprowadzono z osobna dla autostrad i dróg ekspresowych, zgodnie z podziałem dokonany w ramach projektu RID-2B. Wynikowe krzywe $v(q)$ przedstawiono na rysunkach 8.2 (dla autostrad) i 8.3 (dla dróg ekspresowych). Parametry modelu dla danych prędkości w ruchu swobodnym w zależności od klasy drogi przedstawiono w tablicy 8.2.



Źródło: opracowanie własne

Rys. 8.2. Krzywe $v(q)$ dla autostrad wyznaczone z modelu B.1F.1*



Źródło: opracowanie własne

Rys. 8.3. Krzywe $v(q)$ dla dróg ekspresowych wyznaczone z modelu B.1F.1*

Tablica 8.2. Parametry modelu B.1F.1*

Klasa drogi	Parametry modelu B.1F.1*					
	v_{sw}	C	v_{opt}	k_{opt}	n	m
Autostrada	140	2250	85	26,5	2,8	0,7215
	135	2250	85	26,5	2,9	0,6695
	130	2250	84	26,5	3,2	0,6145
	125	2225	84	26,5	3,4	0,5745
	120	2200	83	26,5	3,6	0,532
	115	2175	82	26,5	3,9	0,4875
	110	2150	81	26,5	4,2	0,441
	105	2125	80	26,5	4,8	0,39
	100	2100	79	26,5	5,4	0,3375
	95	2075	78	26,5	6,7	0,28
90	2050	77	26,5	8	0,2209	
Droga ekspresowa	125	2150	81	26,5	3,2	0,623
	120	2150	81	26,5	3,5	0,5645
	115	2125	80	26,5	3,9	0,52
	110	2100	79	26,5	4,3	0,473
	105	2075	78	26,5	4,8	0,423
	100	2050	77	26,5	5,5	0,3705
	95	2025	76	26,5	6,5	0,314
	90	2000	75	26,5	7,9	0,254

Źródło: opracowanie własne

Z rysunków 8.2 - 8.3 reprezentujących zależność $v(q)$ można odczytać przepustowość drogi w idealnych warunkach drogowo-ruchowych C oraz średnią prędkość samochodów osobowych v przy danym natężeniu ruchu q . Średnia prędkość odczytywana jest z wykresu $v(q)$ dla wyznaczonej prędkości w ruchu swobodnym v_{sw} . Jest to metoda mało dokładna, pozwalająca odczytać wartość v z dużym przybliżeniem, ponieważ v_{sw} dana jest z krokiem 5 km/h.

Drugą możliwością jest wyznaczenie zależności $v(q)$ dla dowolnej v_{sw} w zakresie 90-140 km/h dla autostrad i w zakresie 90–125 km/h dla dróg ekspresowych za pomocą modelu B.1F.1*. W związku z tym, że model reprezentuje zależność $v(k)$, a jego postać nie pozwala na bezpośrednie wyznaczenie wzoru na zależność $v(q)$, w celu wyznaczenia zależności $v(q)$ konieczne jest zastosowanie następującej procedury:

1. Dla każdego $k = 1 \div 125$ P/km/pas z krokiem 1 km/h należy wyznaczyć v na podstawie wzoru (8.1):

$$v = \frac{v_{sw}}{\left(1 + \left(\frac{k}{26,5}\right)^a\right)^b} \quad (8.1)$$

gdzie: współczynniki równania a i b wyznacza się z wzorów (8.2) - (8.3) dla autostrad i (8.4) - (8.5) dla dróg ekspresowych oraz zaokrągla do dwóch miejsc po przecinku.

Przy czym:

- współczynniki modelu B.1F.1* dla autostrad:

$$a = \frac{1}{-2,23487 + 0,524727 * \ln(v_{sw})} \quad (8.2)$$

$$b = -0,640064 + 0,00973091 * v_{sw} \quad (8.3)$$

- współczynniki modelu B.1F.1* dla dróg ekspresowych:

$$a = \frac{1}{-2,39835 + 0,560403 * \ln(v_{sw})} \quad (8.4)$$

$$b = -0,666548 + 0,010319 * v_{sw} \quad (8.5)$$

2. Dla każdego $k = 1 \div 125$ P/km/pas z krokiem 1 km/h i obliczonej dla każdego kroku k wartości v , należy wyznaczyć q korzystając z wzoru (8.6).

$$q = vk \quad (8.6)$$

3. Na podstawie uzyskanych wartości można bezpośrednio odczytać średnią prędkość v dla danej wartości q lub wyznaczyć zależność $v(q)$ w postaci wykresu i odczytać z niego interesujące wartości.

Z wyznaczonej zależności można odczytać ponadto parametry q_{max} jako $q(k = 26,5)$ i v_{opt} jako $v(k = 26,5)$.

8.2.2. Współczynniki korygujące prędkość w ruchu swobodnym w zależności od warunków atmosferycznych i oświetlenia

Na potrzeby uzupełnienia metody MOP-DZ o wpływ warunków atmosferycznych i oświetlenia wyznaczono współczynniki umożliwiające redukcję średniej prędkości w ruchu swobodnym. W metodzie tej współczynniki powinny być wykorzystane na początku obliczeń, na etapie wyznaczania prędkości w ruchu swobodnym (krok 2.2). W takim wypadku, aby uwzględnić niekorzystne warunki atmosferyczne czy oświetlenia (metoda została opracowana na bazie danych zebranych w dobrych warunkach atmosferycznych i przy oświetleniu dziennym), należy przemnożyć wyznaczoną prędkość w ruchu swobodnym o odpowiedni współczynnik w_A uwzględniający warunki atmosferyczne, zgodnie z równaniem (8.7).

$$v'_{sw} = v_{sw} * w_A \quad (8.7)$$

gdzie:

v'_{sw} – prędkość w ruchu swobodnym w niekorzystnych warunkach atmosferycznych i/lub oświetlenia,
 w_A – współczynnik korekcyjny (tablica 8.3).

Współczynnik korygujący w_A dla różnych warunków atmosferycznych i oświetlenia wyznaczono dla danych z poligonów 01-S6/OT oraz 03-S11/PO, biorąc pod uwagę jak zmienia się średnia prędkość w ruchu swobodnym v_{sw} w poszczególnych warunkach. W tablicy 8.3 zestawiono wartości współczynników korygujących średnią prędkość pojazdów w ruchu swobodnym w_A w zależności od: pory dnia, poziomu widzialności, stanu opadów i stanu nawierzchni drogi. Na podstawie uzyskanych wyników (zestawionych w tablicy 8.3) można zaobserwować, że w przypadku nieoświetlonej drogi następuje większa redukcja prędkości w ruchu swobodnym w niekorzystnych warunkach atmosferycznych względem drogi oświetlonej.

Tablica 8.3. Proponowane współczynniki korekcyjne dla uwzględnienia wpływu warunków atmosferycznych i oświetlenia w metodzie MOP-DZ na średnią prędkość pojazdów w ruchu swobodnym

Pora dnia	Widzialność	Stan opadów	Stan nawierzchni	Współczynnik korekcyjny
dzień	> 200 m	brak	sucha	1,00
	≤ 200 m	brak	sucha	0,98
	-	opady deszczu	wilgotna lub mokra	0,96
	-	opady śniegu	mokra lub śliska	0,88
noc (droga oświetlona)	> 200 m	brak	sucha	0,98
	-	opady deszczu	wilgotna lub mokra	0,93
	-	opady śniegu	mokra lub śliska	0,83
noc (droga nieoświetlona)	> 200 m	brak	sucha	0,96
	-	opady deszczu	wilgotna lub mokra	0,89
	-	opady śniegu	mokra lub śliska	0,83

Źródło: opracowanie własne

Biorąc pod uwagę, że średnia prędkość v jak i przepustowość C są zależne od prędkości w ruchu swobodnym v_{sw} , korekta v_{sw} pośrednio wpłynie na zmianę wartości obu parametrów. Przy niezmiennym natężeniu ruchu q , redukcja prędkości v wpłynie na zwiększenie gęstości ruchu k , na podstawie której określa się poziom swobody ruchu. W ten sposób wpływ warunków atmosferycznych i oświetlenia poprzez korektę v_{sw} będzie uwzględniony w całej procedurze oceny warunków ruchu.

8.2.3. Aplikacja modeli rozkładu natężenia ruchu na pasy do oceny warunków ruchu na pasach

Opracowane modele rozkładu natężenia ruchu na pasach (rozdział 7.2.2) mogą znaleźć zastosowanie do oceny warunków ruchu dla każdego pasa ruchu z osobna. Zwykle w metodach oceny warunków ruchu zarówno parametry ruchu potoku pojazdów, jak i warunki ruchu określone są dla odcinka drogi w wyniku zagregowania i uśrednienia danych z przekroju drogi i często podzielenia przez liczbę pasów ruchu, aby uzyskać uśrednione warunki ruchu na pasie. Jedyną metodą, w której umożliwiono wyznaczenie parametrów ruchu na poszczególnych pasach (w tym przypadku natężenie) jest metoda szwedzka [161].

W celu zaproponowania metody, która, podobnie jak metoda szwedzka pozwalałaby wyznaczyć natężenie ruchu na pasach, ale dodatkowo umożliwiłaby oszacowanie przepustowości poszczególnych pasów ruchu i stopnia jej wykorzystania, dzięki czemu możliwa byłaby ocena warunków ruchu na pasach. Zaproponowano 4-etapową procedurę oceny warunków ruchu na pasach:

- Etap I: Wyznaczenie rozkładu natężenia ruchu na pasach
- Etap II: Wyznaczenie rzeczywistego natężenia ruchu oraz struktury ruchu na poszczególnych pasach ruchu
- Etap III: Wyznaczenie przepustowości poszczególnych pasów ruchu
- Etap IV: Ocena warunków ruchu na poszczególnych pasach ruchu

Etap I. Wyznaczenie rozkładu natężenia ruchu na pasach

Rozkład natężenia ruchu na pasach dla dróg o przekroju 2x2 można wyznaczyć korzystając z modeli matematycznych wyznaczonych w rozdziale 7.2.2, biorąc pod uwagę rzeczywiste natężenie ruchu w przekroju q_r (wyrażone w P/h/2 pasy) i udział pojazdów ciężkich UC. Modele pozwalające na

wyznaczenie udziału ruchu na prawym pasie ruchu u_p i lewym pasie ruchu u_l przedstawiono w tablicy 8.4.

Tablica 8.4. Modele rozkładu ruchu na pas

Udział pojazdów ciężkich UC	Prawy pas	Lewy pas
do 5%*	$u_p = 2,132 - 0,217\ln(q_r)$	$u_l = 1 - u_p$
od 5 do 10%*	$u_p = 1,666 - 0,157\ln(q_r)$	
od 10 do 15%*	$u_p = 1,962 - 0,1946\ln(q_r)$	
od 15 do 20%*	$u_p = 1,937 - 0,1961\ln(q_r)$	
od 20 do 25%*	$u_p = 1,826 - 0,179\ln(q_r)$	
od 25 do 30%*	$u_p = 2,524 - 0,27\ln(q_r)$	
pow. 30%*	$u_p = 2,367 - 0,257\ln(q_r)$	

Źródło: opracowanie własne

* przedział prawostronnie domknięty

Etap II. Wyznaczenie rzeczywistego natężenia ruchu oraz struktury ruchu na poszczególnych pasach ruchu

Korzystając z wyznaczonych wartości u_p i u_l można wyznaczyć natężenie ruchu na poszczególnych pasach ruchu, w tym z uwzględnieniem struktury ruchu, zgodnie z procedurą:

1. Wyznaczenie natężenia ruchu na pasach, korzystając ze wzorów (8.8) i (8.9):

$$\text{Prawy pas:} \quad q_{r,p} = u_p \cdot q_r \quad (8.8)$$

$$\text{Lewy pas:} \quad q_{r,l} = (1 - u_p) \cdot q_r \quad (8.9)$$

2. Wyznaczenie liczby pojazdów ciężkich na pasach, korzystając ze wzorów (8.10) i (8.11): (stałe 0,95 i 0,05 oznaczają odpowiednio średni udział pojazdów ciężkich poruszających się prawym i lewym pasem, wyznaczony na podstawie rys. 7.1)

$$\text{Prawy pas:} \quad q_{r,sc_p} = 0,95 \cdot q_r \cdot UC \quad (8.10)$$

$$\text{Lewy pas:} \quad q_{r,sc_l} = 0,05 \cdot q_r \cdot UC \quad (8.11)$$

3. Wyznaczenie liczby samochodów osobowych poruszających się po pasach, korzystając ze wzorów (8.12) i (8.13):

$$\text{Prawy pas:} \quad q_{r,so_p} = q_{r,p} - q_{r,sc_p} \quad (8.12)$$

$$\text{Lewy pas:} \quad q_{r,so_l} = q_{r,l} - q_{r,sc_l} \quad (8.13)$$

gdzie:

$q_{r,p}$ – natężenie ruchu na prawym pasie [P/h],

$q_{r,l}$ – natężenie ruchu na lewym pasie [P/h],

q_{r,sc_p} – liczba pojazdów ciężkich na prawym pasie [P/h],

q_{r,sc_l} – liczba pojazdów ciężkich na lewym pasie [P/h],

q_{r,so_p} – liczba samochodów osobowych na prawym pasie [P/h],

q_{r,so_l} – liczba samochodów osobowych na lewym pasie [P/h].

Etap III. Wyznaczenie przepustowości poszczególnych pasów ruchu

Wyniki analiz rozkładu natężenia ruchu na pasach (rozdział 7.2) wskazują, że przy natężeniu ruchu w przekroju q_r zbliżonym do przepustowości, natężenia ruchu na poszczególnych pasach ruchu będą różne. Wyniki te sugerują, że prawy i lewy pas ruchu będą miały różną przepustowość. Potwierdzają to wyniki badań zagranicznych [66, 131], z których wynika, że przepustowość prawego pasa ruchu jest znacznie niższa niż przepustowość pozostałych pasów ruchu (różnica dochodząca nawet do 30% w przypadku drogi o przekroju 2x3), a nierównomierność ta nie wynika wyłącznie z udziału pojazdów ciężkich na pasach, ale również z zachowań kierujących pojazdami.

Aby wyznaczyć przepustowość poszczególnych pasów ruchu należy:

- Wyznaczyć przepustowość w idealnych warunkach drogowo-ruchowych dla danego przekroju zgodnie z tablicą 8.2.
- Obliczyć przepustowość w rzeczywistych warunkach drogowo-ruchowych (C_r), zgodnie z równaniem (8.14) i przyjmując współczynniki E_s, E_c, k_{15} zgodnie z metodą MOP-DZ [25].

$$C_r = \frac{Ck_{15}}{E_s(1 - UC) + E_c \cdot UC} \quad (8.14)$$

gdzie:

C_r – przepustowość w rzeczywistych warunkach drogowo-ruchowych [P/h/2 pasy],

C – przepustowość w idealnych warunkach drogowo-ruchowych [P/h/2 pasy],

k_{15} – współczynnik nierównomierności godzinowej,

E_s – współczynnik przeliczeniowy dla samochodów osobowych,

E_c – współczynnik przeliczeniowy dla pojazdów ciężkich.

- Wyznaczyć rozkład ruchu na pasy oraz natężenie ruchu na poszczególnych pasach zgodnie z metodą opisaną w etapach I-II w rozdziale 8.2.3, dla $q_r = C_r$ i danego udziału pojazdów ciężkich. Wtedy przepustowość prawego pasa ruchu wyniesie $C_{r,p} = q_{r,p}$, a przepustowość lewego pasa ruchu wyniesie $C_{r,l} = q_{r,l}$.

Poniżej przedstawiono przykład wyznaczenia przepustowości poszczególnych pasów ruchu dla drogi ekspresowej o przekroju 2x2, prędkości w ruchu swobodnym 110 km/h (tablica 8.5). Zgodnie z metodą MOP-DZ [25] przepustowość drogi w pojazdach obliczeniowych wynosi 4200 s.o./h/2 pasy. Do wyznaczenia przepustowości w rzeczywistych warunkach drogowo-ruchowych C_r przyjęto wartość współczynników $k_{15} = 0,95$, $E_s = 1,0$, $E_c = 2,1$ - zgodnie z metodą MOP-DZ.

Zgodnie z procedura obliczeń, oszacowana przepustowość:

- prawego pasa ruchu, zależnie od udziału pojazdów ciężkich wynosi $C_{r,p} = 919 \div 1308$ P/h/pas,
- przepustowość lewego pasa ruchu $C_{r,l} = 2081 \div 2474$ P/h/pas.

Ten przykład wskazuje, że przepustowość prawego pasa ruchu jest wyraźnie niższa (o 39-56%) niż przepustowość lewego pasa ruchu, nawet przy niewielkim udziale pojazdów ciężkich. Wyniki zweryfikowano z danymi z pomiarów realizowanych w ramach projektu RID-2B, obserwując maksymalne natężenia ruchu na lewym pasie ruchu w 15-minutowym okresie analizy i odpowiadające im natężenia ruchu na prawym pasie. Maksymalne obserwowane natężenia ruchu na lewym pasie wynosiły 2400-2500 P/h, a odpowiadające im natężenia ruchu na prawym pasie wynosiły 1100-1300

P/h, przy udziale pojazdów ciężkich 10-17%, co potwierdza ok. 50% różnicę pomiędzy prawym a lewym pasem.

Tablica 8.5. Przykład wyznaczenia przepustowości poszczególnych pasów ruchu – droga ekspresowa o przekroju 2x2, prędkości w ruchu swobodnym 110 km/h

Parametr ruchu	Jednostka	Wartość					
		5	10	15	20	25	30
Udział pojazdów ciężkich	UC [%]	5	10	15	20	25	30
Przepustowość w poj. obliczeniowych	C [s.o/h/2 pasy]	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Przepustowość w poj. rzeczywistych	C_r [P/h/2 pasy]	3782	3595	3425	3270	3129	3000
Udział ruchu na prawym pasie	u_p	0,35	0,38	0,38	0,35	0,35	0,31
Udział ruchu na lewym pasie	u_l	0,65	0,62	0,62	0,65	0,65	0,69
Natężenie ruchu na prawym pasie	$q_{r,p}$ [P/h]	1308	1355	1297	1145	1089	919
<i>Samochody osobowe</i>	q_{r,SO_p} [P/h]	1128	1014	809	524	345	64
<i>Pojazdy ciężkie</i>	q_{r,SC_p} [P/h]	180	341	488	621	743	855
Natężenie ruchu na lewym pasie	$q_{r,l}$ [P/h]	2474	2239	2128	2125	2041	2081
<i>Samochody osobowe</i>	q_{r,SO_l} [P/h]	2465	2221	2103	2093	2002	2036
<i>Pojazdy ciężkie</i>	q_{r,SC_l} [P/h]	9	18	26	33	39	45

Źródło: opracowanie własne

Porównano również dane empiryczne z poligonów 23-24 z wynikami analizy. Poligony te są zlokalizowane się na drodze ekspresowej S6, charakteryzują się prędkością w ruchu swobodnym $v_{sw} \approx 110$ km/h i średnim udziałem pojazdów ciężkich 10%, odpowiadając tym samym analizowanemu przykładowi. W poligonach tych obserwowane są wysokie natężenia ruchu ($q_r \approx C_r = 3600$ P/h/2 pasy) oraz występowanie stanu ruchu wymuszonego. Dla tak wysokich natężeń ruchu obliczono średnie natężenie ruchu na prawym $q_{r,p} = 1352$ P/h/pas, i lewym pasie ruchu $q_{r,l} = 2237$ P/h/pas, otrzymując wyniki bardzo zbliżone do wyników uzyskanych w przykładzie dla $UC = 10\%$.

Etap IV. Ocena warunków ruchu na poszczególnych pasach

Znając natężenie ruchu q_r i przepustowość C_r prawego i lewego pasa ruchu, można przeprowadzić ocenę warunków ruchu, korzystając z kryterium stopnia wykorzystania przepustowości $X = q_r/C_r$ do określenia poziomu swobody ruchu na pasie, zgodnie z metodą MOP-DZ [25].

Problemem w przypadku posiadanych danych w odniesieniu do zaproponowanej metody jest w kilku przypadkach zakresu UC brak natężeń sięgających przepustowości, które świadczyłyby o tym, że w danym poligonie wystąpił stan ruchu wymuszonego. Stąd, zaproponowana metoda powinna zostać dodatkowo zweryfikowana dla większej liczby poligonów o różnym udziale pojazdów ciężkich UC , gdzie obserwowane byłyby duże natężenia ruchu i stan ruchu wymuszonego.

8.3. Wnioski

W rozdziale 8 zaproponowano możliwość praktycznego wykorzystania wyników badań przeprowadzonych w ramach niniejszej pracy doktorskiej w celu wzbogacenia metody MOP-DZ o nowe i oryginalne elementy, rozszerzające jej zakres stosowania.

1. Zaproponowano zastosowanie w metodzie MOP-DZ modelu B.1F.1*, jako alternatywnego sposobu szacowania niezbędnych parametrów ruchu zamiast obecnie używanego w metodzie modelu Van Aerde (A.1F.12). Oba modele uzyskały podobny wynik oceny (rozdział 6), jednak

z przewagą modelu B.1F.1, głównie ze względu na prostotę modelu i dokładność odwzorowania rzeczywistych warunków ruchu. Poprzez zastosowanie modelu B.1F.1 można byłoby wzbogacić metodę o oryginalny, polski model zależności $q-v-k$.

2. Zaproponowano rozszerzenie metody MOP-DZ o możliwość uwzględnienia niekorzystnych warunków atmosferycznych i braku oświetlenia dziennego. Dzięki temu można byłoby określić jak droga funkcjonuje np. w opadach deszczu czy śniegu, kiedy jej przepustowość jest niższa.
3. Zaproponowano uzupełnienie metody MOP-DZ, o procedurę wyznaczania natężenia ruchu na poszczególnych pasach ruchu, ich przepustowości i tym samym pozwalałaby na ocenę warunków ruchu z osobna dla prawego i lewego pasa ruchu.

Każdy z elementów stanowi oryginalny polski wkład do metody, opracowany na podstawie badań ruchu na odcinkach A+S w Polsce i wyników badań uzyskanych w ramach niniejszej pracy.

9. PODSUMOWANIE

9.1. Wnioski

W polskiej nauce przez ostatnie 30 lat niewiele miejsca poświęcono kompleksowemu badaniu i modelowaniu ruchu potoku pojazdów na drogach o ruchu nieprzerwanym, takich jak autostrady czy drogi ekspresowe. Zainteresowanie tymi zagadnieniami wróciło dopiero w ostatnich latach, w rezultacie systematycznego rozwoju sieci autostrad i dróg ekspresowych w Polsce oraz poszukiwania metod szacowania przepustowości i oceny warunków ruchu na tych drogach.

Ten okres stagnacji w polskich badaniach nad ruchem potoku pojazdów na A+S wobec rozwoju badań zagranicznych nad teorią ruchu potoku pojazdów przełożył się na powstanie ogromnej luki badawczej przejawiającej się w braku polskich modeli ruchu potoku pojazdów.

Wstępne wyniki prac dyplomowych realizowanych na Politechnice Gdańskiej oraz przystąpienie do realizacji projektu badawczego RID-2B, którego celem było opracowanie polskiej metody oceny warunków ruchu na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych, były impulsem do tego, żeby spróbować wypełnić tę lukę.

Trzonem teorii ruchu potoku pojazdów jest zależność fundamentalna. Dlatego, celem pracy było badanie i modelowanie zależności między natężeniem, prędkością i gęstością ruchu potoku pojazdów na odcinkach międzywęzłowych A+S w Polsce, na poziomie makroskopowym.

Przeprowadzone badania i analizy pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

1. Od czasu ostatnich prac prowadzonych w Polsce w badaniach światowych rozwinął się sposób modelowania zależności fundamentalnej, powstały nowe funkcje ją opisujące, zmieniły się metody oceny warunków ruchu i szacowania przepustowości.
2. Od niemal dwudziestu lat obserwuje się systematyczny wzrost długości autostrad i dróg ekspresowych w Polsce. W tym samym czasie nastąpił duży przyrost liczby pojazdów, kilkukrotnie wzrosły natężenia ruchu, ale również zmieniły się charakterystyki dynamiczne pojazdów.
3. Stosowana w Polsce metoda oceny warunków ruchu na autostradach i drogach ekspresowych, bazująca na metodzie HCM 1985, może dawać wyniki nieodwzorowujące rzeczywistych warunków ruchu na tych drogach.
4. Dostępne (choć bardzo ograniczone) dane pozwoliły na przeprowadzenie procesu badawczego obejmującego: badanie i charakterystykę ruchu potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych, modelowanie ruchu potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych z wykorzystaniem istniejących i autorskich modeli zależności fundamentalnej, badanie wpływu czynników oddziałujących na zależność między parametrami ruchu potoku pojazdów, uzupełnienie elementów polskiej metody oceny warunków ruchu na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych.
5. W teorii ruchu potoku pojazdów istnieje wiele modeli zależności fundamentalnej, pozwalających w poprawny sposób opisać zależność między podstawowymi parametrami ruchu potoku pojazdów (natężenie, prędkość, gęstość potoku pojazdów). Na podstawie przeprowadzonej szczegółowej analizy wykazano, że następujące modele jednofazowe: Northwestern, MacNicholas, Van Aerde oraz dwufazowy model Smulders'a, w bardzo dobry sposób odwzorowują tę zależność, chociaż z pewnymi ograniczeniami (w zakresie prostoty zapisu czy odwzorowania parametrów granicznych). Wynik tych prac stanowi realizację pierwszego celu naukowego CN-1 i potwierdzenie tezy T-1.

6. Z uwagi na ograniczenia istniejących modeli, zaproponowano i zbudowano nowe modele zależności fundamentalnej, wykazujące się lepszymi właściwościami względem wcześniej analizowanych modeli. Wykazano, że można znaleźć i zaadoptować do opisu zależności q-v-k także modele stosowane w innych dziedzinach nauki. Szczególnie dobre wyniki osiągnęły nowe modele, zaadoptowane z geotechniki do opisu zależności q-v-k, w tym zaadoptowany model van Genuchten'a, który wykazał się największą prostotą względem wszystkich pozostałych modeli, poprawnym odwzorowaniem stanów ruchu i wszystkich parametrów granicznych, wysoką dokładnością estymacji, spełniając przy tym warunki brzegowe zależności fundamentalnej. Wynik tych prac stanowi realizację drugiego celu naukowego CN-2 i potwierdzenie tezy T-2.
7. Stosując różne narzędzia badawcze, w tym wybrany model, udowodniono, że warunki drogowo-ruchowe odbiegające od idealnych w widoczny sposób oddziałują na zmianę fundamentalnych parametrów ruchu potoku pojazdów, a w szczególności:
- klasa drogi, charakter drogi, gęstość wjazdów i wyjazdów, ograniczenie prędkości – jako czynniki związane z warunkami drogowymi, istotnie wpływają na zmianę prędkości w ruchu swobodnym,
 - udział pojazdów ciężkich wpływa na rozkład natężenia ruchu na pasy i przepustowość pasów,
 - stan opadów, stan nawierzchni, widzialność i pora dnia – jako czynniki związane z warunkami atmosferycznymi i oświetlenia, wpływają zarówno na zmniejszenie prędkości w ruchu swobodnym i średniej prędkości, zwiększenie odstępów czasu między pojazdami, zmniejszenie przepustowości.
- Wynik tych prac stanowi realizację trzeciego celu naukowego CN-3 i potwierdzenie tezy T-3.
8. Praktycznym wykorzystaniem wyników badań jest propozycja uzupełnienia nowej polskiej metody oceny warunków ruchu na autostradach i drogach ekspresowych MOP-DZ o nowe i oryginalne elementy: nowy model zależności fundamentalnej, procedurę oceny warunków ruchu w niekorzystnych warunkach atmosferycznych, metodę szacowania przepustowości i ocenę warunków ruchu na pojedynczych pasach ruchu. Wynik tych prac stanowi realizację celu praktycznego CP i potwierdzenie tezy T-4.

Niniejsza praca doktorska zawiera wiele oryginalnych elementów i wyników badań, zarówno w skali Polski, ale też świata. Do tych elementów należą:

- oryginalne w skali świata:
 - przeprowadzenie poszukiwań i analizy modeli stosowanych w innych dziedzinach nauki, które mogłyby znaleźć zastosowanie do opisu zależności fundamentalnej,
 - zaproponowanie nowego modelu zależności fundamentalnej jako adaptacji modelu z geotechniki do opisu ruchu potoku pojazdów na autostradach i drogach ekspresowych.
- oryginalne w skali Polski:
 - wskazanie grupy modeli zależności fundamentalnej, które mogą znaleźć zastosowanie w polskich warunkach,
 - opracowanie dodatkowych modeli uwzględniających: rozkład ruchu na pasy, warunki atmosferyczne, warunki drogowe,

- zaproponowanie nowych i oryginalnych elementów opracowywanej metody oceny warunków ruchu na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych.

9.2. Rekomendacje

Na podstawie obserwacji i wyników badań realizowanych w ramach niniejszej pracy sformułowano rekomendacje:

1. W celu zapewnienia możliwości badań należy: rozwinąć sieć Stacji Ciągłego Pomiaru Ruchu, lokalizując je zarówno w obszarach aglomeracyjnych jak i zamiejskich, w poszczególnych regionach; zapewnić dogodny dostęp do danych dla celów badawczych. Natomiast w kontekście modelowania zależności fundamentalnej ważne jest zlokalizowanie stacji pomiarowych na odcinkach dróg o dużych natężeniach ruchu.
2. Badania ruchu potoku pojazdów, których wyniki wykorzystywane są do opracowania modeli ruchu potoku pojazdów powinny być prowadzone dla warunków wzorcowych (tj. korzystnych warunków atmosferycznych i oświetlenia), ponieważ zaobserwowano, że zarówno brak oświetlenia dziennego jak i niekorzystne warunki atmosferyczne mają istotny wpływ parametry ruchu potoku pojazdów.
3. Do opisu ruchu potoku pojazdów na autostradach i drogach ekspresowych zaleca się stosować modele zależności fundamentalnej wybrane w ramach niniejszej pracy, a w szczególności autorski model B.1F.1.
4. Zaleca się uzupełnienie polskiej metody oceny warunków ruchu na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych o: nowy model zależności fundamentalnej, procedurę oceny warunków ruchu w niekorzystnych warunkach atmosferycznych, metodę szacowania przepustowości i ocenę warunków ruchu na pojedynczych pasach ruchu.

9.3. Kierunki dalszych prac

Badania realizowane w niniejszej pracy doktorskiej posiadały pewne ograniczenia wynikające z zakresu pracy (rozdział 3.2) oraz dostępności danych. Kierunkiem dalszych prac powinno być rozwijanie zagadnienia modelowania zależności $q-v-k$ na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w zakresie:

- rozszerzenia badań o kolejne poligony badawcze, w celu poszerzenia próby o większy zakres natężeń ruchu, udział pojazdów ciężarowych, różne warunki drogowo-ruchowe,
- poszukiwania kolejnych modeli, które mogłyby znaleźć zastosowanie do opisu zależności między natężeniem, prędkością i gęstością potoku pojazdów,
- uwzględnienia w badaniach przekrojów 2x3, coraz częściej stosowanych w Polsce oraz 2x4 (pierwszy taki odcinek aktualnie jest realizowany na odcinku autostrady A1 Piotrków-Zachód - Piotrków-Południe (Bełchatów) oraz Piotrków-Południe – skrzyżowanie z planowaną drogą ekspresową S12),
- zastosowania modeli stochastycznych do opisu ruchu potoku pojazdów, w celu uwzględnienia probabilistycznego charakteru ruchu drogowego.

Bibliografia

- [1] Abdurrahman U.T.C., Puan O.C., Ibrahim M.N., *Comparison of free-flow speed estimation models*, National Seminar on Civil Engineering Research (SEPKA), Malaysia, 2014.
- [2] Van Aerde M., *A single regime speed-flow-density relationship for freeways and arterials*, Proceedings of the 74th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington DC, 1995.
- [3] Van Aerde M., Rakha H., *Multivariate calibration of single regime speed-flow-density relationships [road traffic management]*, Pacific Rim TransTech Conf. 1995 Veh. Navig. Inf. Syst. Conf. Proceedings. 6th Int. VNIS. A Ride into Futur. (1995) 334–341.
- [4] Agarwal M., Maze T.H., Souleyrette R.R., *Impacts of weather on urban freeway traffic flow characteristics and facility capacity*, Iowa State University, 2005.
- [5] Ahmed U., *Passenger car equivalent factors for level freeway segments operating under moderate and congested conditions*, Master Theses (2009-). Paper 60, Marquette University, 2010.
- [6] Akçelik R., *Speed-flow models for uninterrupted traffic facilities. Technical report*, Akcelik & Associates Pty Ltd, 2003.
- [7] Al-Kaisy A., Durbin C., *Evaluating new methodologies for estimating performance on two-lane highways*, Can. J. If Civ. Eng. (2008).
- [8] Al-Kaisy A., Durbin C., *Platooning on two-lane two-way highways: An empirical investigation*, Procedia - Soc. Behav. Sci. 16 (2011) 329–339.
- [9] Al-Kaisy A., Hall F., *Effect of darkness on the capacity of long-term freeway reconstruction zones*, Transp. Res. Circ. E-C018. (2000) 164–174.
- [10] De Andrade G.R., Pitombo C.S., Cunha A.L., Setti J.R., *A model for estimating free-flow speed on Brazilian expressways*, Transp. Res. Procedia. 15 (2016) 378–388.
- [11] Ardekani S.A., Ghandehari M., Nepal S.M., *Macroscopic speed-flow models for characterization of freeway and managed lanes*, Bul. Institutului Politeh. Din Iași. 1 (2011).
- [12] Arkadiusz M., Mirosław W., *Ogniwa paliwowe typu PEM: teoria i praktyka*, Politechnika Lubelska, Lublin, 2010.
- [13] Baier M.M., Brilon W., Hartkopf G., Lemke K., Maier R., Schmotz M., *HBS2015 Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen. Teil A: Autobahnen*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Kommission Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, Köln, 2015.
- [14] Bergh T., Nordqvist K., Strömgren P., Bång K.L., Carlsson A., *Capacity issues in Sweden - applications and research*, ISEHP 2016. International Symposium on Enhancing Highway Performance, Transportation Research Procedia, Berlin, 2016: pp. 36–50.
- [15] Bernaś M., Płaczek B., *Zastosowanie automatu komórkowego do modelowania ruchu drogowego w zmiennych warunkach pogodowych*, Zesz. Nauk. Politech. Śląskiej. 72 (2011) 5–12.
- [16] Brillon W., Geistefeldt J., Regler M., *Reliability of freeway traffic flow: a stochastic concept of capacity*, Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic

- Theory, Maryland, 2005: pp. 125–144.
- [17] Brilon W., Geistefeldt J., Zurlinden H., *Implementing the concept of reliability for highway capacity analysis*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. (2007) pp 1-8.
- [18] Brilon W., Ponzlet M., *Variability of speed-flow relationships on German autobahns*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 1555 (1996) 91–98.
- [19] Brzeziński A., Rezwow M., Szymański Ł., *Ocena efektywności funkcjonowania pasów autobusowych w Warszawie z wykorzystaniem metod symulacji ruchu*, Konferencja Naukowa KILiW PAN, Krynica, 2006.
- [20] Budownictwa M.I. i, *Program budowy dróg krajowych na lata 2014-2023 (z perspektywą do 2025 r.)*, 2015.
- [21] Camacho F.J., García A., Belda E., *Analysis of impact of adverse weather on freeway free-flow speed in Spain*, Transp. Res. Rec. (2010) 150–159.
- [22] Castillo J.M.D., Benítez F.G., *On the functional form of the speed-density relationship—I: General theory*, Transp. Res. Part B Methodol. 29 (1995) 373–389.
- [23] Chien S.I., Daniel J.R., Bladikas A.K., *Stability and accuracy of HCM Level of Service in darkness and adverse weather. FHWA-NJ-2008-007 Final report*, Trenton, 2008.
- [24] Chodur J., *Funkcjonowanie skrzyżowań drogowych w warunkach zmienności ruchu*, Politechnika Krakowska. Kraków, 2007.
- [25] Chodur J., Gondek S., Kieć M., Ostrowski K., Splawińska M., Bąk R., et al., *Metody oceny warunków ruchu i obliczania przepustowości. Tom II: Drogi dwujezdniowe: autostrady, drogi ekspresowe oraz drogi klasy GP i G*, Politechnika Gdańska - Politechnika Warszawska, 2019.
- [26] Chodur J., Gondek S., Kieć M., Ostrowski K., Splawińska M., Bąk R., et al., *Nowoczesne metody obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla dróg poza aglomeracjami miejskimi, w tym dla dróg szybkiego ruchu” - Raport roczny 2017*, 2018.
- [27] Chodur J., Gondek S., Kieć M., Ostrowski K., Splawińska M., Bąk R., et al., *Przygotowanie bazy wiedzy, podstaw metodycznych oraz założeń do badań i modelowania warunków ruchu i przepustowości. Raport z zadania 1. Projekt RID-I/50 OT2-2B/PK-PW-PG*, Gdańsk, Kraków, Warszawa, 2017.
- [28] Chodur J., Ostrowski K., Tracz M., *Variability of capacity and traffic performance at urban and rural signalised intersections*, Transp. Res. Procedia. 15 (2016) 87–99.
- [29] Committee on Highway Capacity; Dept. of Traffic and Operations, *Highway Capacity Manual. Practical applications of research*, U.S. Dept. of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington D.C., 1950.
- [30] Daganzo C.F., *Fundamentals of transportation and traffic operations*, Emerald, Bingley, 1997.
- [31] Daganzo C.F., *The cell transmission model: A dynamic representation of highway traffic consistent with the hydrodynamic theory*, Transp. Res. Part B Methodol. 28 (1994) 269–287.
- [32] Dawid Ryś, Józef Judycki, Piotr Jaskuła, *Analiza rocznych zmian w ruchu ciężkim na podstawie danych ze stacji ważenia pojazdów (WIM) w Polsce*, Drogownictwo. 11 (2014) 361–367.
- [33] Dell Inc., *Dell Statistica (data analysis software system), version 13*, (2016).
- [34] Deschaut B., Peyrusse O., Rosmej F.B., *Generalized atomic processes for interaction of intense*

- femtosecond XUV- and X-ray radiation with solids*, Epl. 108 (2014).
- [35] Dhingra S.L., *Traffic flow theory historical research perspectives*, 75 Years of the Fundamental Diagram for Traffic Flow Theory. Greenshields Symposium, Transport Research Board, Woods Hole, 2011.
- [36] Dixon K., Wu C.H., Sarasua W., Daniel J., *Posted and free-flow speeds for rural multilane highways in Georgia*, J. Transp. Eng. 125 (1999) 487–494.
- [37] Drake J.S., Schofer J.L., May A.D., *A statistical analysis of speed density hypotheses*, Committee on Characteristics of Traffic Flow 45th Annual Meeting, 1967: pp. 53-.
- [38] Drew D.R., *Deterministic aspects of freeway operations and control. Research Report Number 24-4*, Texas Transportation Institute, 1965.
- [39] Duncan N.C., *A further look at speed-flow/concentration*, Traffic Eng. Control. (1979) 482–483.
- [40] Dybicz T., *Odwzorowanie fenomenu dwóch przepustowości w mikrosymulacyjnym modelu ruchu w programie Vissim*, Zesz. Nauk. Stowarzyszenia Inżynierów i Tech. Komun. w Krakowie. Ser. Mater. Konf. 1(103) (2014) 41–53.
- [41] Edie L.C., *Discussion of traffic stream measurements and definitions*, Port of New York Authority, 1963.
- [42] Elefteriadou L., Kondyli A., St. George B., *Estimation of capacities on Florida freeways. FDOT Contract BDV32-977-03 Final report*, University of Florida, Gainesville, 2014.
- [43] Elefteriadou L., Lertworawanich P., *Defining, measuring and estimating freeway capacity*, TRB Annual Meeting, Washington D.C., 2003.
- [44] Estel A., *Quality of service beyond the traditional fundamental diagram*, Symposium on the Fundamental Diagram: 75 Years, Woods Hole Massachusetts, United States, 2008.
- [45] Fazio J., Wiesner B.N., Deardoff M.D., *Estimation of free-flow speed*, KSCE J. Civ. Eng. 18 (2014) 646–650.
- [46] Gaca S., *Badania dobowych zmian prędkości na odcinkach dróg i ulic*, Transp. Miej. i Reg. 12/2012. (2012) 10–15.
- [47] Gaca S., *Badania prędkości pojazdów i jej wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego*, Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej nr 75, Kraków, 2002.
- [48] Gaca S., Jamroz K., Ząbczyk K., i in., *Ogólnokrajowe studium pomiarów prędkości pojazdów i wykorzystania pasów bezpieczeństwa. W ramach SPOT. Raport Okresowy nr 2*, Konsorcjum Signalco Kraków - TRAFIK Gdańsk - BIT Poznań. Kraków - Gdańsk - Poznań, 2006.
- [49] Gaca S., Kieć M., *Badania reakcji kierujących pojazdami na zmianę ograniczenia prędkości na terenach zabudowy*, Transp. Miej. i Reg. 12/2005. (2005).
- [50] Gaca S., Kieć M., *Study on the impact of variable weather conditions during winter period on vehicle drivers' behaviour*, XVth International Winter Road Congress, Gdańsk, 2018.
- [51] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M., *Inżynieria ruchu drogowego. Teoria i praktyka*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2008.
- [52] Gavin H.P., *The Levenberg-Marquardt algorithm for nonlinear least squares curve-fitting problems*, 2019.
- [53] Geistefeldt J., *Assessment of basic freeway segments in the German Highway Capacity Manual*

- HBS 2015 and beyond*, Transp. Res. Procedia. 15 (2016) 417–425.
- [54] Geistefeldt J., *Ueberpruefung der verkehrstechnischen Bemessungswerte des HBS fuer Autobahnen / Revision of the HBS design values for motorways*, Straßenverkehrstechnik. 53 (2009) 643–650.
- [55] Geistefeldt J., *Verkehrsablauf und Verkehrssicherheit auf Autobahnen mit vierstreifigen Richtungsfahrbahnen*, Ruhr-Universität Bochum, 2007.
- [56] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, *Drogi Krajowe - Generalny Pomiar Ruchu 2015*, 2015.
- [57] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, *Instrukcja o sposobie przeprowadzenia Generalnego Pomiaru Ruchu w roku 2015. Załącznik D Wytucznych GPR 2015*, GDDKiA, 2014.
- [58] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, *Instrukcja obliczania przepustowości dróg I i II klasy technicznej (autostrady i drogi ekspresowe)*, (1995).
- [59] Gerlough D.L., Huber M.J., *Traffic Flow Theory. TRB Special Report 165*, TRB Transportation Research Board, Washington, 1975.
- [60] Grabowski Z., Walawski J., Jabłoński K., Rolla M., Jamroz K., Szczuraszek T., et al., *Metody oceny warunków ruchu na dwupasowych drogach dwukierunkowych*, Konferencja Naukowo-Techniczna Pt. Metody Oceny Warunków Ruchu Na Dwupasowych Drogach Dwukierunkowych. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji, Warszawa, 1984: p. 107.
- [61] Greenberg H., *An analysis of traffic flow*, Oper. Res. 7 (1958) 79–85.
- [62] Greenshields B.D., *A study of traffic capacity*, 14 Annu. Meet. Highw. Res. Board Proc. (1935) 448–477.
- [63] Greenshields B.D., *The quality of traffic flow*, Quality and Theory of Traffic Flow, Yale University, 1957.
- [64] Haight F.A., *Mathematical Theories of Traffic Flow*, Mathematic, Academic Press, 1963.
- [65] Hall F.L., Agyemang-Duah K., *Freeway capacity drop and the definition of capacity*, Transp. Res. Rec. 1320 (1991).
- [66] Hall F.L., Gunter M.A., Hall F.L., *Further analysis of the flow-concentration relationship*, Transp. Res. Rec. 1091 (1986).
- [67] Heikoop H., Henkens N., *Recent developments and history of the Dutch HCM*, ISEHP 2016. International Symposium on Enhancing Highway Performance, Transportation Research Procedia, 2016: pp. 51–62.
- [68] Hemant Tiwari, Anil Marsani, *Calibration of conventional macroscopic traffic flow model for Nepalese roads: A case study of Jadibuti - Suryabinayak section*, (n.d.).
- [69] Hoogendoorn S.P., Bovy P.H.L., *State-of-the-art of vehicular traffic flow modelling*, Proc. I MECH E Part I J. Syst. Control Eng. 215 (2001) 283–303.
- [70] Hoppe L., Jamroz K., Krystek R., *Ocena błędu pomiaru prędkości przy zastosowaniu pętli indukcyjnych*, Zesz. Nauk. PG. Bud. Łądowne XXXII. 294 (1979).
- [71] Huber M.J., *Traffic flow theory*, Transportation and Traffic Engineering Hanbook, Institute of Transportation Engineers (ITE), New Jersey, 1982: pp. 437–469.

- [72] Immers L.H., Logghe S., *Traffic Flow Theory*, Heverlee, 2002.
- [73] Irawan M.Z., *Implementation of the 1997 Indonesian Highway Capacity Manual (MKJI) Volume Delay Function*, Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 2009.
- [74] Jabłoński A., *Psychofizyczny model symulacji ruchu pojazdów na skrzyżowaniach sterowanych*, Politechnika Warszawska, 1979.
- [75] Jamroz K., Krystek R., Cielecki A., Kempa J., Sandecki T., Sosin J., et al., *Aktualizacja wytycznych obliczania przepustowości dróg zamiejskich*, Gdańsk - Warszawa - Bydgoszcz, 1986.
- [76] Jamroz K., Kustra W., Kempa J., Grzelec K., Michalski L., Dybicz T., et al., *Wytyczne poszerzenia jezdni o dodatkowe pasy ruchu w zależności od przewidywanego natężenia ruchu drogowego. Część I – Raport z analiz*, Gdańsk, 2016.
- [77] Jin W.-L., Gan Q.-J., Lebacque J.-P., *A kinematic wave theory of capacity drop*, Transp. Res. Part B Methodol. 81 (2015) 316–329.
- [78] Kempa J., *Charakterystyki ruchu swobodnego na krzywoliniowych odcinkach dróg w planie*, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, 2008.
- [79] Kerner B.S., *Modern approaches to basic traffic modeling: Three-Phase Traffic Theory, 75 Years of the Fundamental Diagram for Traffic Flow Theory: Greenshields Symposium*, 2011.
- [80] Kerner B.S., *Synchronized flow as a new traffic phase and related problems for traffic flow modelling*, Pergamon Mathematical and Computer Modelling, 2002.
- [81] Kerner B.S., Konhäuser P., Schilke M., *Deterministic spontaneous appearance of traffic jams in slightly inhomogeneous traffic flow*, Phys. Rev. E. 51 (1995) 6243–6246.
- [82] Kessels F., *Traffic Flow Modelling*, Springer, 2019.
- [83] Khlosi M., Cornelis W.M., Douaik A., van Genuchten M.T., Gabriels D., *Performance evaluation of models that describe the soil water retention curve between saturation and oven dryness*, Vadose Zo. J. 7 (2008) 87.
- [84] Khoshyaran M.M., Lebacque J.P., *Capacity drop and traffic hysteresis as a consequence of bounded acceleration*, IFAC-PapersOnLine. 48–1 (2015) 766–771.
- [85] Knoop V.L., *Introduction to Traffic Flow Theory: An introduction with exercises*, Delft University of Technology, 2017.
- [86] Kockelman K.M., *Modeling traffic's flow-density relation: Accommodation of multiple flow regimes and traveler types*, Transportation, 2001.
- [87] Krawiec S., Celiński I., *Model ruchu jako instrument oceny oddziaływań strumieni pojazdów w gęstych sieciach drogowych*, Logistyka. 4 (2012) 443–454.
- [88] Krystek R., *Analiza rozkładów odstępów między pojazdami*, Drogownictwo. 7–8 (1972).
- [89] Krystek R., *Metody oceny cech techniczno-eksploatacyjnych dwupasowych dróg dwukierunkowych - cz. I Pojazd testowy*, (1978).
- [90] Krystek R., *Pomiary parametrów ruchu przy zastosowaniu kamery filmowej*, Drogownictwo. 1 (1971).
- [91] Krystek R., *Syntetyczny wskaźnik jakości ruchu ulicznego*, Politechnika Gdańska, 1980.
- [92] Krystek R., *Wpływ szybkości i gęstości ruchu samochodowego po ulicach jednokierunkowych*

- na wielkość przerwy granicznej oraz zmiany rozkładów prawdopodobieństwa*, Politechnika Gdańska, 1970.
- [93] Krystek R., Wrześniowski Z., Jamroz K., Michalski L., Sosin J., Boraczyński M., et al., *Węzły drogowe*, 1992.
- [94] Krystek R., Wrześniowski Z., Michalski L., Jamroz K., Budzyński M., Oskarbski J., et al., *Węzły drogowe i autostradowe*, 2008.
- [95] Kwon J.T., Fu L., Jiang C., *Effect of winter weather and road surface conditions on macroscopic traffic parameters*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 2329 (2013) pp 54–62.
- [96] Lam W.H.K., Asce M., Tam M.L., Cao X., Li X., *Modeling the effects of rainfall intensity on traffic speed, flow, and density relationships for urban roads*, J. Transp. Eng. 4 (2013) 758–770.
- [97] Leij F.J., Russell W.B., Lesch S.M., *Closed-form expressions for water retention and conductivity data*, Ground Water. 35 (1997) 848–858.
- [98] Leong E.C., Rahardjo H., *Review of soil-water characteristic curve equations*, J. Geotech. Geoenvironmental Eng. (1997) 1107–1117.
- [99] Li Z., Laurence R., *An analysis of four methodologies for estimating highway capacity from ITS data*, J. Mod. Transp. 23 (2015) 107–118.
- [100] Lighthill M.J., Whitham G.B., *On kinematic waves. II. A theory of traffic flow on long crowded roads*, Proc. R. Soc. A Math. Phys. Eng. Sci. 229 (1955) 317–345.
- [101] Lomax T.J., Schrank D.L., Eisele W., *The keys to estimating mobility in urban areas, applying definitions and measures that everyone understands*, Texas Transportation Institute, Texas., 2005.
- [102] Lorenz M., Elefteriadou L., *A probabilistic approach to defining freeway capacity and breakdown*, Transportation Research Circular, Transportation Research Board, 2000: pp. 84–95.
- [103] Luttinen R.T., Innamaa S., *Nordic Highway Capacity. Uninterrupted flow facilities in Denmark, Finland, Norway, and Sweden. Finnra Internal Publications 4/2000*, Helsinki, 2000.
- [104] Lydia M., Kumar S.S., Selvakumar A.I., Prem Kumar G.E., *A comprehensive review on wind turbine power curve modeling techniques*, Renew. Sustain. Energy Rev. 30 (2014) 452–460.
- [105] Maciejewski M., Maciejewski M., *Zastosowanie automatów komórkowych do symulacji ruchu drogowego w mieście*, Logitrans - VII Konferencja Naukowo-Techniczna, 2010: pp. 1159–1168.
- [106] Macioszek E., *Modele przepustowości wlotów skrzyżowań typu rondo w warunkach wzorcowych*, Open Access Library, 2013.
- [107] MacNicholas M.J., *A simple and pragmatic representation of traffic flow, 75 Years of the Fundamental Diagram for Traffic Flow Theory*. Greenshields Symposium, Transport Research Board, Woods Hole, 2011.
- [108] Małecki K., Szmajdziński M., *Symulator do mikroskopowej analizy ruchu drogowego*, Logistyka. 3 (2012) 1435–1442.
- [109] Margiotta R., Lomax T., Hallenbeck M., Turner S., Skabardonis A., Ferrell C., et al., *Guide to Effective Freeway Performance Measurement: Final Report and Guidebook. NCHRP Project 3-68, Document 97*, Washington D.C., 2006.
- [110] Matusz P., Rudecki G., Oskarbski J., Jamroz K., *Problematyka modelowania zależności*

- prędkość – gęstość – natężenie w warunkach ruchu miejskiego*, Transp. Miej. i Reg. 7 (2016) 18–23.
- [111] May A.D., *Traffic Flow Fundamentals*, (1990) 464.
- [112] Melo P., Lobo A., Couto A., Rodrigues C.M., *Road cross-section width and free-flow speed on two-lane rural highways*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. 2301 (2012) 28–35.
- [113] Michael H.L., *Highway Capacity Manual 1965: Highway Research Board Special Report 87*, National Academy of Sciences, 1965.
- [114] Minderhoud M., Botma H., Bovy P., *Assessment of roadway capacity estimation methods*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 1572 (1997) 59–67.
- [115] Ministerstwo Infrastruktury, *Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 16 stycznia 2002 roku w sprawie przepisów techniczno - budowlanych dotyczących autostrad płatnych*, 2002.
- [116] Ministerstwo Transportu i Gospodarki Morskiej, *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie*, Dz.U. 2013 r. poz. 1409, z późn. zm., 1999.
- [117] Mishra M., *Towards Data Science: Understanding the Central Limit Theorem*, (2018).
- [118] Moridpour S., Mazloumi E., Mesbah M., *Impact of heavy vehicles on surrounding traffic characteristics*, J. Adv. Transp. 49 (2015) 535–552.
- [119] Nakamura M., *Research and application of highway capacity in Japan*, 1994: pp. 103–112.
- [120] Newell G.F., *A simplified car-following theory: a lower order model*, Transp. Res. Part B Methodol. 36 (2002) 195–205.
- [121] Newell G.F., *A simplified theory of kinematic waves in highway traffic, Part I: General theory*, Transp. Res. Part B Methodol. 27 (1993) 281–287.
- [122] Oh J.S., Shim Y.U., Cho Y.H., *Effect of weather conditions to traffic flow on freeway*, SCE J. Civ. Eng. 6 (2002) 413–420.
- [123] Olszewski P., Dybicz T., Jamroz K., Kustra W., Romanowska A., *Assessing highway travel time reliability using Probe Vehicle Data*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 2672 (2018) 118–130.
- [124] Oskarbski J., Zawisza M., Żarski K., *Możliwości wykorzystania systemu TRISTAR do badania wpływu warunków atmosferycznych na ruch drogowy*, Pr. Nauk. Politech. Warsz. Transp. z. 113 (2016).
- [125] Ostrowski K., Chodur J., *The impact of selected road and traffic features on travel speed on two lane highway*, Fifth International Conference on Road and Rail Infrastructure, 2018: pp. 1129–1135.
- [126] Patton P., *A 100-year-old dream: A road just for cars*, New York Times. (2008).
- [127] Payne H.J., *Models of freeway traffic and control*, Bekey, G.A., Ed., Math. Model. Public Syst. Simul. Counc. La Jolla. 1 (1971) 51–61.
- [128] Pham H.Q., Fredlund D.G., *Equations for the entire soil-water characteristic curve of a volume change soil*, Can. Geotech. J. 45 (2008) 443–453.
- [129] Pipes L.A., *Car following models and the fundamental diagram of road traffic*, Transp. Res. 1 (1967) pp.21-29.

- [130] Płaczek B., *Zastosowanie rozmytych automatów komórkowych do modelowania ruchu drogowego*, Pr. Nauk. Politech. Warsz. 87 (2012) 55–68.
- [131] Pompigna A., Rupi F., *Lane-distribution models and related effects on the capacity for a three-lane freeway section: Case study in Italy*, J. Transp. Eng. Part A Syst. 143 (2017).
- [132] Prassas E.S., Roess R.P., *The Highway Capacity Manual: A conceptual and research history. Volume I: Uninterrupted flow*, Springer Tracts on Transportation and Traffic, 2014.
- [133] Rakha H., Arafeh M., Park S., *Modeling inclement weather impacts on traffic stream behavior*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 2071 (2008) 8–18.
- [134] Rakha H., Crowther B., *Comparison of Greenshields, Pipes and Van Aerde car-following and traffic stream models*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 1802 (2002) 248–262.
- [135] Ravinder K., Velmurugan S., Gangopadhyay S., *India's Highway Capacity Manual Project. Developing a national guide to address unique traffic conditions*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. (2014) 17–22.
- [136] Rijkswaterstaat DVS, *Capaciteitswaarden Infrastructuur Autosnelwegen. Handboek, versie 4*, 2015.
- [137] Roh C.-G., Park B.-J., Kim J., Asce A.M., *Impact of heavy vehicles on highway traffic flows: Case study in the Seoul Metropolitan Area*, J. Transp. Eng. Part A Syst. 143 (2017).
- [138] Romanowska A., *Review of methods for assessing traffic conditions on basic motorway and express road sections. Praca niepublikowana*, (2019).
- [139] Romanowska A., Kustra W., Jamroz K., *Impact of Adverse Winter Weather on Traffic Flow*, XVth International Winter Road Congress, Gdansk, 2018: pp. 1–14.
- [140] Romanowska A., Kustra W., Jamroz K., *Wpływ niekorzystnych warunków atmosferycznych występujących zimą*, Mag. Autostrady. 4 (2018) 24–27.
- [141] Rudecki G., Matusz P., Paluszkiwicz T., *Modelowanie wybranych zależności między parametrami ruchu na drodze ekspresowej i ulicach na przykładzie Trójmiasta*, Politechnika Gdańska, 2015.
- [142] Sawyer S.F., *Analysis of variance: The fundamental concepts*, J. Man. Manip. Ther. 17 (2009) 27E-38E.
- [143] Sekhar R.C., Nataraju J., Velmurugan S., Pradeep K., Sitaramanjaneyulu K., *Free flow speed analysis of two lane inter urban highways*, 11th Transportation Planning and Implementation Methodologies for Developing Countries, 2016.
- [144] Sekulić V., Chen T.-C., Lawrence J.J., Skinner F.K., *Dendritic distributions of Ih channels in experimentally-derived multi-compartment models of oriens-lacunosum/moleculare (O-LM) hippocampal interneurons*, Front. Synaptic Neurosci. 7 (2015).
- [145] Smith B.L., Ulmer J.M., *Freeway traffic flow rate measurement: Investigation into impact of measurement time interval*, J. Transp. Eng. 129 (2003) 223–229.
- [146] Smulders S.A., *Control of freeway traffic flow*, Stichting Mathematisch Centrum, Amsterdam, 1989.
- [147] Splawińska M., *Charakterystyki zmienności natężeń ruchu i ich wpływ na eksploatację wybranych obiektów drogowych*, (2013) 244.

- [148] Stanisław A., *Przystępny kurs statystyki z zastosowaniem STATISTICA PL na przykładach z medycyny*, StatSoft Polska, 2007.
- [149] Strömberg P., *Analysis of the weaknesses in the present freeway capacity models for Sweden*, *Procedia - Soc. Behav. Sci.* 16 (2011) 76–88.
- [150] Suchorzewski W., *Teoria ruchu drogowego. Podstawowe problemy współczesnej techniki. Tom XVI*, 1972.
- [151] Suweda I.W., *Time headway analysis to determine the road capacity*, *J. Spektran.* (2016).
- [152] Szarata M., *Wykorzystanie modelu mikrosymulacyjnego do analizy funkcjonowania dynamicznego pasa autobusowego*, *J. Civ. Eng. Environ. Archit.* 23 (2017).
- [153] Szczuraszek T., *Czy w Polsce występuje ciągły wzrost prędkości pojazdów?*, *Drogownictwo.* 12 (2009) 401–405.
- [154] Szczuraszek T., *Prędkość pojazdów w warunkach drogowego ruchu swobodnego*, Polska Akademia Nauk, Warszawa, 2008.
- [155] Szczuraszek T., *Wpływ warunków atmosferycznych na prędkość pojazdów*, *Drogownictwo.* 2 (2010) 45–53.
- [156] Szczuraszek T., Macioszek E., *Proportion of vehicles moving freely depending on traffic volume and proportion of trucks and buses*, *Balt. J. Road Bridg. Eng.* 8(2) (2013) 133–141.
- [157] Szymkiewicz A., Sikora Z., Ossowski R., Tisler W., *Właściwości retencyjne, przewodność hydrauliczna i naprężenia efektywne w gruntach nienasyconych* *Dr*, *Inżynieria Morska i Geotech.* (2014) 445–452.
- [158] Taylor N., Bourne N., Notley S., Skrobanski G., *Evidence for speed flow relationships*, *Assoc. Eur. Transp.* (2008) 1–19.
- [159] Tracz M., *The prediction of platoon dispersion based on rectangular distribution of journey time*, *Traffic Eng. Control.* 16 (1975) 490–492.
- [160] Tracz M., Gaca S., *Influence of various restrictions on speed-flow models*, *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board.* 2124 (2009) 167–177.
- [161] Trafikverket, *TRVMB Kapacitet och framkomlighetseffekter. Trafikverkets metodbeskrivning för beräkning av kapacitet och framkomlighetseffekter i vägtrafikanläggningar*, 2014.
- [162] Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual 1985*, TRB, Washington D.C., 1985.
- [163] Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual 2000*, TRB, Washington D.C., 2000.
- [164] Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual 2010*, TRB, Washington D.C., 2010.
- [165] Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual 6th Edition: A Guide for Multimodal Mobility Analysis*, TRB, Washington D.C., 2016.
- [166] Tseng P.-Y., Lin F.-B., Shieh S.-L., Assistant R., *Estimation of free-flow speeds for multilane rural and suburban highways*, *J. East. Asia Soc. Transp. Stud.* 6 (2005) 1484–1495.
- [167] Tu H., Van Rij M., Henkens N., Heikoop H., *Empirical investigation on stochastic Dutch freeway capacity*, *IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems, Proceedings, ITSC, Madeira Island, 2010*: pp. 825–830.
- [168] Underwood R.T., *Speed, volume and density relationships*, *Quality and Theory of Traffic Flow*, Bureau of Highway Traffic, Yale University, 1960: pp. 141–188.

- [169] Vejdirektoratet – Vejregelrådet, *Håndbog for Kapacitet og serviceniveau*, 2015.
- [170] van Wageningen-Kessels F., van Lint H., Vuik K., Hoogendoorn S., *Genealogy of traffic flow models*, EURO J. Transp. Logist. 4 (2014) 445–473.
- [171] Wang H., Li J., Chen Q.-Y., Ni D., *Logistic modeling of the equilibrium speed-density relationship*, Transp. Res. Part A. 45 (2011) 554–566.
- [172] Wardrop J.G., *Some theoretical aspects of road traffic research*, Proc. Inst. Civ. Eng. 1 (1952) 325–362.
- [173] Weingroff R.F., *Edward M. Bassett. The man who gave us “Freeway,”* U.S. Dep. Transp. Fed. Highw. Adm. (2019).
- [174] Weng J., Liu L., Rong J., *Impacts of snowy weather conditions on expressway traffic flow characteristics*, Discret. Dyn. Nat. Soc. 2013 (2013) 1–6.
- [175] Wrześniowski Z., Krystek R., Sosin J., *Badania parametrów ruchu potoku pojazdów na skrzyżowaniach z wyspą centralną*, (1972).
- [176] Wu N., *A new approach for modeling of fundamental diagrams and its applications*, Transp. Res. Part A. 36 (2002) 867–884.
- [177] Wu N., *Impact of traffic regulation on lane flow-distribution and capacity of motorways*, 5th International Conference of Transportation Professionals, 2005.
- [178] Ye Q., Tarko A.P., Sinha K.C., *A free-flow speed model for Indiana arterial roads*, 80th Annual Transportation Research Board Meeting, Washington D.C., 2001.
- [179] Yuan K., Knoop V.L., Leclercq L., Hoogendoorn S.P., *Capacity drop: a comparison between stop-and-go wave and standing queue at lane-drop bottleneck*, Transp. B Transp. Dyn. 5 (2017) 145–158.
- [180] Zhang H.M., *A mathematical theory of traffic hysteresis*, Transp. Res. Part B Methodol. 33 (1999) 1–23.
- [181] Zhou R., Zhong L., Zhao N., Fang J., Chai H., Zhou J., et al., *The development and practice of China highway capacity research*, ISEHP 2016. International Symposium on Enhancing Highway Performance, Berlin, 2016: pp. 14–25.
- [182] Żochowska R., Sobota A., *Fundamentalny diagram ruchu – teoria i praktyka*, Logistyka. 6 (2014) 11862–11871.
- [183] *Statgraphics Centurion XVI Version 16.1.11 (32-bit)*, (2010).
- [184] *Ustawa z dnia 20 czerwca 1997 r. Prawo o ruchu drogowym*, Polska, 2019.

Spis tablic

Tablica 2.1. Klasyfikacja modeli wykorzystywanych w teorii ruchu potoku pojazdów.....	11
Tablica 2.2. Zestawienie wybranych modeli jednofazowych.....	17
Tablica 2.3. Zestawienie wybranych modeli wielofazowych.....	21
Tablica 2.4. Wybrane metody wyznaczania prędkości w ruchu swobodnym z pomiaru parametrów ruchu potoku pojazdów - przegląd literatury.....	25
Tablica 2.5. Wymagane parametry dwujezdniowych autostrad i dróg ekspresowych w Polsce.....	29
Tablica 2.6. Przepustowość w warunkach idealnych – przykład odcinka autostrady o przekroju 2x2 i prędkości dopuszczalnej 110 km/h – przegląd wartości przyjmowanych w poszczególnych krajach.....	34
Tablica 2.7. Czynniki wpływające na przepustowość autostrad i dróg ekspresowych.....	36
Tablica 2.8. Porównanie wartości granicznych miar oceny warunków ruchu za pomocą PSR w Stanach Zjednoczonych i Niemczech.....	39
Tablica 2.9. Porównanie wybranych metod oceny warunków ruchu na odcinkach międzywęzłowych A+S.....	40
Tablica 2.10. Czynniki wpływające na średnią prędkość potoku pojazdów na odcinkach autostrad i dróg ekspresowych.....	42
Tablica 4.1. Zestawienie poligonów badawczych – pomiar ciągły.....	53
Tablica 4.2. Charakterystyka poligonów badawczych – pomiar ciągły.....	53
Tablica 4.3. Zestawienie wykorzystanych poligonów badawczych z badan terenowych prowadzonych w ramach projektu badawczego RID-2B.....	55
Tablica 4.4. Zestawienie liczby poligonów pomiarowych według przekroju, lokalizacji i prędkości dopuszczalnej.....	55
Tablica 4.5. Średnia prędkość samochodów osobowych w zależności od szerokości interwału czasowego analizy.....	59
Tablica 4.6. Natężenie ruchu w zależności od szerokości interwału czasowego analizy.....	60
Tablica 4.7. Średnia prędkość samochodów osobowych w zależności od stanu opadów.....	61
Tablica 4.8. Wyniki jednowymiarowych testów ANOVA dla zmiennej: średnia prędkość samochodów osobowych.....	63
Tablica 4.9. Wyniki jednowymiarowych testów ANOVA dla zmiennej: średnia prędkość w ruchu swobodnym v_{sw}	63
Tablica 4.10. Wyniki testów istotności dla średniej prędkości w różnych warunkach atmosferycznych i oświetlenia, wg przedziału gęstości.....	63
Tablica 5.1. Długość, praca przewozowa oraz średnie natężenie ruchu na autostradach i drogach ekspresowych w Polsce z podziałem na klasę i przekrój w 2015 roku.....	65
Tablica 5.2. Kwantyl v_{85} prędkości samochodów osobowych w analizowanych poligonach badawczych.....	70
Tablica 6.1. Obserwowany zakres zagregowanych parametrów ruchu w warunkach wzorcowych w poligonie 01-S6/OT w interwałach 5-minutowych.....	80
Tablica 6.2. Oczekiwany zakres wartości poszczególnych parametrów granicznych zależności q-v-k dla poligonu 01-S6/OT oraz porównanie do wartości przyjmowanych w HCM i HBS dla analogicznych przekrojów.....	82
Tablica 6.3. Zestawienie istniejących modeli zależności fundamentalnej, wybranych do adaptacji.....	87
Tablica 6.4. Ocena istniejących modeli jednofazowych – modele 2-3 parametrowe.....	88
Tablica 6.5. Ocena istniejących modeli jednofazowych – modele 3-5 parametrowe.....	88
Tablica 6.6. Zestawienie istniejących modeli zależności fundamentalnej, wybranych do adaptacji.....	103
Tablica 6.7. Ocena istniejących modeli dwufazowych.....	104
Tablica 6.8. Ocena modeli jednofazowych pod kątem spełnienia wymaganych kryteriów.....	107
Tablica 6.9. Zestawienie nowych, proponowanych przez autorkę pracy modeli zależności fundamentalnej – modele jednofazowe.....	108
Tablica 6.10. Zestawienie nowych, proponowanych przez autorkę pracy modeli zależności fundamentalnej – modele dwufazowe.....	109



Tablica 6.11. Zbiorcza ocena nowych modeli jednofazowych	118
Tablica 6.12. Porównanie proponowanych modeli dwufazowych	123
Tablica 6.13. Ocena proponowanych modeli jedno i dwufazowych pod kątem spełnienia wymaganych kryteriów	125
Tablica 6.14. Zestawienie istniejących i nowych modeli jedno i dwufazowych, wstępnie zaakceptowanych do reprezentacji zależności q-v-k na polskich odcinkach A+S	126
Tablica 6.15. Maksymalne natężenie ruchu obserwowane w analizowanych poligonach badawczych, w których realizowany był pomiar wyrwykowy (interwał 15-min).....	128
Tablica 7.1. Wyniki analizy liniowej zależności pomiędzy prędkością w ruchu swobodnym a czynnikami związanymi z drogą i otoczeniem	135
Tablica 7.2. Wyniki analizy regresji liniowej zależności prędkości w ruchu swobodnym od czynników związanych z drogą i jej otoczeniem.....	135
Tablica 7.3. Współczynniki i ocena modelu (7.2) rozkładu natężenia ruchu na pasy	138
Tablica 7.4. Scenariusze warunków atmosferycznych i oświetlenia przyjęte do analiz.....	139
Tablica 7.5. Rozkład % częstości występowania danych warunków ruchu i warunków atmosferycznych, w zależności od scenariusza	140
Tablica 7.6. Zmiany wybranych parametrów ruchu potoku pojazdów w poszczególnych scenariuszach warunków atmosferycznych i oświetlenia	144
Tablica 7.7. Wartości parametrów ruchu potoku pojazdów w analizowanych scenariuszach wyznaczone za pomocą modelu B.1F.1	146
Tablica 7.8. Zmiany wartości parametrów ruchu potoku pojazdów w analizowanych scenariuszach, w odniesieniu do scenariuszy bazowych.....	146
Tablica 8.1. Przepustowość w idealnych warunkach drogowo-ruchowych w metodzie MOP-DZ	148
Tablica 8.2. Parametry modelu B.1F.1*	151
Tablica 8.3. Proponowane współczynniki korekcyjne dla uwzględnienia wpływu warunków atmosferycznych i oświetlenia w metodzie MOP-DZ na średnią prędkość pojazdów w ruchu swobodnym	153
Tablica 8.4. Modele rozkładu ruchu na pas.....	154
Tablica 8.5. Przykład wyznaczenia przepustowości poszczególnych pasów ruchu – droga ekspresowa o przekroju 2x2, prędkości w ruchu swobodnym 110 km/h	156

Spis rysunków

Rys. 2.1. Ilustracja ruchu dwóch jadących za sobą pojazdów w potoku.....	6
Rys. 2.2. Reprezentacja przemieszczania się dwóch jadących za sobą pojazdów w płaszczyźnie $x(t)$	6
Rys. 2.3. Empiryczna zależność między prędkością, gęstością i natężeniem zaobserwowana przez Greenshields'a	12
Rys. 2.4. Genealogia modeli teorii ruchu potoku pojazdów	12
Rys. 2.5. Wykres podstawowej postaci zależności fundamentalnej ruchu potoku pojazdów	14
Rys. 2.6. Reprezentacja zależności $v(k)$ w wybranych modelach $q-v-k$	20
Rys. 2.7. Stany ruchu reprezentowane przez trzyfazowy model Wu	22
Rys. 2.8. Zależności $v(k)$, $v(q)$ i $q(k)$ w wybranych modelach wielofazowych	23
Rys. 2.9. Trzyfazowy model ruchu potoku pojazdów zaproponowany przez Kerner'a	24
Rys. 2.10. Metoda wyznaczania maksymalnego natężenia ruchu z wykorzystaniem 99-tego percentyla natężenia.....	27
Rys. 2.11. Przykładowy schemat przekroju poprzecznego 2x3 drogi ekspresowej.....	29
Rys. 2.12. Podział A+S na odcinki międzywęzłowe i elementy węzłów.....	30
Rys. 2.13. Ilustracyjne porównanie metod szacowania przepustowości: przepustowość jako maksymalne natężenie ruchu estymowane z wykorzystaniem modelu $q-v-k$ (MacNicholas) a przepustowość jako maksymalne obserwowane natężenie ruchu	33
Rys. 2.14. Metoda wyznaczania przepustowości poprzez wskazanie maksymalnego natężenia ruchu przed wystąpieniem załamania.....	34
Rys. 2.15. Ilustracja klasyfikacji warunków ruchu wg PSR	38
Rys. 2.16. Wpływ wybranych czynników na średnią prędkość: (a) krzywe $v(q)$ dla różnych warunków atmosferycznych i oświetlenia, (b) krzywe $v(q)$ w zależności od pory roku.....	43
Rys. 2.17. Zależność średniej prędkości w ruchu swobodnym od gęstości wjazdów i wyjazdów	43
Rys. 2.18. Krzywe reprezentujące zależność $q-v-k$ w ruchu miejskim wyznaczone z modelu prof. Krystka	44
Rys. 3.1. Metodyka realizacji prac badawczych.....	49
Rys. 4.1. Lokalizacja Stacji Ciągłego Pomiaru Ruchu na sieci dróg w Polsce	52
Rys. 4.2. Fragment bazy danych surowych o ruchu – 01-S6/OT.....	57
Rys. 4.3. Fragment bazy danych zagregowanych – 01-S6/OT.....	58
Rys. 4.4. Porównanie empirycznej zależności $v(q)$ w zależności dla różnej szerokości interwału czasowego analizy	59
Rys. 4.5. Częstość skumulowana średniej prędkości samochodów osobowych w zależności od szerokości interwału czasowego analizy	60
Rys. 4.6. Zróznicowanie średniej prędkości w różnych klasach gęstości w zależności od stanu opadów	62
Rys. 4.7. Porównanie średniej prędkości pojazdów w ruchu swobodnym w zależności od warunków atmosferycznych i pory dnia	64
Rys. 4.8. Średnia prędkość samochodów osobowych oraz 95% przedział ufności w zależności od stanu opadów i stanu nawierzchni.....	64
Rys. 5.1. Długość autostrad i dróg ekspresowych w Polsce w latach 2002-2019 oraz plany do 2025 roku	65
Rys. 5.2. Stan (na dzień 31.12.2013) i plany realizacji dróg ekspresowych i autostrad w Polsce.....	66
Rys. 5.3. Wzrost średniorocznego, dobowego natężenia ruchu drogowego (SDRR) na Obwodnicy Trójmiasta w latach 2000-2015, odcinek Gdańsk Osowa – Gdańsk Lotnisko.....	67
Rys. 5.4. Średnie godzinowe natężenie ruchu w miesiącach roku, droga w obszarze aglomeracji	68
Rys. 5.5. Średnie godzinowe natężenie ruchu według dnia i godziny, droga w obszarze aglomeracji	68
Rys. 5.6. Średnie godzinowe natężenie ruchu według dnia i godziny, droga zamiejska	68
Rys. 5.7. Rozkład prędkości pojazdów w zależności od klasy pojazdu i klasy drogi	69
Rys. 5.8. Udział samochodów osobowych poruszających się z nadmierną prędkością.....	70
Rys. 5.9. Zmienność średniej prędkości samochodów osobowych w skali miesięcy	71

Rys. 5.10. Zmienność średniej prędkości samochodów osobowych w dni tygodnia	71
Rys. 5.11. Godzinowa zmienność średniej prędkości samochodów osobowych w dni robocze	71
Rys. 5.12. Rozkład poziomów swobody ruchu na autostradach i drogach ekspresowych	72
Rys. 5.13. Zależność $v(q)$ dla poligonu 01-S6/OT, interwał 5-min	73
Rys. 5.14. Udział natężenia ruchu na prawym oraz lewym pasie w zależności od wielkości natężenia ruchu w przekroju – 01-S6/OT, interwał 5-min	74
Rys. 5.15. Zależność między średnimi odstępami a natężeniem (a) i gęstością (b) ruchu potoku pojazdów – 01-S6/OT, interwał 5-min	75
Rys. 5.16. Zależność między udziałem samochodów osobowych poruszających się z prędkością swobodną a natężeniem ruchu w przekroju – 01-S6/OT, interwał 5-min	75
Rys. 5.17. Zależność pomiędzy udziałem pojazdów ciężkich a natężeniem ruchu – 01-S6/OT, interwał 5-min	75
Rys. 5.18. Rozkład prędkości samochodów osobowych w zależności od pasa ruchu - 01-S6/OT, interwał 5-min	76
Rys. 5.19. Zależność $v(q)$ dla prawego i lewego pasa ruchu - 01-S6/OT, interwał 5-min	76
Rys. 6.1. Wykres fundamentalny ruchu potoku pojazdów: (a) podstawowy model jednofazowy Greenshields'a, (b) model dwufazowy Daganzo	77
Rys. 6.2. Empiryczne zależności między parametrami ruchu potoku pojazdów oraz możliwy zakres wartości parametrów granicznych - dane 01-S6/OT, interwał 5-min, warunki wzorcowe ...	78
Rys. 6.3. Procedura modelowania zależności fundamentalnej opisującej ruch potoku pojazdów dla danych empirycznych z polskich odcinków A+S.....	79
Rys. 6.4. Zależność $v(q)$: (a) dane rzeczywiste, (b) uśredniona reprezentacja warunków ruchu	81
Rys. 6.5. Krzywe $v(q)$ i $v(k)$ wyznaczające dolną i górną granicę oczekiwanych warunków ruchu, wyznaczone dla danych empirycznych z poligonu 01-S6/OT.....	82
Rys. 6.6. Zestawienie zbiorcze modeli 2-3 parametrowych	89
Rys. 6.7. Zestawienie zbiorcze modeli 3-5 parametrowych	89
Rys. 6.8. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.1	90
Rys. 6.9. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.2	91
Rys. 6.10. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.2w – stan ruchu wymuszonego	91
Rys. 6.11. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.3	92
Rys. 6.12. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.3s – stan ruchu swobodnego...	93
Rys. 6.13. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.4	94
Rys. 6.14. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.4w – stan ruchu wymuszonego	94
Rys. 6.15. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.5	95
Rys. 6.16. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.5w – stan ruchu wymuszonego	95
Rys. 6.17. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.6w – stan ruchu wymuszonego	96
Rys. 6.18. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.7	97
Rys. 6.19. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.8 (z przyjęciem stałych współczynników w równaniu).....	98
Rys. 6.20. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.8* (z estymacją wszystkich współczynników)	98
Rys. 6.21. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.9	99
Rys. 6.22. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.10	100
Rys. 6.23. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.11	100
Rys. 6.24. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.12	101
Rys. 6.25. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.1F.13	102
Rys. 6.26. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.2F.1	104
Rys. 6.27. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.2F.2	105
Rys. 6.28. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.2F.3	106
Rys. 6.29. Odwzorowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu A.2F.4	106
Rys. 6.30. Krzywe retencji gruntów nienasyconych. MDC jest główną krzywą drenażu, opisującą zjawisko zachodzące między stanem rezydualnej zawartości powietrza w porach gruntu a stanem rezydualnej wilgotności	110



Rys. 6.31. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.1F.1	113
Rys. 6.32. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.1F.2	114
Rys. 6.33. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.1F.2, z zastosowaniem współczynnika korekcyjnego WK	114
Rys. 6.34. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.1F.2*	115
Rys. 6.35. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.1F.3	116
Rys. 6.36. Model zależności pomiędzy przewodnością i odległością dendrytów od somy stosowany w neurobiologii.....	116
Rys. 6.37. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.1F.4	117
Rys. 6.38. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.2F.1	120
Rys. 6.39. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.2F.2	121
Rys. 6.40. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.2F.3	122
Rys. 6.41. Odzworowanie zależności $q-v-k$ oraz ocena modelu B.2F.4	123
Rys. 6.42. Zestawienie proponowanych modeli dwufazowych	124
Rys. 6.43. Efekt zmienności parametrów $vsw, kopt, n$ w 3-parametrowym modelu B.1F.1	127
Rys. 6.44. Efekt zmienności parametru m w 4-parametrowym modelu B.1F.1*	128
Rys. 6.45. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 5-6.....	129
Rys. 6.46. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 9-10.....	130
Rys. 6.47. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 15-16.....	130
Rys. 6.48. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 23-24.....	131
Rys. 6.49. Kalibracja modelu B.1F.1 do danych z poligonów nr 25-26.....	131
Rys. 7.1. Udział ruchu samochodów osobowych i pojazdów ciężkich poruszających się prawym pasem ruchu	136
Rys. 7.2. Rozkład ruchu na pasy w zależności od natężenia ruchu i udziału pojazdów ciężkich.....	137
Rys. 7.3. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach oświetlenia dziennego – porównanie scenariuszy 1, 3, 4.....	141
Rys. 7.4. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach braku oświetlenia dziennego – porównanie scenariuszy 5, 6, 7.....	142
Rys. 7.5. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach oświetlenia dziennego i ograniczonej widzialności – porównanie scenariuszy 1, 2.....	142
Rys. 7.6. Dystrybuanta rozkładu średniej prędkości samochodów osobowych w warunkach oświetlenia dziennego i braku oświetlenia dziennego – porównanie scenariuszy 1, 5.....	142
Rys. 7.7. Wyniki kalibracji modelu B.1F.1 dla wybranych scenariuszy.....	145
Rys. 7.8. Zależność $q-v-k$ wyznaczona za pomocą modelu B.1F.1 dla analizowanych scenariuszy warunków atmosferycznych i oświetlenia	145
Rys. 8.1. Procedura metody oceny warunków ruchu opracowanej w ramach projektu RID-2B, z wykorzystaniem wyników badań z pracy doktorskiej.....	149
Rys. 8.2. Krzywe $v(q)$ dla autostrad wyznaczone z modelu B.1F.1*	150
Rys. 8.3. Krzywe $v(q)$ dla dróg ekspresowych wyznaczone z modelu B.1F.1*	150

