

Na prawach rękopisu

Instytut Inżynierii Lądowej  
Politechniki Wrocławskiej

**Identyfikacja parametrów modeli  
nawierzchni drogowych na podstawie  
impulsowych testów dynamicznych**

**Raport serii PRE nr 1/2012**

**Praca doktorska**

Bartłomiej Krawczyk

Słowa kluczowe:  
parametry modelu nawierzchni,  
obciążenia dynamiczne,  
pomiary ugięć,  
ugięciomierz FWD,  
współczynniki korekcyjne,  
czasza przemieszczeń.

Promotor: Prof. dr hab. inż. Antoni Szydło

Wrocław, styczeń 2012

*Serdeczne podziękowania Panu prof. dr hab. inż. Antoniemu Szydle,  
za opiekę naukową oraz cenne uwagi udzielone w trakcie pisania pracy*

## SPIS TREŚCI

1. Wstęp .....	5
2. Teza, cele i zakres pracy.....	7
3. Badania nośności nawierzchni – przegląd stanu wiedzy .....	10
3.1. Wprowadzenie .....	10
3.2. Metody oceny nośności nawierzchni.....	10
3.3. Modele nawierzchni drogowych .....	15
3.4. Identyfikacja parametrów modeli nawierzchni drogowych.....	17
3.5. Podsumowanie obecnego stanu wiedzy.....	18
4. Ugięciomierz dynamiczny FWD .....	20
4.1. Wprowadzenie .....	20
4.2. Zasada działania .....	20
4.3. Mierzone wielkości .....	21
4.3.1. Impuls obciążający .....	21
4.3.2. Przesunięcia pionowe konstrukcji .....	23
4.4. Historia ugięciomierzy dynamicznych FWD.....	27
5. Wpływ wartości obciążenia oraz jego powtarzalności na rejestrowane przesunięcia pionowe konstrukcji nawierzchni.....	31
5.1. Wprowadzenie .....	31
5.2. Wpływ wartości obciążenia.....	31
5.3. Wpływ powtarzalności obciążeń.....	34
5.4. Wnioski .....	38
6. Transformacja przesunięć pionowych konstrukcji nawierzchni uzyskanych w teście dynamicznym FWD na przesunięcia statyczne.....	40
6.1. Wprowadzenie .....	40
6.2. Przesunięcia pionowe konstrukcji pod obciążeniem statycznym....	40
6.3. Przesunięcia pionowe konstrukcji pod obciążeniem dynamicznym.	41
6.4. Czynniki wpływające na wartość współczynników korekcyjnych.....	45
6.4.1. Wpływ typu konstrukcji oraz odległości punktu pomiarowego od osi obciążenia.....	45
6.4.2. Wpływ grubości konstrukcji.....	48
6.4.3. Wpływ temperatury.....	51
6.4.4. Wpływ wartości obciążenia.....	54
6.5. Podsumowanie.....	60

7. Wpływ obciążeń dynamicznych na identyfikację parametrów modelu nawierzchni.....	66
7.1. Wprowadzenie .....	66
7.2. Identyfikacja parametrów modeli konstrukcji nawierzchni .....	66
7.3. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji.....	76
7.4. Wpływ wielkości obciążenia na identyfikowane moduły warstw .....	78
7.5. Wnioski .....	84
8. Badania porównawcze .....	86
8.1. Wprowadzenie .....	86
8.2. Stosowane metody przeliczeniowe.....	86
8.3. Pomiary porównawcze .....	89
8.4. Wnioski .....	94
9. Identyfikacja jednorodnych odcinków konstrukcji nawierzchni.....	97
9.1. Wprowadzenie .....	97
9.2. Algorytmy identyfikacji odcinków jednorodnych .....	97
9.3. Przykład obliczeniowy .....	104
9.4. Podsumowanie.....	106
10. Program FWD-Calc .....	107
10.1. Wprowadzenie.....	107
10.2. Przygotowanie danych .....	107
10.3. Wybór danych .....	109
10.4. Graficzne przedstawienie danych .....	111
10.5. Transformacja przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni uzyskanych w teście dynamicznym FWD na przemieszczenia statyczne.....	113
10.6. Identyfikacja parametrów modelu .....	115
10.7. Podsumowanie.....	121
11. Podsumowanie .....	122
Literatura .....	125
Streszczenie .....	136
Summary .....	137
Załącznik 1 .....	138
Załącznik 2.....	141
Załącznik 3 .....	144

## 1. WSTĘP

Konstrukcję nawierzchni drogowej tworzy zespół warstw, których zadaniem jest przeniesienie na podłoże gruntowe obciążeń od kół pojazdów, przy zapewnieniu odpowiedniego poziomu wygody i bezpieczeństwa ruchu. Stan nawierzchni określany jest na podstawie parametrów odpowiadających poszczególnym cechom eksploatacyjnym, do których należą: nośność, równość podłużna, głębokość kolein (równość poprzeczna), stan powierzchni (spękania, wyłatania) i właściwości przeciwpoślizgowe (szorstkość powierzchni). Pod wpływem obciążeń transportowych oraz czynników klimatycznych konstrukcja nawierzchni ulega systematycznej degradacji, a cechy eksploatacyjne – pogorszeniu, dlatego też administracje drogowe na całym świecie poddają podległe sobie sieci dróg okresowej kontroli stanu technicznego. Obowiązujący w Polsce SOSN (System Oceny Stanu Nawierzchni) klasyfikuje, na podstawie pomiarów automatycznych i półautomatycznej oceny wizualnej, stany badanych nawierzchni od dobrego (klasa A), przez zadowalający (klasa B) i niezadowalający (klasa C), do złego (klasa D). Najistotniejszą w polskim systemie oceny cechą eksploatacyjną jest nośność nawierzchni, czyli jest zdolność do przenoszenia obciążeń od ruchu drogowego, wyznaczana na podstawie pomierzonych, metodami statycznymi lub dynamicznymi, przemieszczeń pionowych (ugięć) konstrukcji nawierzchni pod znanym obciążeniem. Brak jest jednak w polskim systemie oceny trwałości zmęczeniowej, rozumianej jako liczba obciążeń, która pozostała do utraty właściwości strukturalnych, wymaganych dla prawidłowego funkcjonowania nawierzchni. Niemożliwe jest poprawne określenie trwałości nawierzchni na podstawie pojedynczego pomierzonego przemieszczenia – potrzebna jest do tego znajomość kompletnej „czaszy przemieszczeń”. Czasze te wykorzystywane są w tzw. obliczeniach odwrotnych do identyfikacji parametrów modeli obliczeniowych nawierzchni drogowych, przy czym przy wymiarowaniu stosuje się statyczne modele nawierzchni, a czasy przemieszczeń rejestrowane są w badaniach dynamicznych. W niniejszej pracy autor zajął się problematyką identyfikacji parametrów modeli nawierzchni drogowych z wykorzystaniem przemieszczeń pionowych rejestrowanych za pomocą ugięciomierza dynamicznego FWD (Falling Weight Deflectometer). Pomiar przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni ugięciomierzem FWD jest bez wątpienia najefektywniejszym badaniem z grupy badań nieniszczących, jednak we współczesnej praktyce projektowej nie jest zwykle brany pod uwagę dynamiczny charakter obciążenia w badaniu FWD i jego wpływ na identyfikowane parametry modelu nawierzchni.

Udowodniono empirycznie [13], [32], [72] i teoretycznie [72], że w zależności od sposobu obciążania (statycznie/dynamicznie) występują znaczne różnice w uzyskanych przemieszczeniach pionowych konstrukcji, w związku z czym konieczne jest opracowanie metody pozwalającej na transformację uzyskanych w teście dynamicznym przemieszczeń celem wykorzystywania ich w statycznych modelach konstrukcji nawierzchni. Na dzień dzisiejszy uzyskane w testach dynamicznych FWD przemieszczenia pionowe konstrukcji nie pozwalają na poprawną identyfikację parametrów modeli nawierzchni drogowych w stosowanych statycznych modelach nawierzchni.

## 2. TEZA, CELE I ZAKRES PRACY

Dotychczasowa praktyka badań nawierzchni drogowych i lotniskowych z wykorzystaniem ugięciomierza dynamicznego FWD polega na rejestrowaniu wyników pomiarów ugięć w postaci czasz przemieszczeń, które w dalszej kolejności wykorzystywane są w modelach nawierzchni do identyfikacji parametrów tych modeli na bazie obliczeń odwrotnych. Obciążenia wywierane przez ugięciomierz FWD mają krótkotrwały charakter dynamiczny (udarowy) a rejestrowane przemieszczenia nawierzchni są wynikiem działań tych obciążeń. Problem polega na tym, że w praktyce projektowej stosuje się najczęściej statyczne modele nawierzchni w postaci warstwowych półprzestrzeni sprężystych. Identyfikacji podlegają więc parametry modelu statycznego (najczęściej moduły) na podstawie czaszy przemieszczeń uzyskanej pod obciążeniem dynamicznym (w postaci impulsu siłowego). Mamy wobec tego do czynienia z niewątpliwym metodycznym konfliktem. W świetle tak przedstawionej problematyki sformułowano tezę pracy, która brzmi:

**Przemieszczenia pionowe nawierzchni uzyskane za pomocą ugięciomierza dynamicznego FWD, w którym obciążenie realizowane jest w postaci impulsu siłowego, mogą być wykorzystywane do identyfikacji parametrów statycznych modeli nawierzchni drogowych i lotniskowych z wykorzystaniem obliczeń odwrotnych (back calculation) po wprowadzeniu współczynników korekcyjnych.**

Wobec tak sformułowanej tezy jako cele pracy przyjęto:

- a) Identyfikację współczynników korygujących czasie przemieszczeń uzyskanych w badaniach dynamicznych (w zależności od rodzaju nawierzchni, wartości obciążenia i temperatury badania), które pozwolą na identyfikacje parametrów statycznych modeli nawierzchni drogowych i lotniskowych przy stosowaniu impulsowych obciążeń dynamicznych.
- b) Opracowanie algorytmu identyfikacji parametrów modelu nawierzchni, będącego półprzestrzenią warstwową, z wykorzystaniem przemieszczeń pomierzonych za pomocą ugięciomierza FWD.
- c) Ocenę wpływu dynamicznego charakteru badania FWD na identyfikowane parametry modelu nawierzchni i trwałość zmęczeniową konstrukcji.
- d) Porównanie z badaniami statycznymi, tzn. skonfrontowanie czaszy statycznej – transformowanej z dynamicznej, z czaszą statyczną – bezpośrednio pomierzoną.
- e) Opracowanie algorytmu identyfikacji jednorodnych odcinków konstrukcji nawierzchni na podstawie pomierzonych czasz przemieszczeń.

Poza wstępem i niniejszym rozdziałem praca obejmuje dziewięć dalszych rozdziałów i trzy załączniki:

W rozdziale trzecim przedstawiono stosowane obecnie metody oceny nośności nawierzchni, ze szczególnym uwzględnieniem metod opartych na pomiarach przemieszczeń pionowych (ugięć) konstrukcji. Omówiono również obowiązujące modele nawierzchni drogowych oraz sposoby identyfikacji ich parametrów na podstawie pomierzonych przemieszczeń pionowych.

W rozdziale czwartym przedstawiono zasadę działania ugięciomierza dynamicznego FWD i scharakteryzowano mierzone wartości przemieszczeń oraz impulsu obciążającego pod względem sposobu, zakresu i dokładności rejestracji. Przedstawiono również historię rozwoju ugięciomierzy dynamicznych, poczynając od pierwszych testów w latach 60. ubiegłego wieku, na najnowszych modelach urządzeń kończąc.

W rozdziale piątym dokonano analizy wpływu wartości obciążenia oraz jego powtarzalności na rejestrowane przemieszczenia pionowe konstrukcji nawierzchni i zweryfikowano tym samym poprawność przyjęcia modelu uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej jako modelu nawierzchni drogowej.

W rozdziale szóstym przedstawiono metodę transformacji przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni uzyskanych w teście dynamicznym FWD na ich statyczny odpowiednik. Zdefiniowano współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń i zbadano zależność ich wartości od typu i grubości konstrukcji, wartości impulsu obciążającego i temperatury badania.

W rozdziale siódmym, przez wprowadzenie wyznaczonych w poprzednim rozdziale współczynników korekcyjnych, dokonano oceny wpływu dynamicznego charakteru badania FWD na identyfikowane parametry modelu nawierzchni i trwałość zmęczeniową konstrukcji. Zbadano również wpływ wartości obciążenia na identyfikowane parametry modelu.

W rozdziale ósmym przedstawiono wyniki badań porównawczych pomiędzy ugięciomierzem dynamicznym FWD, a (statyczną) belką Benkelmana, które skonfrontowano z obowiązującymi w kraju i za granicą empirycznymi współczynnikami przeliczeniowymi. Zweryfikowano również czasie statyczną – transformowaną z dynamicznej, z czasem statyczną – bezpośrednio pomierzoną.

W rozdziale dziewiątym przedstawiono algorytmy identyfikacji jednorodnych odcinków nawierzchni na podstawie pomierzonych przemieszczeń pionowych. Wykazano



błędy w powszechnie stosowanych metodach i opracowano własną, pozwalającą na jednoznaczną identyfikację odcinków jednorodnych na podstawie pomiarów FWD.

W rozdziale dziesiątym przedstawiono autorski program FWD-CALC, przy użyciu którego dokonano transformacji przemieszczeń uzyskanych w teście dynamicznym FWD, na przemieszczenia statyczne.

W rozdziale jedenastym podsumowano dokonania pracy, uwypuklono jej praktyczne aspekty oraz zasugerowano dalsze kierunki badań.

## **3. BADANIA NOŚNOŚCI NAWIERZCHNI – PRZEGLĄD STANU WIEDZY**

### **3.1. Wprowadzenie**

W niniejszym rozdziale omówiono stosowane obecnie metody oceny nośności nawierzchni, ze szczególnym uwzględnieniem metod wykorzystujących pomiary przemieszczeń pionowych (ugięć) konstrukcji. Przedstawiono rozwój metod pomiarów ugięć od belki Benkelmana poczynając, na ugięciomierzu RWD kończąc. W dalszej części rozdziału omówiono obowiązujące modele nawierzchni drogowych oraz sposoby identyfikacji ich parametrów na podstawie pomierzonych przemieszczeń pionowych pod znanym obciążeniem.

### **3.2. Metody oceny nośności nawierzchni**

Wielkością stosunkowo łatwą do wyznaczenia *in situ* i bezpośrednio związaną z nośnością nawierzchni [52], [105] są przemieszczenia pionowe (ugięcia) konstrukcji, rejestrowane pod znanym obciążeniem i to właśnie na nich oparte są stosowane obecnie najczęściej nieniszczące metody badawcze. Inne, szerzej przedstawione w [3], [4], [44], [73], [54] polegają na ocenie parametrów modelu nawierzchni na podstawie analizy rozchodzenia się fal powierzchniowych w konstrukcji.

Metody pomiarów przemieszczeń pionowych nawierzchni, w zależności od sposobu obciążenia, podzielić można na [29],[41] [52]:

- a) Pomiary od obciążeń statycznych – w których ugięcie rejestrowane jest pod kołem bliźniaczym tylnej osi pojazdu ciężarowego (belka Benkelmana) lub płytą naciskową (płyta VSS).
- b) Pomiary od obciążeń harmoniczných – w których ugięcie rejestrowane jest pod zmieniającym się sinusoidalnie niewielkim obciążeniem, wywieranym przez zamontowany na przyczepie generator siły (Dynalect).
- c) Pomiary od obciążeń quasi-dynamiczných – w których ugięcie rejestrowane jest pod kołem wolno poruszającego się pojazdu (belka zautomatyzowana Lacroix i krzywiznomierze).
- d) Pomiary od obciążeń dynamiczných (udarowych) – w których ugięcie rejestrowane jest pod spadającą z ustalonej wysokości masą (ugięciomierz

dynamiczny FWD i jego cięższa wersja – HWD, przenośny ugięciomierz PLWD oraz tester Clegga).

- e) Pomiary przy rzeczywistym obciążeniu kołem jadącego pojazdu – w których ugięcie rejestrowane jest za pomocą laserowych czujników, mierzących odległość do nawierzchni przed i w trakcie obciążenia kołem ( ugięciomierz RWD).

W Polsce i wielu innych krajach na świecie, w dalszym ciągu, powszechnie stosowaną metodą jest statyczna metoda pomiaru belką Benkelmana (BB), opracowana na początku lat 50. na potrzeby programu badawczego WASHO [96]. Jest to metoda wymagająca udziału co najmniej dwóch osób i dodatkowego sprzętu (samochód ciężarowy). Bardzo kłopotliwa jest ponadto konieczność zważenia pojazdu przed badaniem i wcześniejsze sprawdzenie ciśnienia w oponach. Co więcej, BB zupełnie nie nadaje się do przeprowadzania pomiarów na nawierzchniach sztywnych [33] oraz nawierzchniach podatnych w wyższych temperaturach [12], [36]. Bardzo utrudniony tą metodą jest również pomiar całej „czaszy przemieszczeń” (w kilku punktach, w różnej odległości od osi obciążenia jednocześnie), jednak za największe wady metody uznaje się nierealistyczne, statyczne obciążenie, nie przystające do rzeczywistego obciążenia nawierzchni kołem jadącego pojazdu [55] oraz czas badania i niskie bezpieczeństwo w trakcie wykonywania pomiarów pod ruchem samochodowym. Pomiary z wykorzystaniem BB przedstawiono na rys. 3.1.



Rys. 3.1. Pomiary ugięć belką Benkelmana na ul. Bardzkiej we Wrocławiu

Ograniczenia metody statycznej wymusiły pewne udoskonalenia, co już w latach 60. zaowocowało skonstruowaniem we Francji belki zautomatyzowanej Lacroix, zintegrowanej z

pojazdem ciężarowym, umożliwiającej rejestrację ugięć pod kołem jadącego pojazdu [31]. Nie wyeliminowano jednak problemu względnej rejestracji przemieszczeń na skutek lokalizacji punktu podparcia belki wewnątrz czaszy przemieszczeń [105]. Dzisiejsze ugięciomierze Lacroix pozwalają na rejestrację kompletnej czaszy przemieszczeń, nawet w 90 punktach, przy prędkości przejazdu około 5 km/h [120]. Badania nad związkami między prędkością jadącego pojazdu (długością impulsu obciążającego), a ugięciem rejestrowanym pod kołem [13], [29], [99], [104], wykazały jednak, że jest to zdecydowanie za wolno, by obciążenie wywierane w trakcie badania Lacroix uznać za zbliżone do rzeczywistych obciążeń nawierzchni kołem jadącego pojazdu. Pomiar ugięć belką zautomatyzowaną Lacroix przedstawiono na rys. 3.2.



Rys. 3.2. Widok ugięciomierza Lacroix. Zdjęcie zapożyczony z [120]

Zupełnie inną metodę pomiaru ugięć opracowano w Stanach Zjednoczonych, w Teksasie, pod koniec lat sześćdziesiątych. Urządzenie Dynaflect umożliwia rejestrację kompletnej czaszy przemieszczeń pod generowanym przez koło zamachowe obciążeniem harmonicznym o częstotliwości 8 Hz, przekazywanym na stalowe koła obciążające nawierzchnię. Widok urządzenia Dynaflect przedstawiono na rys. 3.3.

Przed upowszechnieniem się ugięciomierza dynamicznego FWD, Dynaflect był zdecydowanie najpopularniejszym urządzeniem stosowanym do oceny stanu konstrukcji nawierzchni na świecie [43]; w Polsce jednak nigdy się nie przyjął. Jego zdecydowaną wadą są nierealistycznie małe obciążenia, rzędu 0,25 kN, znacznie odbiegające od rzeczywistych obciążeń nawierzchni [41]. Pomiary ugięć od obciążeń harmonicznymi szerzej omówiono w [7], [60], [109], [117].



Rys. 3.3. Widok ugięciomierza Dynaflect. Zdjęcie zapożyczzone z [117]

Dziś za najdoskonalszą uznaje się dynamiczną (udarową) metodę pomiaru przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni za pomocą ugięciomierza dynamicznego FWD (Falling Weight Deflectometer), w której obciążenie wywierane jest poprzez spadającą swobodnie z ustalonej wysokości masę. Pomiar taki jest zdecydowanie szybszy od metody statycznej, pozwala na rejestrację kompletnej czaszy przemieszczeń na dowolnej nawierzchni i nie wymaga angażowania dodatkowych osób ani sprzętu. Szczegółową zasadę działania ugięciomierza dynamicznego FWD oraz charakterystykę mierzonych wielkości przedstawiono w dalszej części pracy. Kluczowe dla poprawnej oceny stanu konstrukcji nawierzchni jest przyjęcie metody badawczej pozwalającej na realizowanie obciążeń możliwie zbliżonych do rzeczywistych [41], [45], [97], a jak wykazały badania, impuls obciążający generowany przez ugięciomierz FWD jest bardzo zbliżony do rzeczywistego czasu i wartości obciążenia nawierzchni kołem jadącego pojazdu [3], [5], [12], [21], [25], [35], [66]. Widok ugięciomierza FWD przedstawiono na rys. 3.4. Na podobnej do ugięciomierza FWD zasadzie działa przenośny ugięciomierz PLWD oraz tester Clegga. Z powodzeniem stosowane być mogą do oceny stanu podłoża i podbudów z kruszywa, jednak ze względu na realizowane niewielkie obciążenia nie powinny być wykorzystywane do badań nawierzchni [102].



Rys. 3.4. Widok urządzenia FWD 8002 firmy Dynatest

Najnowszą, wciąż jeszcze testowaną i udoskonalaną metodą, jest pomiar przemieszczeń pionowych za pomocą ugięciomierza RWD (Rolling Wheel Deflectometer), w którym ugięcie rejestrowane jest pod kołem jadącego pojazdu za pomocą przymocowanych do aluminiowej belki czujników laserowych, mierzących odległość do nawierzchni przed i w trakcie obciążenia kołem bliźniaczym. Widok ugięciomierza RWD przedstawiono na rys. 3.5.



Rys. 3.5. Widok ugięciomierza RWD. Zdjęcie zapożyczzone z [18]

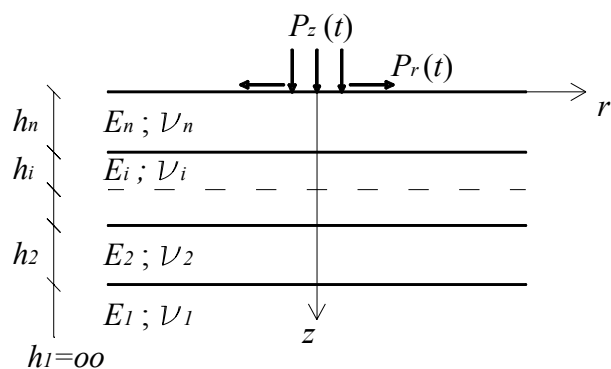
Całość urządzenia zamontowana jest na naczepie, a pomiar odbywa się przy prędkości zbliżonej do rzeczywistej prędkości ruchu pojazdów na drodze. Czyny to badanie RWD niezwykle efektywnym i pozwala na przebadanie odcinka nawierzchni o długości do 600 km w ciągu jednego dnia, nie powodując przy tym utrudnień w ruchu. Badanie to realizuje

również w największym stopniu warunki obciążenia, odpowiadające rzeczywistym obciążeniom nawierzchni, jednak pewne niedoskonałości sposobu rejestracji przemieszczeń powodują, że metoda ta używana jest obecnie wyłącznie do wstępnej oceny stanu nawierzchni oraz do identyfikacji odcinków jednorodnych. Badania wykazały wpływ tekstury nawierzchni oraz wilgotności i temperatury powietrza na wyniki pomiarów przemieszczeń przy użyciu czujników laserowych (zupełnie niemożliwe jest przeprowadzanie pomiarów w deszczu). W porównaniu z ugięciomierzem FWD, pomiary RWD charakteryzują się również większym rozrzutem wyników i gorszą odtwarzalnością [18]. Ponadto, ze względu na zasięg czaszy przemieszczeń, metoda ta nie nadaje się do przeprowadzania pomiarów na nawierzchniach sztywnych z betonu cementowego.

### **3.3. Modele nawierzchni drogowych**

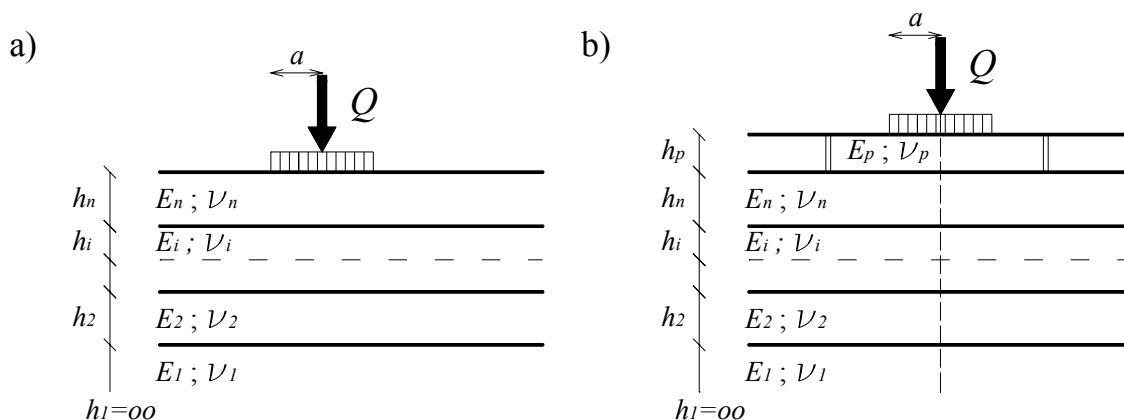
Wyznaczone w nieniszczących metodach badawczych przemieszczenia pionowe (ugięcia) konstrukcji są podstawą identyfikacji parametrów modeli nawierzchni drogowych. Obowiązującymi modelami konstrukcji nawierzchni są [22], [27], [28]:

- a) Model sprężystej półprzestrzeni warstwowej – stosowany w przypadku nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych (półsztywnych).
- b) Model płyty o skończonych wymiarach w planie, leżącej na sprężystej półprzestrzeni warstwowej – opisujący nawierzchnie o warstwie ścieralnej z betonu cementowego i uwarstwionej podbudowie; pozwalający na analizę wpływu lokalizacji obciążenia względem krawędzi płyty [92].
- c) Opracowany w ostatnich latach quasi-dynamiczny model nawierzchni [27], [28] uwzględniający generowanie fal w konstrukcji od obciążeń powierzchniowych, w którym ugięcia i moduły sprężystości powiązane z prędkością rozchodzenia się fal w warstwach (rys. 3.6). Na dzień dzisiejszy jednak, wielkości takie jak impedancja falowa warstwy, prędkość rozchodzenia się fali podłużnej w poszczególnych warstwach czy też stosunek prędkości fali poprzecznej do podłużnej, na których opiera się opracowana metoda, są, w odróżnieniu od przemieszczeń pionowych, kłopotliwe do zidentyfikowania w warunkach terenowych, co czyni opracowaną metodę trudną do wykorzystania w praktyce.



Rys. 3.6. Quasi-dynamiczny model nawierzchni

Model sprężystej półprzestrzeni warstwowej oraz model płyty o skończonych wymiarach w planie przedstawiono na rys.3.7. Każda z warstw półprzestrzeni charakteryzowana jest przez trzy parametry: grubość ( $h$ ), współczynnik Poissona ( $\nu$ ), mówiący o sposobie odkształcania się danej warstwy oraz moduł Younga ( $E$ ), opisujący jej sprężystość. Tymi samymi parametrami opisywana jest betonowa płyta, leżąca na półprzestrzeni warstwowej, oraz podłoże, na którym ułożona jest całość konstrukcji [90].



Rys. 3.7. Modele nawierzchni: a) model sprężystej półprzestrzeni warstwowej, b) model płyty opartej na sprężystej półprzestrzeni warstwowej

Grubość poszczególnych warstw przyjąć można jako znaną – jest ona łatwa do wyznaczenia w sposób jednoznaczny metodami bezpośrednimi (odwierty) lub wykorzystującymi zjawisko propagacji fal elektromagnetycznych [74], [87]. Udowodniono również, że wpływ zmienności współczynników Poissona na przemieszczenia układu warstwowego pod obciążeniem jest pomijalny, mogą być one zatem w pewnym zakresie (0,2-0,45) przyjmowane *a priori* [91]. **W tej sytuacji jedynymi parametrami modelu wymagającymi identyfikacji są moduły sprężystości poszczególnych warstw nawierzchni oraz podłoża.**



### 3.4. Identyfikacja parametrów modeli nawierzchni drogowych

Początkowo ogólną ocenę stanu konstrukcji wykonywano na podstawie pojedynczego pomiaru ugięcia, bezpośrednio w osi obciążenia. Ponieważ jednak 60-80 % ugięcia całej konstrukcji stanowi ugięcie samego podłoża [23], [83], pomiary takie nie dostarczały zbyt wielu informacji o stanie pozostałych warstw nawierzchni i trwałości zmęczeniowej całej konstrukcji. W 1974 r. Ullidtz [12] zaproponował przeprowadzanie pomiarów FWD dodatkowo w odległości 2 i 5 promieni płyty naciskowej od osi obciążenia. W kolejnych wersjach urządzenia ilość czujników (geofonów) stopniowo zwiększano, z uwagi na coraz bardziej rozbudowaną procedurę identyfikacji modułów warstw [12].

W latach 80. spopularyzowano metody identyfikacji modułów oparte na promieniu krzywizny czaszy przemieszczeń oraz maksymalnym ugięciu rejestrowanym w osi obciążenia [29], [30], [71]. Promień krzywizny powiązano ze sztywnością warstw MMA, od której w większym stopniu zależy kształt czaszy, a w mniejszym – maksymalne ugięcie. Większy promień krzywizny świadczył o większej nośności nawierzchni. Analogicznie, sztywność (nośność) podłoża, która praktycznie nie wpływa na kształt czaszy przemieszczeń, powiązano z maksymalnym rejestrowanym ugięciem [14], [30]. Do najczęściej stosowanych wskaźników, opartych na pomiarze krzywizny czaszy przemieszczeń, należały:

– promień  $R$ , wyznaczany na podstawie przemieszczeń pionowych zarejestrowanych w osi ( $q_1$ ) oraz w odległości  $L$  od osi obciążenia ( $q_L$ ) [59]

$$R = \frac{L^2}{2 \cdot \frac{q_1}{q_L} \cdot (q_1 - q_L)} \quad (3.1)$$

– rozrzut  $SP\%$ , wyrażony jako stosunek przemieszczenia średniego do maksymalnego [53]

$$SP\% = \frac{\sum_{i=1}^n q_i}{n \cdot q_1} \quad (3.2)$$

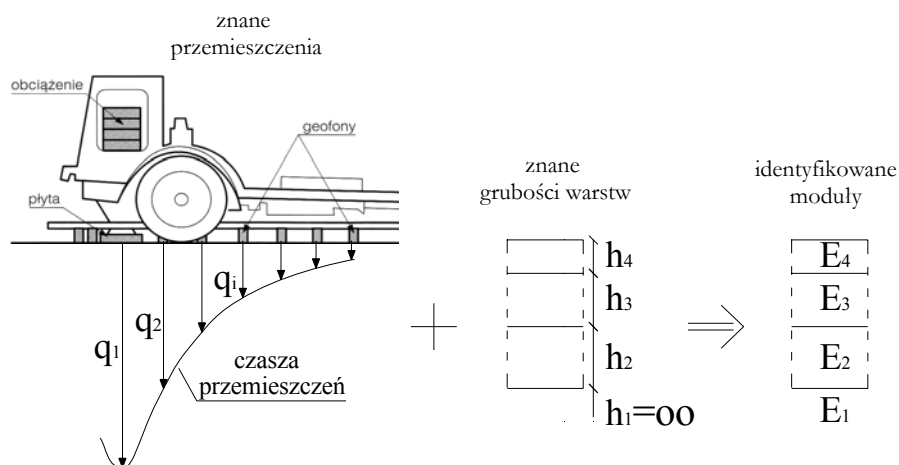
– indeksy krzywizny nawierzchni ( $SCI$ ) i podbudowy ( $BCI$ ), proporcjonalne do występujących w warstwach odkształceń [53]

$$SCI = q_1 - q_2 \quad (3.3)$$

$$BCI = q_4 - q_5 \quad (3.4)$$

gdzie:  $q_i$  – przemieszczenia pionowe pod  $i$ -tym geofonem.

Obecnie w badaniu FWD stosuje się nawet do kilkunastu geofonów, rozmieszczonych na długości około 2 m, a moduły warstw identyfikowane są na podstawie tzw. „obliczeń odwrotnych” (back calculation). Jest to powszechnie stosowany algorytm, polegający na porównaniu pomierzonych przemieszczeń z przemieszczeniami obliczonymi w założonym modelu nawierzchni. Operacja powtarzana jest iteracyjnie do momentu, gdy, dobierając moduły warstw w modelu, różnica między przemieszczeniami obliczonymi, a pomierzonymi będzie najmniejsza (minimalizacja funkcji celu) [91], [118]. Schemat identyfikacji przedstawiono na rys. 3.8.



Rys. 3.8. Schemat identyfikacji modułów sprężystości warstw konstrukcji nawierzchni w obliczeniach odwrotnych. Fragment rysunku zapożyczony z [92]

### 3.5. Podsumowanie obecnego stanu wiedzy

Wyniki pomiarów przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni wykorzystywane są dwójako: do porównywania z maksymalnymi dopuszczalnymi ugięciami w osi obciążenia oraz do identyfikacji parametrów modeli nawierzchni drogowych, na podstawie całej rejestrowanej czaszy przemieszczeń. Bez znajomości ww. parametrów niemożliwe jest we współczesnej technice drogowej poprawne ustalenie stanu technicznego konstrukcji, oszacowanie jej trwałości zmęczeniowej (wyrażonej jako liczba przejazdów osi obciążeniowych), czy też zaproponowanie właściwej metody wzmocnienia. Najefektywniejszą i zyskującą coraz większą popularność metodą pomiaru przemieszczeń pionowych jest pomiar ugięciomierzem dynamicznym FWD. Problemem w ocenie stanu nawierzchni przy użyciu ugięciomierza FWD jest niespójność, polegająca na tym że przemieszczenia uzyskane pod obciążeniem **dynamicznym**, wykorzystywane są do identyfikacji parametrów w **statycznych** modelach nawierzchni. W niniejszej pracy autor zajął się wyznaczeniem współczynników korekcyjnych pozwalających na transformację

uzyskanych w badaniu FWD przemieszczeń na ich statyczny odpowiednik oraz oceną wpływu dynamicznego charakteru badania FWD na identyfikowane moduły sprężystości warstw konstrukcji nawierzchni w modelach statycznych.

Teoretyczne podstawy opracowanej metody stworzone zostały przez Langerę i Rutę [48] na początku lat 90. w Instytucie Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. Możliwości ówczesnej aparatury pomiarowej nie pozwalały jednak na zweryfikowanie opracowanej teorii w praktyce. Dopiero w 2003 roku przedstawiono wyniki porównawczych badań podłoża gruntowego przy użyciu lekkiej płyty dynamicznej i płyty statycznej VSS [73] (rejestrowano wyłącznie przemieszczenia bezpośrednio pod płytą naciskową, w osi obciążenia). Wykazano błąd uproszczonej metody identyfikacji modułów podłoża, bazującej jedynie na maksymalnych przemieszczeniach zarejestrowanych w teście udarowym; porównano moduły zidentyfikowane na podstawie testu statycznego i udarowego z uwzględnieniem znajomości przebiegu impulsu obciążającego i odpowiedzi układu w czasie, uzyskując dobrą zgodność wyników. Udowodniono również wpływ długości impulsu obciążającego na identyfikowane moduły. W dalszym ciągu nie dysponowano jednak sprzętem pomiarowym pozwalającym na przeprowadzenie badań na uwarstwionych nawierzchniach, realizującym obciążenia zbliżone do rzeczywistych obciążeń koła samochodu ciężarowego i rejestrującym, poza ugięciem bezpośrednio pod płytą, kompletną czasę przemieszczeń. Pole do badań nad wpływem obciążeń dynamicznych na identyfikację parametrów modelu nawierzchni drogowej otworzyło, dopiero w 2007 roku, sprowadzenie ugięciomierza dynamicznego FWD do Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej.

Na arenie międzynarodowej problem oceny wpływu dynamicznego charakteru obciążenia w badaniu FWD na identyfikowane parametry modelu nawierzchni pozostaje wciąż aktualny. Prowadzone są obecnie w Korei Południowej [82] i Francji [6], [65] prace badawcze z wykorzystaniem MES, brak jednak w literaturze przedstawionego w niniejszej pracy rozwiązania.

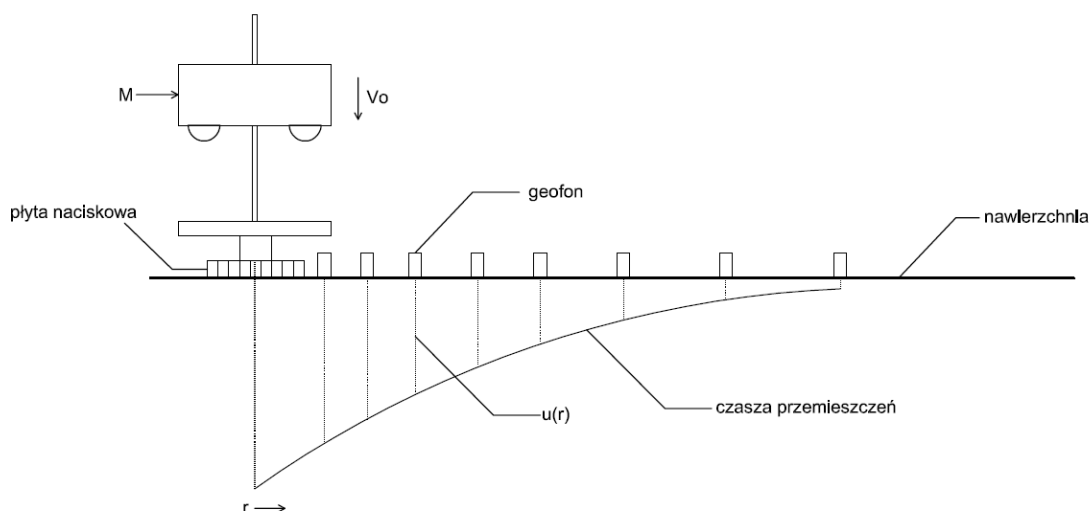
## 4. UGIĘCIOMIERZ DYNAMICZNY FWD

### 4.1. Wprowadzenie

Ugięciomierz FWD (Falling Weight Deflectometer) jest urządzeniem służącym do pomiarów przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni pod obciążeniem wywołanym swobodnie spadającą masą. Jest to bez wątpienia jedno z najpopularniejszych w ostatnim czasie badanie z grupy badań nieniszczących, które, dzięki swojej efektywności i możliwości rejestracji przemieszczeń nawet w kilkunastu punktach jednocześnie, stopniowo wypiera statyczne metody pomiarów. W niniejszym rozdziale przedstawiono zasadę działania ugięciomierza FWD-8002 firmy Dynatest, będącego na wyposażeniu Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, z wykorzystaniem którego zrealizowano niniejszą pracę. Scharakteryzowano również mierzone wartości przemieszczeń i siły pod względem sposobu, zakresu i dokładności rejestracji. W dalszej części rozdziału przedstawiono historię rozwoju ugięciomierzy dynamicznych, poczynając od pierwszych testów w latach 60. ubiegłego wieku, na najnowszych modelach urządzeń kończąc.

### 4.2. Zasada działania

FWD działa na zasadzie podobnej jak lekka płyta dynamiczna, umożliwia jednak realizowanie znacznie większych obciążeń – adekwatnych do rzeczywistych wartości obciążeń nawierzchni. Ciężar, swobodnie spadający z ustalonej wysokości, uderza w układ tłumiący, który ulega deformacji i płynnie przekazuje impuls obciążający na płytę naciskową. Płyta z kolei wywołuje pionowe przemieszczenia (ugięcia) konstrukcji nawierzchni, które rejestruje specjalny czujnik, zwany geofonem. Schemat działania FWD przedstawiono na rys. 4.1. Ciężar i wysokość zrzutu mogą być każdorazowo zmieniane w celu uzyskania założonego impulsu obciążającego [22]. W zależności od typu nawierzchni stosowane są różne wartości obciążeń. Dobierając masę, wysokość zrzutu oraz charakterystykę układu tłumiącego można uzyskiwać impuls o różnej długości i wartości od 7 do nawet 300 kN [125], w wersjach urządzenia przeznaczonych do badania nawierzchni lotniskowych. Powszechnie stosowanym obciążeniem przy pomiarach ugięć konstrukcji nawierzchni drogowych jest 50-57,5 kN, co odpowiada naciskowi osi 100-115 kN. Wartości ugięć konstrukcji nawierzchni mierzone są przez czujniki (geofony) rozmieszczone w osi obciążenia (bezpośrednio pod płytą naciskową – jak w lekkiej płycie dynamicznej) oraz w dodatkowych punktach, w ustalonej odległości od płyty.



Rys. 4.1. Schemat działania ugięciomierza FWD

Autor w trakcie pomiarów korzystał z 9 geofonów, rozmieszczonych na odcinku 1,8 m. Widok geofonów i płyty naciskowej urządzenia FWD 8002 przedstawiono na rys. 4.2.



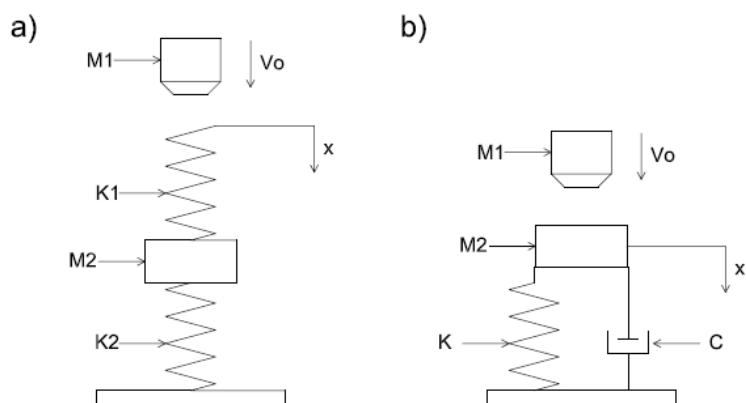
Rys. 4.2. Widok geofonów i płyty naciskowej

### 4.3. Mierzone wielkości

#### 4.3.1. Impuls obciążający

Kształt i długość impulsu obciążającego zależy w bardzo dużej mierze od układu przekazującego na płytę naciskową obciążenie wywołane swobodnie spadającą masą. W pierwszych modelach FWD, dzięki zastosowaniu dwóch sprężyn z masą pomiędzy nimi (rys. 4.3a), uzyskiwano impuls rzędu 40-50ms. Równoległe zastosowanie tłumika i sprężyny (rys. 4.3b) pozwoliło skrócić generowane impulsy do 28 ms [12]. W najnowszych urządzeniach uzyskiwane są pół-sinusoidalne impulsy o długości 20-60 ms [4], [15]. Badania wykazały, że obciążenie takie jest bardzo zbliżone do rzeczywistego obciążenia nawierzchni

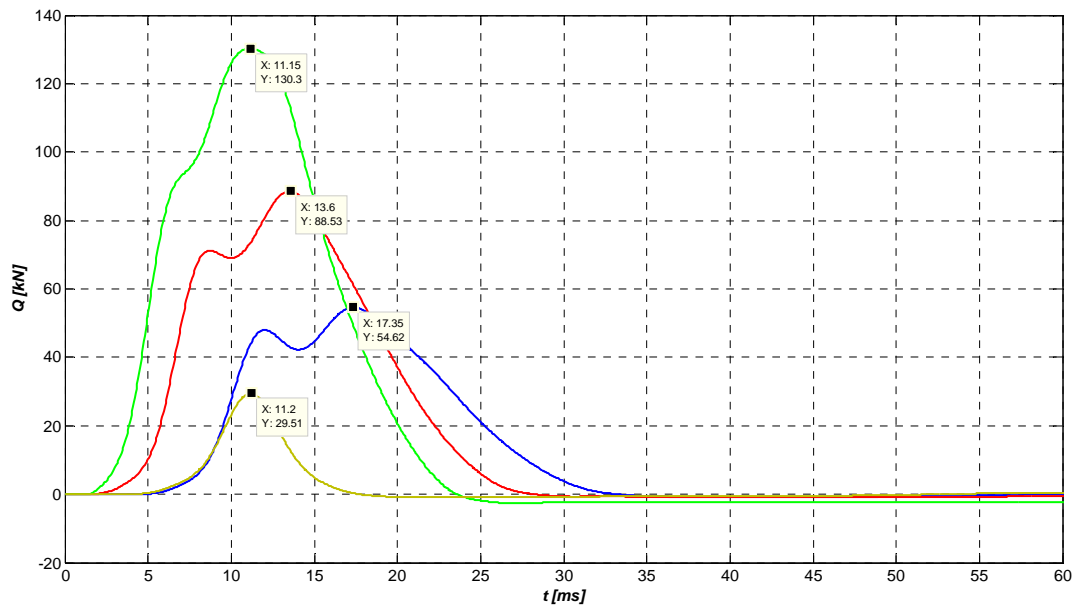
kołem jadącego pojazdu (lub startującego/lądującego samolotu) [3], [5], [12], [21], [25], [35], [66].



Rys. 4.3. Model układu przekazującego obciążenie na płytę naciskową a) z dwoma sprężynami i masą pomiędzy nimi b) z równoległym tłumikiem i sprężyną

W wersji urządzenia FWD-8002 obciążenie realizowane jest przez masę swobodnie spadającą z wysokości od 50 do 390 mm, co w zależności od wysokości zrzutu i użytego obciążenia (od 50 do 350 kg), pozwala na uzyskanie dowolnego impulsu obciążającego w zakresie od 7 do 150 kN. Impuls ten mierzony jest przez tensometryczny przetwornik siły o wysokości 45 mm, zintegrowany z płytą naciskową o średnicy 30 cm i umieszczony w jej środku. Czujnik ten, o zakresie pracy do 250 kN zasilany jest napięciem do 20 V i w temperaturze użytkowania od  $-30$  do  $80^{\circ}\text{C}$  oferuje czułość 16 mikrovoltów na 1 volt napięcia zasilającego na 1 kN obciążenia ( $16 \mu\text{V}/\text{V}/\text{kN}$ ), co przekłada się na czułość pomiaru siły od 0,03 do 0,2 kN, w zależności od wartości impulsu obciążającego, przy czym deklarowany błąd pomiaru nie przekracza 2 % [19]. Zauważyć należy, że wywierany impuls charakteryzuje się bardzo dużą powtarzalnością dla założonego poziomu obciążeń i wysokości zrzutu. W trakcie przeprowadzonych na dwóch egzemplarzach urządzenia FWD-8002 badań uzyskano powtarzalność impulsu obciążającego na poziomie 0,55 % [89]. Kształt impulsu obciążającego jest bliski pół-sinusoidzie, przy czym długość impulsu jest wyraźnie zależna od wartości obciążenia i, w mniejszym stopniu, od sztywności nawierzchni. W stosowanym przez autora zakresie obciążeń od 30 do 130 kN uzyskiwano impulsy o długości od 15 do 30 ms. Przykładowe przebiegi impulsów obciążających w funkcji czasu przedstawiono na rys. 4.4. Jak można zauważyć, impuls generowany w modelu FWD-8002 charakteryzuje się pewną asymetrią oraz znamionym dla zastosowanego układu przekazującego obciążenie na płytę „uskokiem” widocznym w początkowej części wykresu. Prowadzone były badania porównawcze z podobnym urządzeniem – JILS, firmy Foundation

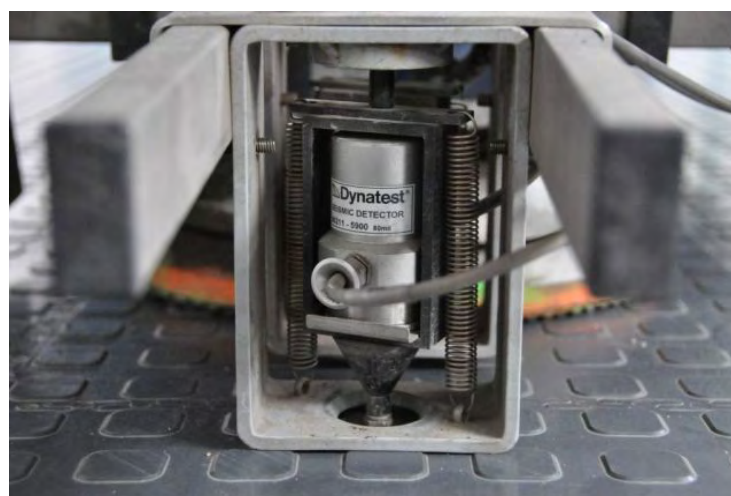
Mechanics, które realizuje obciążenie pół-sinusoidalne z większą dokładnością, w sposób symetryczny i równomierny, nie stwierdzono jednak, wynikających z innego kształtu impulsu, znaczących różnic w rejestrowanych przemieszczeniach pionowych konstrukcji [34].



Rys. 4.4. Przykładowe impulsy obciążające o różnej wartości

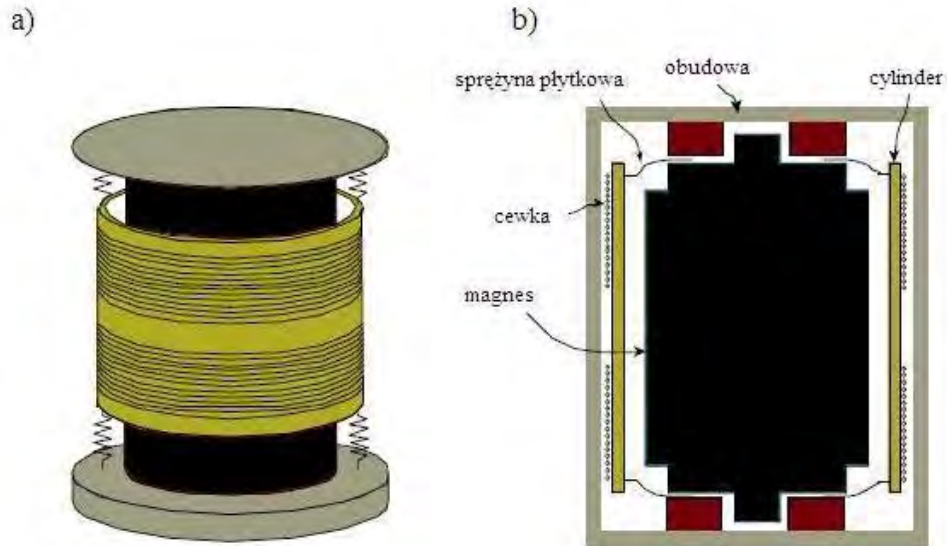
#### 4.3.2. Przeszczenia pionowe konstrukcji

W modelu FWD-8002 przeszczenia pionowe (ugięcia) konstrukcji wywołane impulsem obciążającym mierzone być mogą za pomocą 11 geofonów, rozmieszczonych na belce o długości 2,45m [19]. W trakcie prowadzonych przez autora pomiarów stosowanych było 9 geofonów, rozmieszczonych w odległości 0, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 150 i 180 cm od osi obciążenia. Widok zamocowanego na belce geofonu przedstawiono na rys. 4.5.



Rys. 4.5. Geofon zamocowany do belki

Geofon jest czujnikiem zbliżonym swoją budową do sejsmometru, przystosowanym jednak do pracy w wyższych częstotliwościach drgań. Składa się on zasadniczo z masy sejsmicznej (cewki) przemieszczającej się względem obudowy w polu magnetycznym pod wpływem drgań [62], [85]. Schemat typowego geofonu przedstawiono na rys. 4.6.



Rys. 4.6. Schemat budowy geofonu: a) w widoku, b) w przekroju. Fragment grafiki zapożyczony z [9]

Ruch przewodnika z prądem w polu magnetycznym powoduje, zgodnie z prawem Faradaya, pojawienie się siły elektromotorycznej (wyjściowego napięcia  $U$ ) równej szybkości zmian strumienia indukcji pola magnetycznego i proporcjonalnej do prędkości przemieszczenia masy sejsmicznej [8], [62]

$$U = -\dot{\varphi} = G \cdot \dot{y} \quad (4.1)$$

gdzie:

$U$  – wyjściowe napięcie [V],

$\varphi$  – strumień indukcji elektromagnetycznej,

$G$  – stała czujnika (czułość) [V/(m/s)],

$y$  – względne przemieszczenie masy sejsmicznej (cewki) [m],

$\dot{(\ )} = \frac{d}{dt}$  – pochodna po czasie.

Wyjściowy sygnał napięcia (proporcjonalny do prędkości) jest następnie przetwarzany przez oprogramowanie ugięciomierza na względne przemieszczenie  $y$  masy sejsmicznej (cewki) – poprzez całkowanie

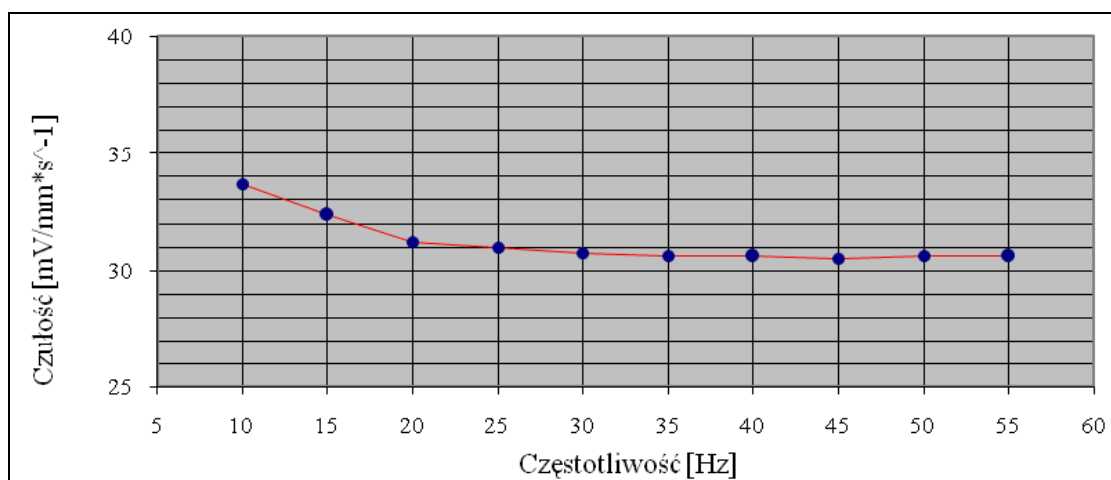
$$y = \int \dot{y} dt \quad (4.2)$$

gdzie:  $y, \dot{(\ )}$  – jak w (4.1).



Względne przemieszczenie masy sejsmicznej odpowiada z kolei pionowemu przemieszczeniu (ugięciu) konstrukcji nawierzchni.

Stosowane przez Dynatest przetworniki charakteryzują się wysoką precyzją przy małej wadze i dużej odporności na uszkodzenia mechaniczne. Duże znaczenie ma również niska częstotliwość drgań własnych czujnika (4,7 Hz), która wyklucza powstawanie zakłóceń związanych z rezonansem przy spotykanych zwykle w trakcie badań częstotliwościach. Przemieszczenia mierzone są w zakresie od 0 do 2000 mikronów (2 mm), z dokładnością 0,1 mikrona i błędem nie przekraczającym 2 % [19]. Przeprowadzone badania porównawcze na dwóch egzemplarzach urządzenia [89] wykazały bardzo dobrą powtarzalność rejestrowanych przemieszczeń, przy czym nieco większe względne rozrzuty wyników obserwowano na centralnym geofonie, bezpośrednio w osi obciążenia. W trakcie realizacji niniejszej pracy geofony poddane były sprawdzeniu i wzorcowaniu w akredytowanym Laboratorium Akustyki Technicznej w Głównym Instytucie Górnictwa w Katowicach. Wszystkie odznaczały się taką samą, stałą („płaską”) charakterystyką (czułością) częstotliwościową w całym zakresie pracy powyżej 20 Hz. Przykładową charakterystykę częstotliwościową, dla geofonu o nr 86211/5900, przy zadanej prędkości drgań 40 mm/s przedstawiono na rys. 4.7.

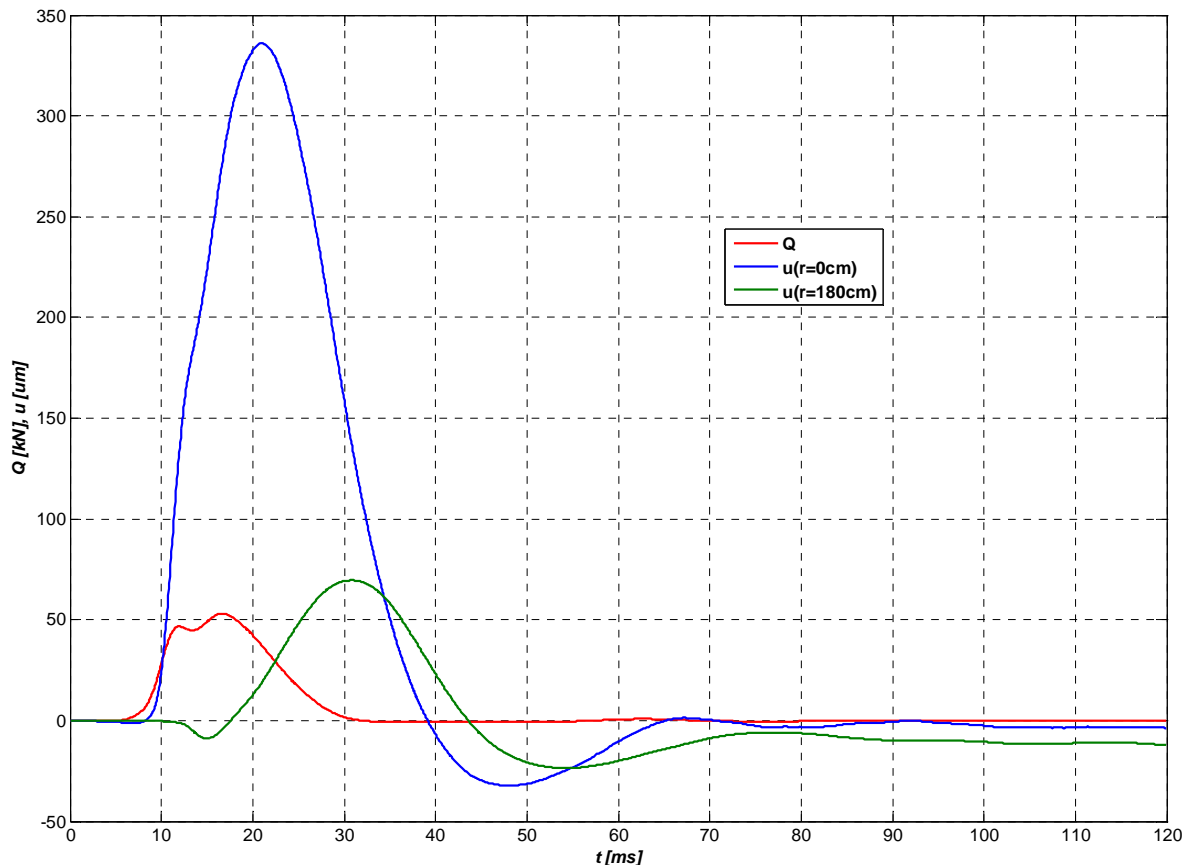


Rys. 4.7. Charakterystyka częstotliwościowa geofonu 86211/5900 przy prędkości drgań 40mm/s [127]

Dane pomiarowe (zarówno impuls obciążający, jak i przemieszczenie konstrukcji pod każdym z geofonów) zapisywane są w oknie czasowym 60 ms (opcjonalnie wydłużanym do 120 ms) do pliku programu Microsoft Access z częstotliwością 0,05 ms, co daje niemal ciągły obraz zmienności mierzonych parametrów w czasie. Szczegółową konstrukcję bazy danych pomiarowych przedstawiono w dalszej części pracy, warto jednak zauważyć że przy oknie rejestracji 120 ms pojedynczy pomiar generuje potężną macierz zawierającą 24 tys.

elementów (120/0,05x10). Na rys. 4.8 przedstawiono przykładowe przemieszczenia konstrukcji pod pierwszym i ostatnim geofonem oraz odpowiadający im impuls obciążający.

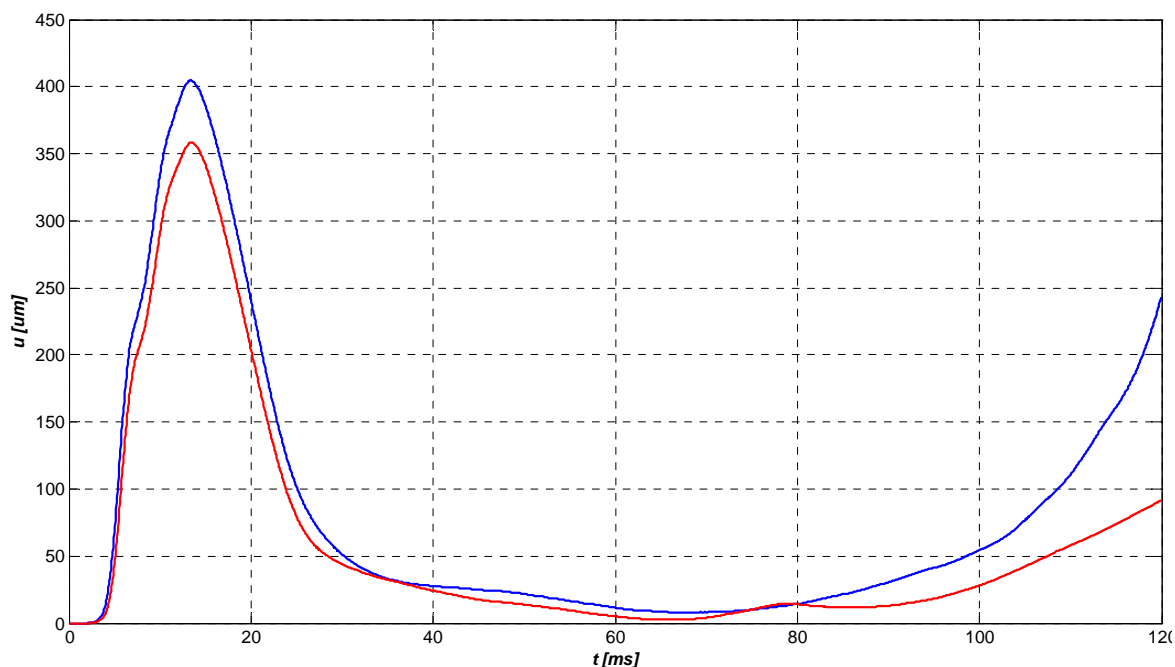
Ponieważ przedstawiona w dalszej części pracy metoda przeliczania przemieszczeń uzyskanych w teście udarowym na ich statyczny odpowiednik bazuje na rejestrowanych przebiegach mierzonych parametrów w czasie, zaznaczyć trzeba, że przedstawione na rys. 4.8 odpowiedzi konstrukcji mają wyjątkowy, wręcz modelowy przebieg w całym rejestrowanym oknie czasowym.



Rys. 4.8. Przykładowe zarejestrowane przebiegi przemieszczeń pionowych konstrukcji w funkcji czasu, w dwóch różnych odległościach od osi obciążenia

Bardzo często natomiast, zwłaszcza na nawierzchniach o mniejszej sztywności, zachodzi efekt podwójnego uderzenia (tzw. „double hit”), kiedy to swobodnie spadająca masa odbija się od układu przekazującego obciążenie na płytę naciskową i spada ponownie jeszcze przed zamknięciem okna rejestracji. Powoduje to zaburzenia na wykresie rejestrowanych przemieszczeń, mające znaczny wpływ na wykonywane następnie obliczenia. Badania autora wykazały, że efekt podwójnego uderzenia w żadnym wypadku nie występuje na przestrzeni 60 ms, dlatego też jest to zalecana długość czasowego okna rejestracji [126]. Przy stosowaniu dłuższych czasów rejestracji bezwzględnie sprawdzić należy, przed przystąpieniem do

dalszych obliczeń, poprawność kształtu wykresu  $u(t)$ . Zaznaczyć również należy, że zwiększenie okna rejestracji powyżej 60 ms w niewielkim tylko stopniu zwiększa dokładność wykonywanych obliczeń. Przykładowe wykresy przemieszczeń z zaburzeniami, spowodowanymi efektem podwójnego uderzenia przedstawiono na rys. 4.9



Rys. 4.9. Zaburzenia przemieszczeń spowodowane „podwójnym uderzeniem”

#### 4.4. Historia ugięciomierzy dynamicznych FWD

Sprowadzony w 2007 r. do Instytutu Inżynierii Lądowej ugięciomierz FWD 8002 produkcji Dynatest jest bez wątpienia jednym z najnowocześniejszych urządzeń tego typu na świecie, jednak urządzenia działające na podobnej zasadzie konstruowano już 50 lat temu. Pierwsze badania nad dynamiczną metodą pomiaru ugięć prowadzone były we Francji, Czechosłowacji i ZSSR od początku lat 60. [94], jednak dalszych testów zaprzestano, a prace nad metodą wznowiono dopiero w 1964 r. w Dani, gdzie opracowano prototyp urządzenia. Pierwsze FWD, transportowane na pojeździe ciężarowym, było całkowicie manualne, a 150 kg masa wywołująca obciążenie musiała być każdorazowo ręcznie podciągana na wysokość 40 cm [12]. Pierwszy, montowany na przyczepie, przemysłowy ugięciomierz dynamiczny, opracowany pod koniec lat 60. we współpracy z Technical High School of Denmark na podstawie wcześniejszych doświadczeń francuskich, skonstruowała duńska firma Phonix [95] (rys. 4.10).



Rys. 4.10. Widok FWDz 1968r. Zdjęcie zapożyczone z [111]

Równoległe badania prowadzone były w Szwecji, co w 1976 r. zaowocowało powstaniem prototypu, a w 1979 r. w pełni funkcjonalnego urządzenia firmy KUAB [94]. Ciągłe prace nad udoskonaleniem metody dynamicznej doprowadziły, już na początku lat osiemdziesiątych, do powstania urządzenia formą przypominającego dzisiejsze modele. W 1979 roku Dynatest zaprezentował swój pierwszy model FWD-8001 [86], na co w 1981 roku Phoenix odpowiedział wypuszczeniem na rynek modelu ML5000 z 6 dodatkowymi geofonami, umożliwiającymi rejestrację kompletnej czaszy przemieszczeń (rys. 4.11).



Rys. 4.11. FWD Phoenix ML5000 z 1981r. Zdjęcie zapożyczone z [111]

W kolejnych modelach z 1984 r. – ML10000 i ML12000 – zwiększono do 120 kN maksymalne wywierane obciążenie. Poczynając od serii ML wprowadzono również elektroniczny system akwizycji danych, a pod koniec lat 80. przedstawiono serię MLY, w której po raz pierwszy zastosowano hydrauliczny, w odróżnieniu od wcześniejszych – mechanicznych, system sterowania obciążeniem [111]. W 1987 r. Dynatest przedstawił wersję urządzenia – HWD 8081 (Heavy Weight Deflectometer) – umożliwiającą realizowanie

większych obciążeń, przeznaczoną specjalnie do badania nawierzchni lotniskowych. W 1989 zarówno w FWD 8000, jak i HWD 8081 wprowadzono możliwość rejestrowania ugięć nawierzchni w 9 dodatkowych punktach [19]. W 1990 r. również Phoenix w serii PRI wprowadził możliwość stosowania do 9 geofonów oraz realizowania obciążeń do 250 kN – w wersji PRI2509. Od 2005 produkowana jest przez Phoenix specjalna wersja urządzenia do badania nawierzchni lotniskowych – SHWD (Super Heavy Weight Deflectometer), umożliwiająca realizowanie obciążeń do 300 kN, co odpowiada naciskowi koła największych samolotów, jak B777 i Airbus380. W wersji SHWD możliwe jest również zastosowanie do 18 geofonów jednocześnie [111].



Rys. 4.12. KUAB FWD. Zdjęcie zapożyczone z [112]

Liderem w produkcji ugięciomierzy dynamicznych FWD jest duński Dynatest [98], ale urządzenia działające na podobnej zasadzie produkują obecnie również inne firmy, jak chociażby Foundation Mechanics [124], Grontmij [123], Carl Bro, czy KUAB [43] (rys. 4.12).

We współczesnych modelach, montowanych na przyczepie lub zabudowanych w pojeździe (rys. 4.13) całe sterowanie odbywa się z fotela kierowcy i nie wymaga udziału dodatkowych osób. Pojedynczy pomiar trwa mniej niż minutę, co umożliwia badanie długich odcinków nawierzchni, w bardzo krótkim okresie czasu, w sposób niemal ciągły.



Rys. 4.13. Widok zabudowanego na pojeździe modelu FWD JILS 20T. Zdjęcie zapożyczone z [34]

## **5. WPLYW WARTOŚCI OBCIĄŻENIA ORAZ JEGO POWTARZALNOŚCI NA REJESTROWANE PRZEMIESZCZENIA PIONOWE KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI**

### **5.1. Wprowadzenie**

W obowiązującym modelu uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej zakłada się liniową zależność między przyłożonym obciążeniem a przemieszczeniem (ugięciem) konstrukcji nawierzchni. Z uwagi na specyfikę materiałów używanych do budowy, zwłaszcza materiałów sypkich i podłoża, model liniowo-sprężysty jest pewnym przybliżeniem [37], [42], [77]. Z każdym kolejnym obciążeniem nawierzchnia ulega również „dogęszczeniu”, a przemieszczenia pionowe konstrukcji są coraz mniejsze. Podstawą identyfikacji modułów warstw nie powinny być zatem przemieszczenia rejestrowane przy pierwszym obciążeniu ugięciomierzem dynamicznym FWD. W powszechnej praktyce pomiarowej przyjmuje się, że przy trzecim obciążeniu (tzw. rzucie) nawierzchnia jest już dogęszczona, spełnia założenia modelu sprężystego, a pomierzone przemieszczenia pionowe są ustabilizowane. Celem przeprowadzonych pomiarów było zweryfikowanie ww. założenia oraz zbadanie zależności między wartością przyłożonego obciążenia a zarejestrowanym przemieszczeniem i w konsekwencji sprawdzenie poprawności przyjęcia modelu uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej. Badania wpływu wartości obciążenia na rejestrowane przemieszczenia pionowe przeprowadzono przy pięciu poziomach obciążenia na czterech zróżnicowanych konstrukcjach. Badania wpływu powtarzalności obciążeń przeprowadzono na typowej konstrukcji podatnej, poddanej 10-krotnemu impulsowi obciążającemu o wartości 57,5 kN.

### **5.2. Wpływ wartości obciążenia**

Badania przeprowadzono na czterech konstrukcjach o różnej grubości i różnych rodzajach podbudów, zarówno sypkich (kruszywo łamane), jak i sztywnych (beton cementowy), w sumie w 18 punktach. Przekroje badanych konstrukcji przedstawiono na rys. 5.1. Każdą konstrukcję badano ugięciomierzem FWD, przy 5 poziomach obciążeń, każdorazowo rejestrując uzyskane przemieszczenia pionowe bezpośrednio pod płytą i w 8 dodatkowych punktach w różnej odległości od osi obciążenia, w zakresie od  $r = 0$  cm do  $r = 180$  cm. Pełne wyniki pomiarów przedstawiono w zał.1, natomiast na rysunkach 5.2-5.5 przedstawiono przykładowe zależności między obciążeniem a przemieszczeniem w czterech

wybranych punktach, po jednym dla każdej przebadanej konstrukcji. Podobne zależności zaobserwowano w pozostałych punktach pomiarowych. Stopień zgodności wyników pomiarów z liniowo-sprężystym modelem wyrażono poprzez współczynnik dopasowania  $R^2$  :

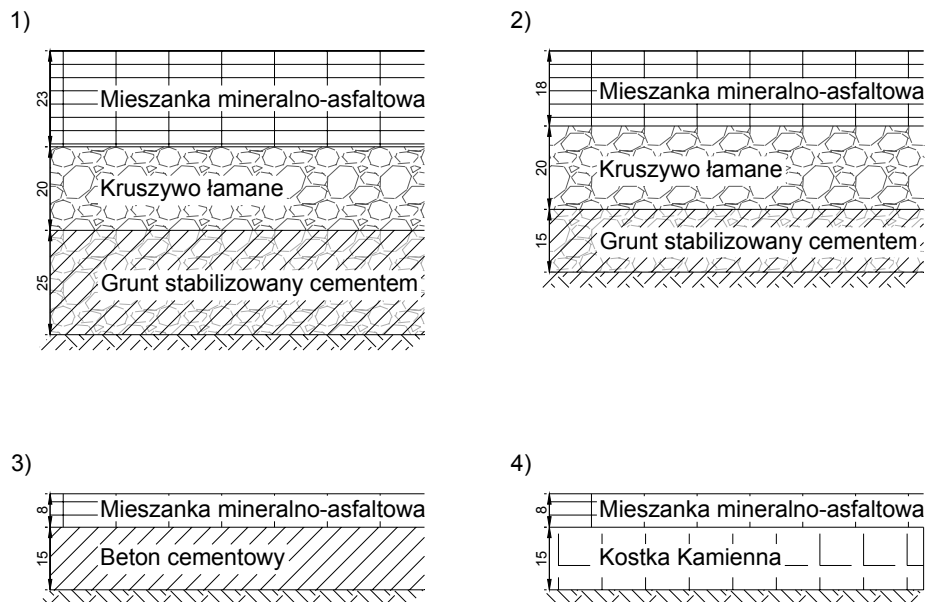
$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^9 (q_{i\text{obl}} - \bar{q}_{\text{pom}})^2}{\sum_{i=1}^9 (q_{i\text{pom}} - \bar{q}_{\text{pom}})^2} \quad (5.1)$$

gdzie:

$q_{i\text{obl}}$  – wartość aproksymowana,

$q_{i\text{pom}}$  – wartość pomierzona,

$\bar{q}_{\text{pom}}$  – średnia wartość pomierzona.



Rys. 5.1. Schematy konstrukcji badanych nawierzchni

Na wszystkich czterech przebadanych konstrukcjach współczynnik  $R^2$  jest bliski jedności, zarówno dla przemieszczeń pomierzonych bezpośrednio pod płytą naciskową, jak i w dalszych odległościach od osi obciążenia, co świadczy o bardzo dobrym dopasowaniu przyjętej liniowej funkcji regresji

$$q = a \cdot Q \quad (5.2)$$

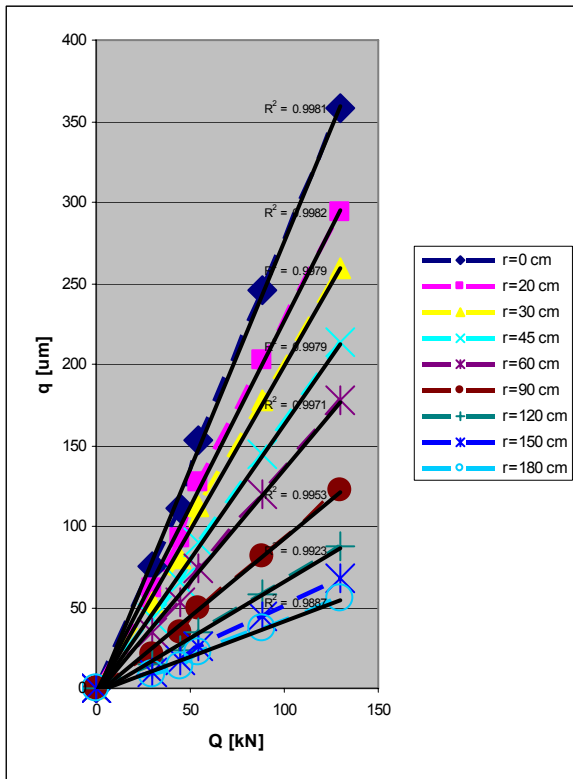
gdzie:

$q$  – przemieszczenia pionowe [um],

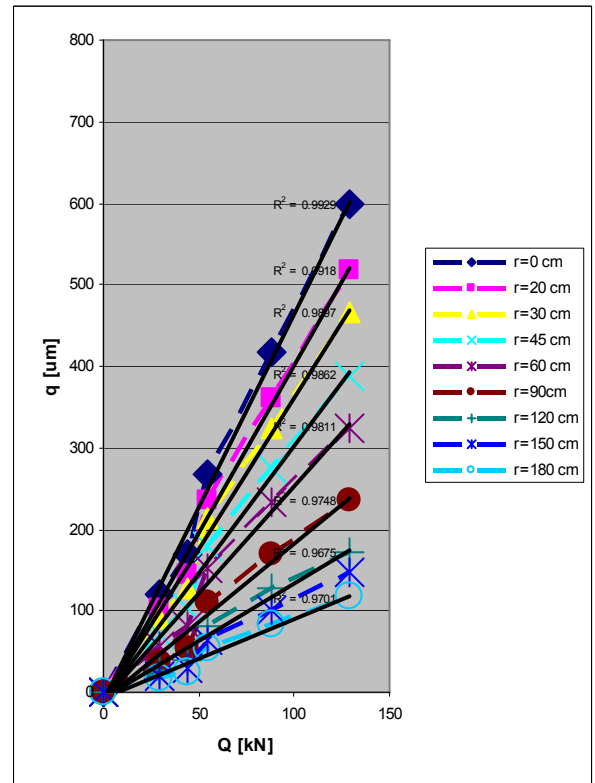
$Q$  – obciążenie [kN],



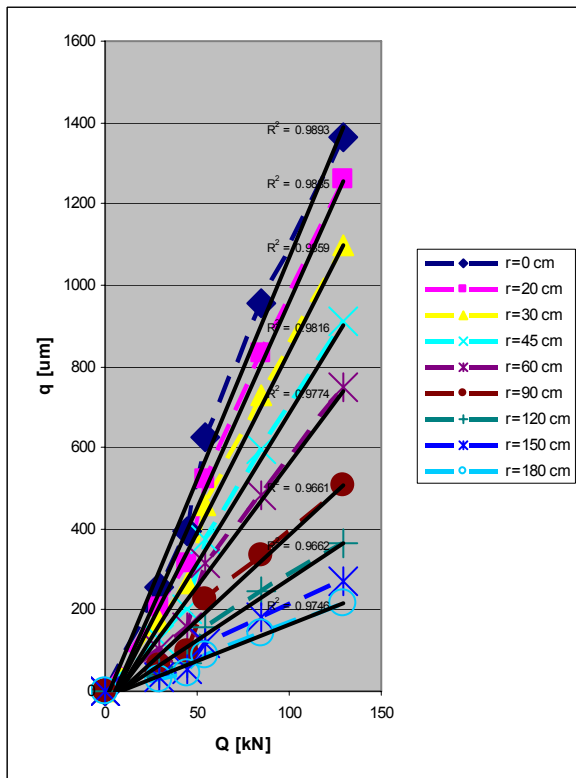
$a$  – parametr zależny od rodzaju i grubości konstrukcji oraz odległości geofonu od osi obciążenia (0,4-10,8).



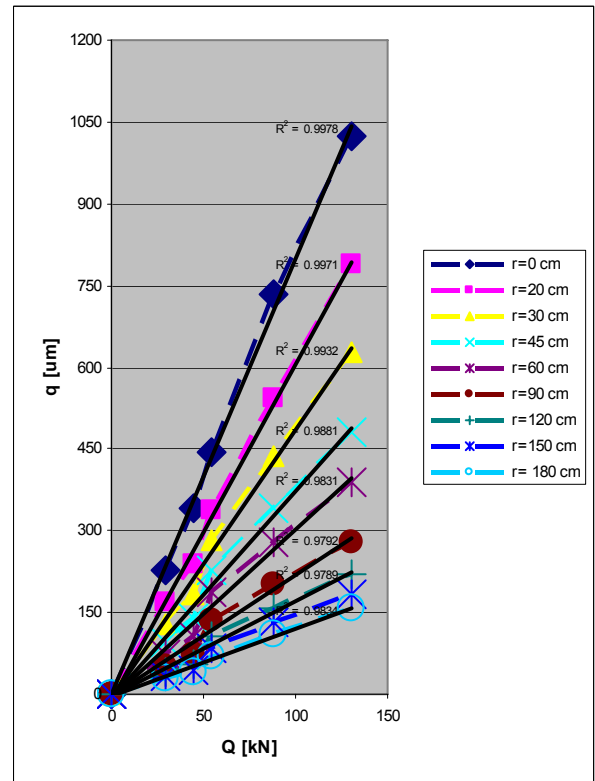
Rys. 5.2. Zakres sprężystości konstrukcji nr 1



Rys. 5.3. Zakres sprężystości konstrukcji nr 2



Rys. 5.4. Zakres sprężystości konstrukcji nr 3



Rys. 5.5. Zakres sprężystości konstrukcji nr 4

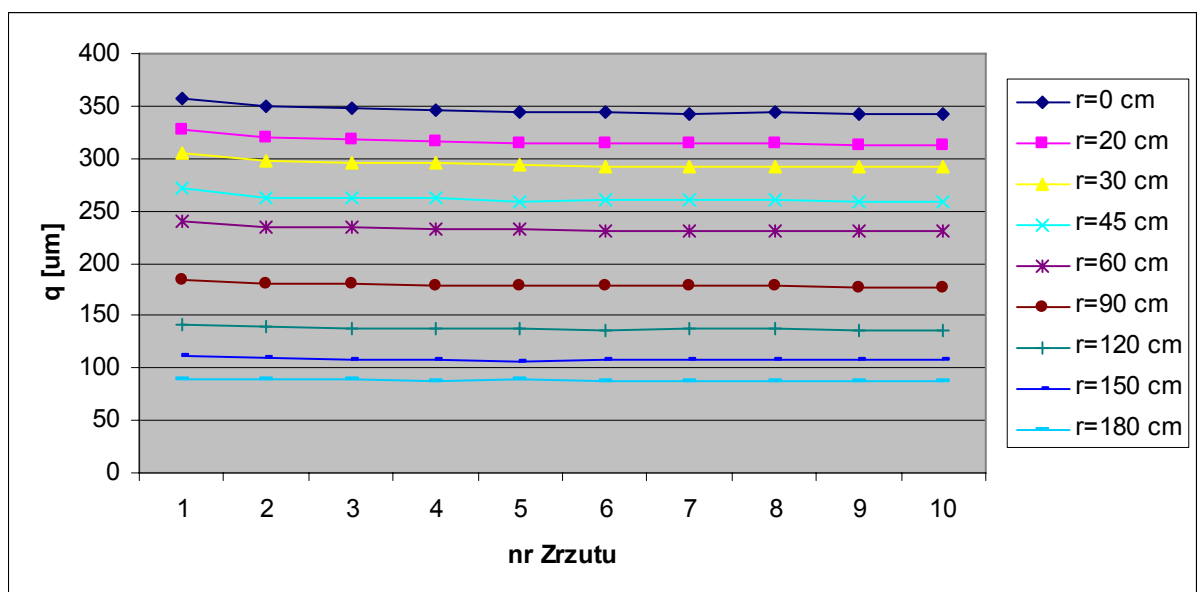
### 5.3. Wpływ powtarzalności obciążeń

Pomiary przeprowadzono na nawierzchni o typowej konstrukcji podatnej (rys. 5.6), w miarodajnych warunkach pogodowych przy temperaturze powietrza 11,5 °C i temperaturze nawierzchni 15,5 °C. Nawierzchnię poddano 10-krotnemu impulsowi obciążającemu o wartości 57,5 kN, każdorazowo rejestrując przemieszczenia pionowe konstrukcji bezpośrednio pod płytą naciskową oraz w ośmiu dodatkowych punktach, w odległości od 20 do 180 cm od osi obciążenia.



Rys. 5.6. Układ warstw badanej nawierzchni

Na rys. 5.7 oraz w tab. 5.1 przedstawiono zmienność rejestrowanych przemieszczeń pionowych konstrukcji w funkcji kolejnych obciążeń w różnych odległościach od płyty naciskowej.



Rys. 5.7. Zmienność rejestrowanych przemieszczeń pionowych konstrukcji w funkcji kolejnych obciążeń

W oczywisty sposób przemieszczenia maleją wraz ze wzrostem odległości od osi obciążenia, jednak widać również, że nie do końca są one ustabilizowane przy trzecim zrzucie.

Tab. 5.1. Wyniki pomiarów przemieszczeń pionowych konstrukcji [um]

Nr zrzutu	Odległość od osi obciążenia								
	r=0 cm	r=20 cm	r=30 cm	r=45 cm	r=60 cm	r=90 cm	r=120 cm	r=150 cm	r=180 cm
1	357	327,1	305	271	240,6	185	141,8	111,2	88,9
2	349,8	319,4	298	262	234,4	180,6	139,6	109,4	88,9
3	347,8	318,1	296,4	262,7	233,5	180,1	137,9	108,3	88,7
4	346,3	316,6	295,3	262,2	232,6	179,3	137,8	107,7	88,2
5	345	315,1	294,5	259	231,8	179,1	138,6	106,6	88,8
6	343,9	314,7	293	260,4	231,1	178,4	136,7	107,7	87,4
7	343,1	313,6	292,3	259,9	230,6	177,7	137,3	107,8	87,6
8	343,4	313,7	292,1	260	230,6	178,1	137,2	108	87,6
9	342,4	313	291,5	259,2	230,1	177,5	136,5	107,6	87,4
10	342	312,7	291,3	259	229,9	177,3	136,6	107,7	87,4

Najbardziej widoczne jest to bezpośrednio pod płytą naciskową – w osi obciążenia (rys. 5.8), przy czym podobne zależności stwierdzono w przypadku przemieszczeń rejestrowanych w innych odległościach od osi obciążenia. Przemieszczenia rejestrowane przy kolejnych zrzutach zmieniają się potęgowo

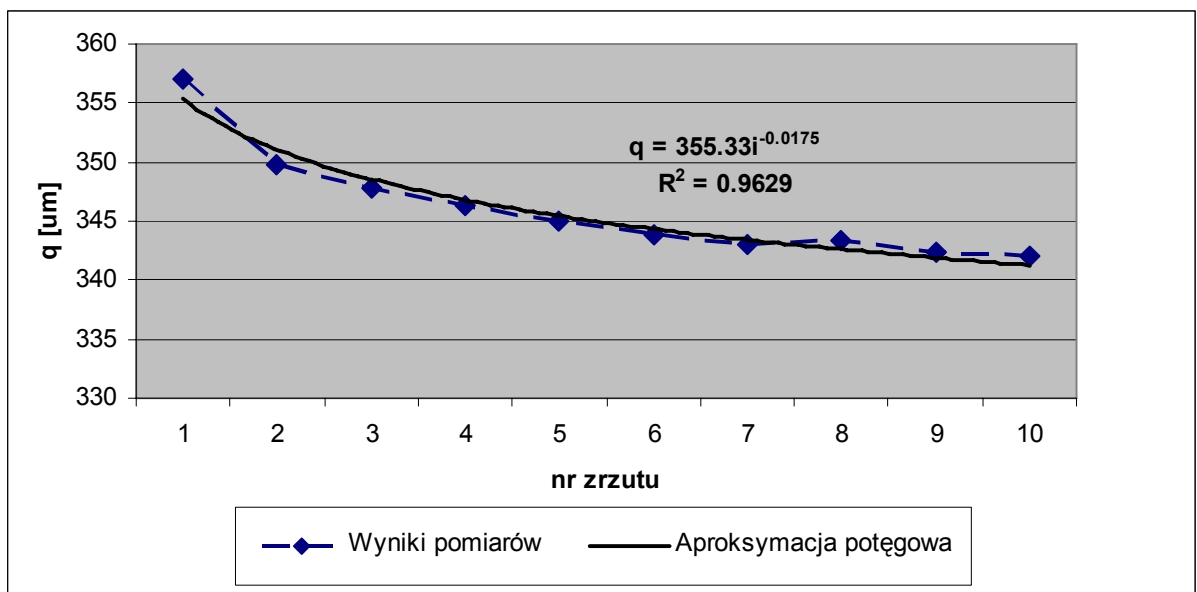
$$q = a \cdot i^b \quad (5.3)$$

gdzie:

$q$  – przemieszczenie pionowe,

$i$  – nr zrzutu,

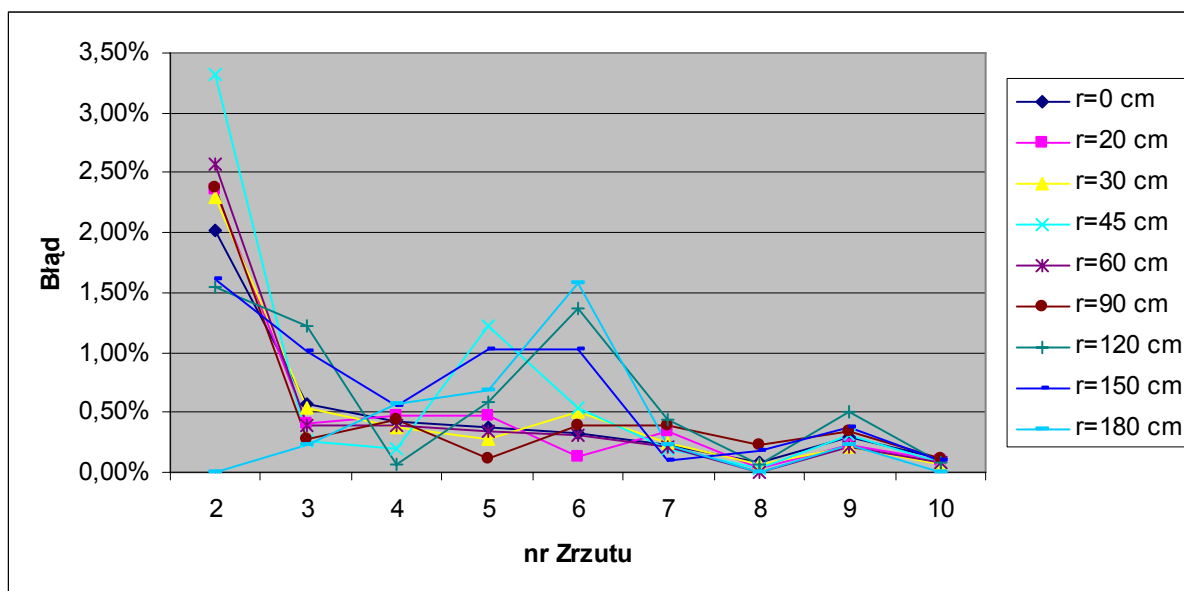
$a, b$  – parametry funkcji potęgowej zależne od wartości obciążenia oraz rodzaju i grubości konstrukcji (tu: 355,33; -0,0175).



Rys. 5.8. Aproksymacja potęgowa zmienności rejestrowanych przemieszczeń pionowych konstrukcji w funkcji kolejnych obciążeń bezpośrednio pod płytą naciskową ( $r=0\text{cm}$ )

Na rys. 5.9 i w tab. 5.2 przedstawiono błędy między danym, a poprzednim zarejestrowanym przemieszczeniem, wyrażone jako:

$$Bład_i = (q_{i-1} - q_i) / q_{i-1} \quad (5.4)$$



Rys. 5.9. Błędy między kolejnymi rejestrowanymi przemieszczeniami

Błędy między trzecim a drugim zrzutem są około dwukrotnie większe, niż między zrzutami dalszymi – poczynając od zrzutu siódmego. Widać wyraźnie, że przy dziesiątym zrzucie rejestrowane przemieszczenia są już praktycznie ustabilizowane.

Tab. 5.2. Błędy między kolejnymi rejestrowanymi przemieszczeniami

Nr zrzutu	Odległość od osi obciążenia								
	r=0 cm	r=20 cm	r=30 cm	r=45 cm	r=60 cm	r=90 cm	r=120 cm	r=150 cm	r=180 cm
2	2,02%	2,35%	2,30%	3,32%	2,58%	2,38%	1,55%	1,62%	0,00%
3	0,57%	0,41%	0,54%	0,27%	0,38%	0,28%	1,22%	1,01%	0,22%
4	0,43%	0,47%	0,37%	0,19%	0,39%	0,44%	0,07%	0,55%	0,56%
5	0,38%	0,47%	0,27%	1,22%	0,34%	0,11%	0,58%	1,02%	0,68%
6	0,32%	0,13%	0,51%	0,54%	0,30%	0,39%	1,37%	1,03%	1,58%
7	0,23%	0,35%	0,24%	0,19%	0,22%	0,39%	0,44%	0,09%	0,23%
8	0,09%	0,03%	0,07%	0,04%	0,00%	0,23%	0,07%	0,19%	0,00%
9	0,29%	0,22%	0,21%	0,31%	0,22%	0,34%	0,51%	0,37%	0,23%
10	0,12%	0,10%	0,07%	0,08%	0,09%	0,11%	0,07%	0,09%	0,00%

Poniżej, na rys. 5.10, przedstawiono aproksymację zmienności błędów w funkcji kolejnych obciążeń dla przemieszczeń rejestrowanych bezpośrednio pod płytą naciskową (r=0); najistotniejszych w kontekście późniejszego oszacowania modułów warstw nawierzchni. Podobnie jak na rys. 5.8 stwierdzono zależność potęgową (5.5). Dla

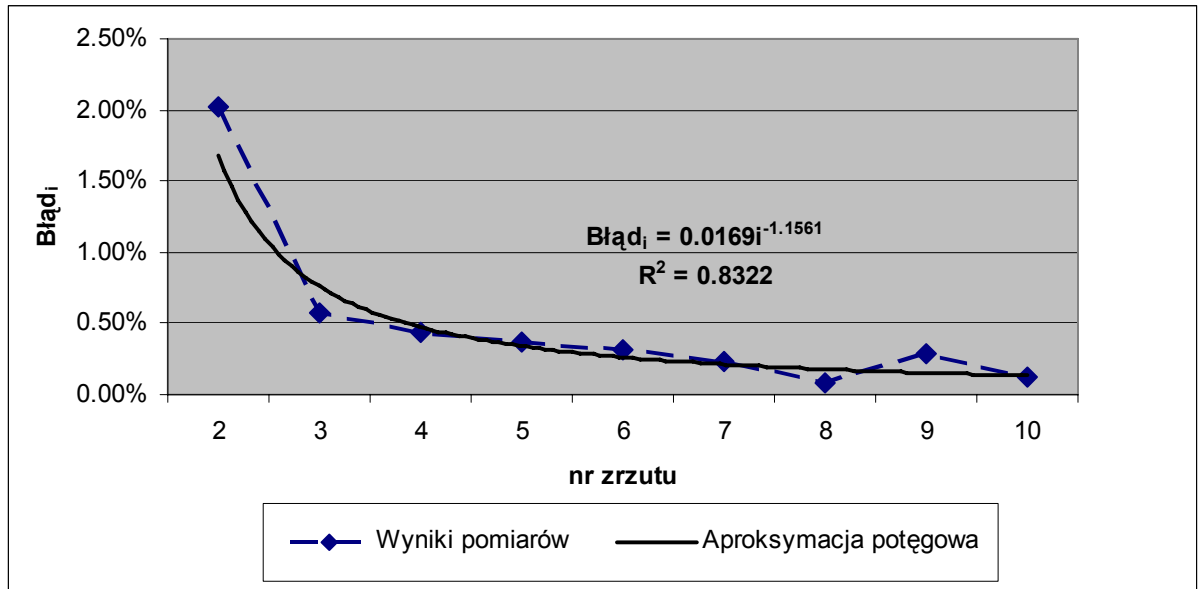
przemieszczeń rejestrowanych w innych odległościach od osi obciążania stwierdzono tą samą zależność.

$$Bład_i = a \cdot i^b \quad (5.5)$$

gdzie:

$i$  – nr zrzutu,

$a, b$  – parametry funkcji potęgowej zależne od wartości obciążenia oraz rodzaju i grubości konstrukcji (tu: 0,0169 i -1,1561).

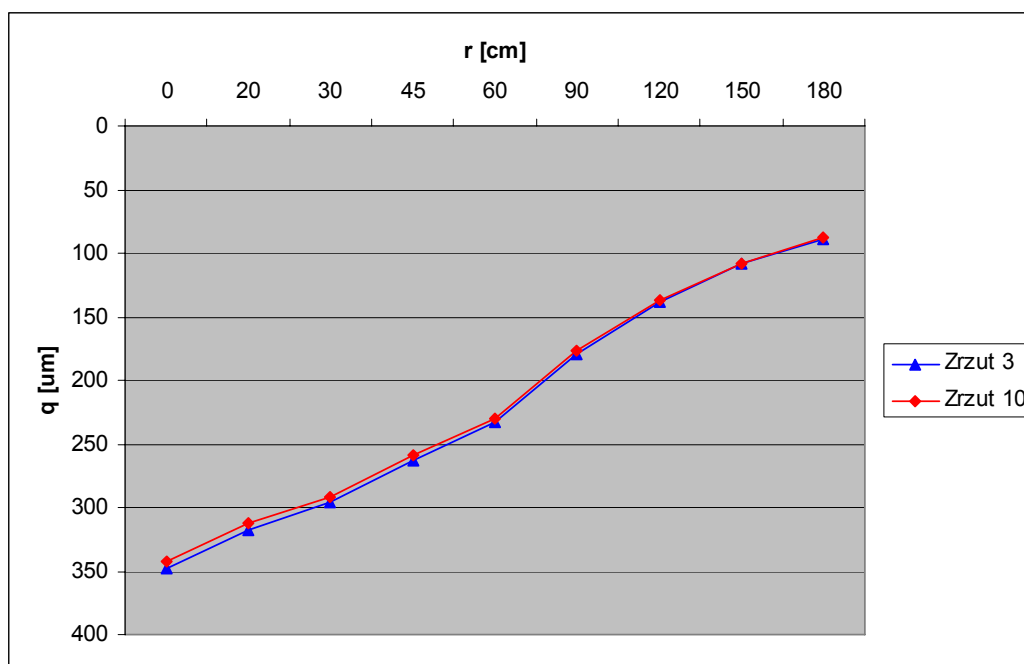


Rys. 5.10. Aproksymacja błędów między kolejnymi rejestrowanymi przemieszczeniami bezpośrednio pod płytą naciskową ( $r=0\text{cm}$ )

Przyjmując, że przemieszczenia stabilizują się przy 10 zrzucie, wprowadzić można by drobną korektę do stosowanej procedury identyfikacji modułów warstw, jednak, jak wykazały badania autora, błędy między przemieszczeniami zarejestrowanymi przy zrzucie trzecim i zrzucie dziesiątym (5.6) zbliżone są do błędów oszacowania modułów w późniejszych obliczeniach odwrotnych (1-2 %) i jako takie nie wpływają w istotny sposób na wartości identyfikowanych modułów.

Czasę przemieszczeń zarejestrowaną przy zrzucie 3 (powszechnie stosowaną do identyfikacji modułów warstw) oraz przy zrzucie 10 przedstawiono na rys. 5.11. W tab. 5.3. zamieszczono błędy między przemieszczeniami zarejestrowanymi przy zrzucie trzecim i zrzucie dziesiątym, wyrażone jako:

$$Bład_{3-10} = (q_3 - q_{10}) / q_3 \quad (5.6)$$



Rys. 5.11. Czasze przemieszczeń zarejestrowane przy trzecim i dziesiątym zrzucie

Tab. 5.3. Błędy między przemieszczeniami zarejestrowanymi przy zrzucie trzecim i dziesiątym.

		Odległość od osi obciążenia								
		r=0 cm	r=20 cm	r=30 cm	r=45 cm	r=60 cm	r=90 cm	r=120 cm	r=150 cm	r=180 cm
q [um]	Zrzut 3	347,8	318,1	296,4	262,7	233,5	180,1	137,9	108,3	88,7
	Zrzut 10	342	312,7	291,3	259	229,9	177,3	136,6	107,7	87,4
<b>Błąd<sub>3-10</sub></b>		<b>1,67%</b>	<b>1,70%</b>	<b>1,72%</b>	<b>1,41%</b>	<b>1,54%</b>	<b>1,55%</b>	<b>0,94%</b>	<b>0,55%</b>	<b>1,47%</b>

Średni błąd między przemieszczeniami zarejestrowanymi przy zrzucie trzecim i dziesiątym wyniósł około 1,4 %, przy czym nieznacznie większe błędy (około 1,7 %) stwierdzono w pobliżu osi obciążenia ( $r \in \langle 0 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \rangle$ ). Najmniejszy błąd (0,55 %) wystąpił w odległości 150 cm od osi obciążenia.

## 5.4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych pomiarów stwierdzić można, że niezależnie od typu użytych materiałów, nawierzchnie zachowują się do tego stopnia sprężystość w całym zakresie stosowanych obciążeń, że przyjęcie modelu uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej jest jak najbardziej prawidłowe. Stwierdzono również, że przemieszczenia rejestrowane przy trzecim zrzucie w badaniu FWD mogą być podstawą identyfikacji modułów warstw konstrukcji nawierzchni. Głównym atutem badania ugięciomierzem dynamicznym FWD jest czas pojedynczego pomiaru, wynoszący około 1 minuty. Pozwala to na niemal ciągłe badanie

długich odcinków nawierzchni, w krótkim okresie czasu, w jednakowych warunkach temperaturowych. Wykonywanie każdorazowo 8-10 zrzutów, zamiast powszechnie przyjętych 3, wydłużyłoby pomiary 3-krotnie i w konsekwencji pozbawiłoby badania ugięciomierzem FWD efektywności. Wykonywanie trzech zrzutów jest zatem zasadne, tym bardziej, że błędy między przemieszczeniami zarejestrowanymi przy zrzucie trzecim i zrzucie dziesiątym zbliżone są do błędów oszacowania modułów w późniejszych obliczeniach odwrotnych.

## 6. TRANSFORMACJA PRZEMIESZCZEŃ PIONOWYCH KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI UZYSKANYCH W TEŚCIE DYNAMICZNYM FWD NA PRZEMIESZCZENIA STATYCZNE

### 6.1. Wprowadzenie

W niniejszym rozdziale, wykorzystując metodę transformacji przemieszczeń i obciążeń dynamicznych (wyznaczonych w teście FWD) na podatność statyczną układu/konstrukcji, wyznaczono współczynniki korekcyjne czaszy przemieszczeń. Współczynniki te zdefiniowano jako liczby przez które przemnożyć należy wartości przemieszczeń uzyskanych w teście FWD, aby otrzymać hipotetyczne przemieszczenia w teście statycznym, pod obciążeniem równym co do wartości maksymalnemu obciążeniu dynamicznemu. Badania, przeprowadzone na 25 zróżnicowanych konstrukcjach wykazały dużą zmienność współczynników korekcyjnych czaszy przemieszczeń i zależność ich wartości od typu i grubości konstrukcji, temperatury badania, wartości impulsu obciążającego w badaniu FWD oraz odległości od osi obciążenia punktu, w którym współczynnik jest wyznaczany. Przekroje konstrukcyjne badanych nawierzchni zamieszczono w zał. nr 3. Pełne wyniki pomiarów, ze względu na rozmiar, dostępne są u autora w wersji elektronicznej. Wyznaczone współczynniki korekcyjne czaszy przemieszczeń posłużyły w dalszej części pracy do oceny wpływu obciążeń dynamicznych na identyfikowane moduły sprężystości warstw konstrukcji nawierzchni.

### 6.2. Przemieszczenia pionowe konstrukcji pod obciążeniem statycznym.

Rozwiązanie modelu uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej pod obciążeniem statycznym  $Q_{stat}$ , choć dosyć skomplikowane, jest znane. Ogólne rozwiązanie przedstawił Sapian w [79], [80]. Schemat do obliczeń przemieszczeń pionowych w modelu przedstawiono na rys. 6.1. Przemieszczenia pionowe górnej powierzchni modelu  $q_n$  wyrażone są zależnością

$$q_n = \int_0^{\infty} C_n(\lambda) \cdot J_0(\lambda r) d\lambda \quad (6.1)$$

gdzie  $C_n$  jest funkcją opisaną wzorem:

$$C_n = -\frac{Q_{stat}}{\pi \cdot a \cdot E_n} \cdot \frac{J_1(\lambda a) \cdot (1 + \nu_n)}{\Phi(\lambda) \cdot \lambda} \quad (6.2)$$



gdzie:

$J_0$  – f-cja Bessela pierwszego rodzaju rzędu 0,

$J_1$  – f-cja Bessela pierwszego rodzaju rzędu 1,

$Q_{stat}$  – obciążenie statyczne,

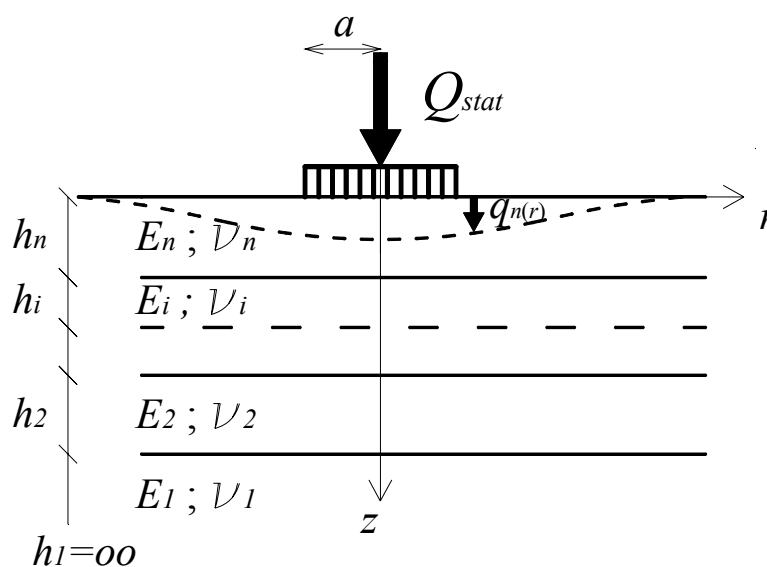
$a$  – promień obciążenia,

$E_n, \nu_n$  – parametry górnej powierzchni modelu,

$\Phi(\lambda)$  – funkcja zależna od parametrów ( $E, h, \nu$ ) poszczególnych warstw uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej oraz parametru  $\lambda$  opisującego warunki brzegowe modelu:

$$\Phi_{i-1} = f(h_i, E_i, \nu_i, \lambda) \quad (6.3)$$

Szczegółowe rozwiązanie powyższego zagadnienia w przypadku pełnej szczepności między warstwami lub całkowitego jej braku przedstawił Szydło w [91], [92].



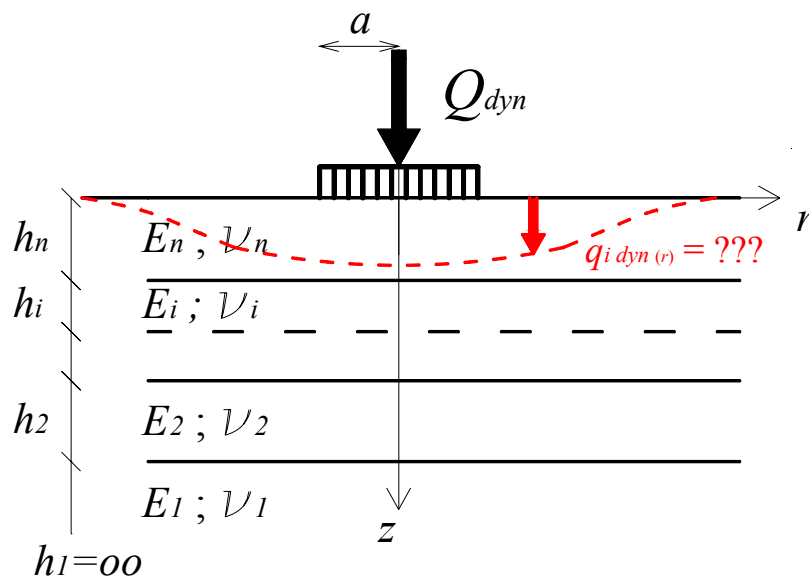
Rys. 6.1. Schemat do obliczeń przemieszczeń pionowych w modelu

### 6.3. Przemieszczenia pionowe konstrukcji pod obciążeniem dynamicznym

Empirycznie udowodniono że przy takim samym obciążeniu  $Q$  i takim samym promieniu obciążenia  $a$  uzyskuje się inne przemieszczenia pionowe w zależności od sposobu obciążenia – dynamiczne/statyczne [13], [32], [72]. Jednocześnie nie istnieje analityczne rozwiązanie modelu uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej pod obciążeniem dynamicznym (rys. 6.2). Wobec powyższego zachodzi konieczność opracowania metody pozwalającej na

ocenę wpływu dynamicznego charakteru obciążenia na rejestrowane przemieszczenia pionowe w modelu statycznym.

Wpływ ten wyrażony jest poprzez współczynnik korekcyjny  $f$  rozumiany jako: **liczba przez którą pomnożyć należy wartość przemieszczenia uzyskanego w teście dynamicznym  $q_{max}$ , aby otrzymać hipotetyczne przemieszczenie w teście statycznym  $q'_{stat}$  pod obciążeniem równym co do wartości maksymalnemu obciążeniu dynamicznemu  $Q_{max}$ .** Wartość  $q_{max}$  (wykorzystywana w powszechnej praktyce projektowej wprost w dalszych „obliczeniach odwrotnych”) rejestrowana jest w badaniu FWD wraz całym przebiegiem zmienności przemieszczeń (rys. 6.3).



Rys. 6.2. Graficzne przedstawienie problemu obliczeń przemieszczeń pionowych w modelu statycznym pod obciążeniem dynamicznym

Wykorzystując wzór przedstawiający zależność statycznej podatności układu od przemieszczenia i obciążenia dynamicznego [48], [72]:

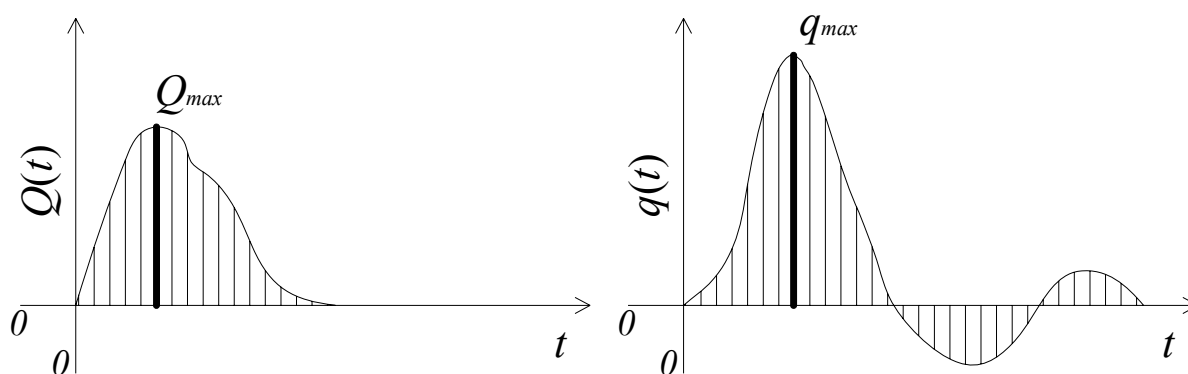
$$\delta_i = \frac{\int q(t) dt}{\int Q(t) dt} \quad (6.4)$$

wyprowadzono zależność

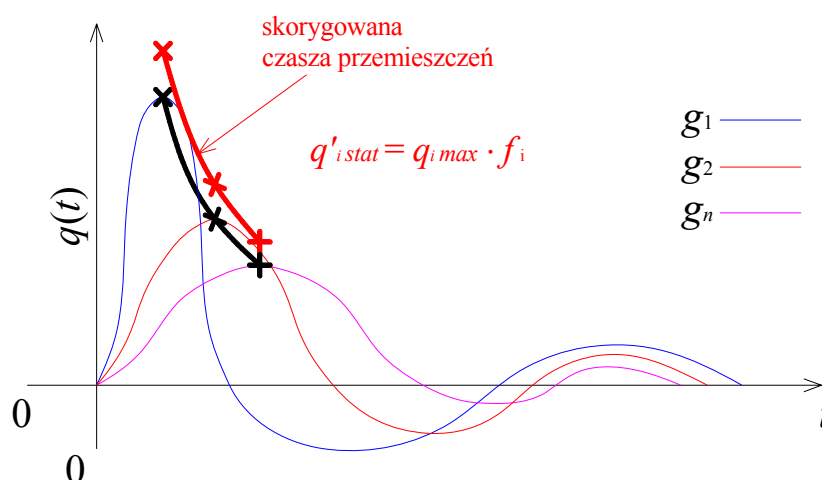
$$f_i = \frac{q'_{i stat}}{q_{i max}} = \frac{\delta_i \cdot Q_{max}}{q_{i max}} = \frac{\int q_i(t) dt \cdot Q_{max}}{\int Q(t) dt \cdot q_{i max}} \quad (6.5)$$

z której wynika że do wyznaczenia wartości współczynnika korekcyjnego  $f$  konieczna i dostateczna zarazem jest znajomość przebiegu impulsu obciążającego  $Q(t)$  i odpowiedzi

układu (przemieszczenia)  $q(t)$  w czasie: maksymalna zarejestrowana wartość impulsu  $Q_{max}$  i przemieszczenia  $q_{max}$  oraz oszacowana całość z przebiegu impulsu i przemieszczenia w czasie. Powyższe wielkości zilustrowano na rys. 6.3. Wyznaczone w ten sposób współczynniki wykorzystywane są do skorygowania przemieszczeń uzyskanych w badaniu FWD pod kolejnymi geofonami  $g_i$ .

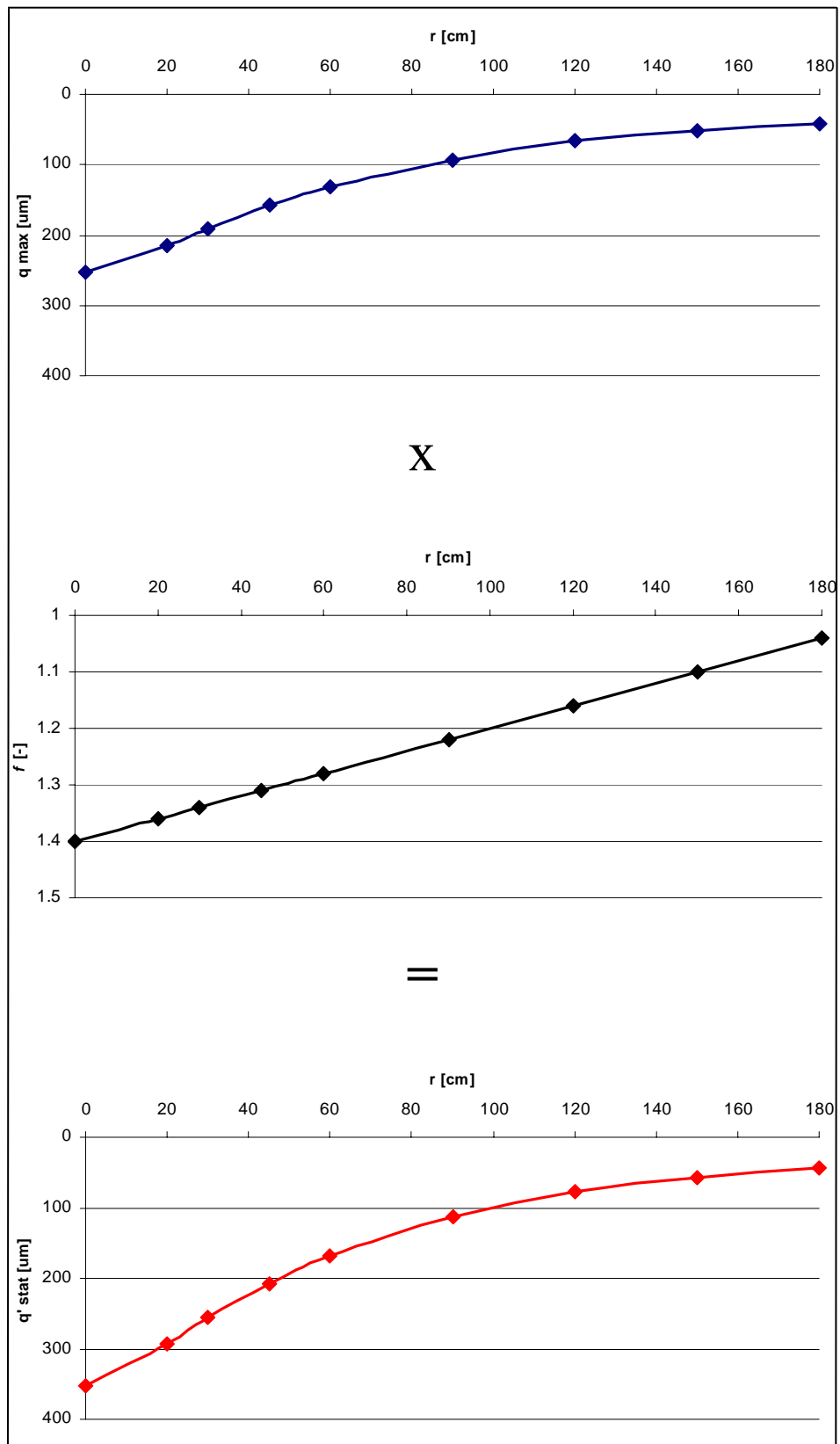


Rys. 6.3. Graficzne przedstawienie zarejestrowanych w badaniu FWD wielkości:  $Q(t)$ ,  $q(t)$ ,  $Q_{max}$ ,  $q_{max}$



Rys. 6.4. Graficzne przedstawienie idei korekcy „dynamicznej” czasu przemieszczeń

Tworzące „dynamiczną” czasę przemieszczeń maksymalne zarejestrowane w badaniu FWD przemieszczenia  $q_{i max}$  mnożone są przez odpowiadające im współczynniki  $f_i$  (rys. 6.4). Przykładową korektę „dynamicznej” czasu przemieszczeń przedstawiono na rys. 6.5.



Rys. 6.5. Schemat korekcji „dynamicznej” czaszy przemieszczeń

## 6.4. Czynniki wpływające na wartość współczynników korekcyjnych

### 6.4.1. Wpływ typu konstrukcji oraz odległości punktu pomiarowego od osi obciążenia

W tab. 6.1 zestawiono współczynniki korekcyjne  $f$  oraz współczynniki korelacji Pearsona

$$w_{rf} = \frac{\text{cov}(r, f)}{\sigma_r \cdot \sigma_f} \quad (6.6)$$

określające poziom liniowej zależności między wartością współczynnika  $f$ , a odległością od osi obciążenia  $r$  punktu w którym jest on wyznaczany, z uwzględnieniem typu badanej nawierzchni (podatna, sztywno-podatna i sztywna),

gdzie:

$w_{rf}$  – współczynnik korelacji liniowej Pearsona,

$\text{cov}(r, f)$  – kowariancja odległości od osi obciążenia i współczynnika korekcyjnego,

$\sigma_r, \sigma_f$  – odchylenia standardowe.

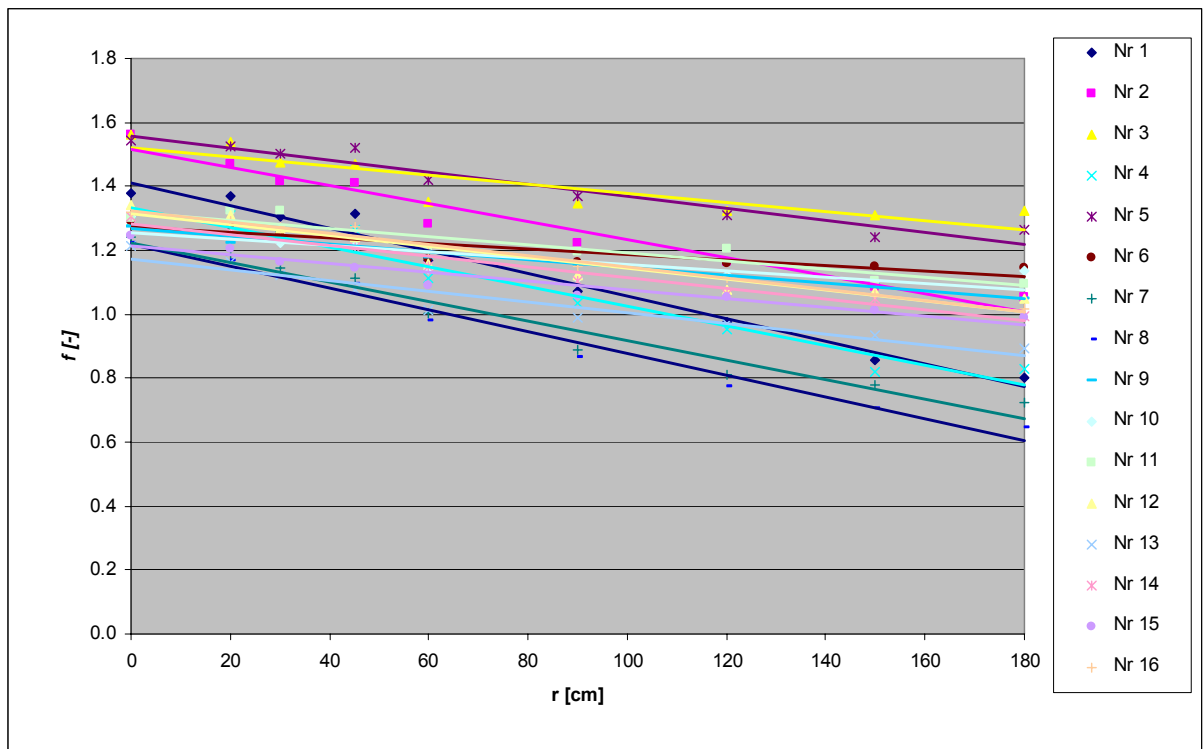
Zestawione w tab. 6.1. współczynniki korekcyjne wyznaczono na konstrukcjach o zróżnicowanej grubości (od 8 do 30 cm w przypadku warstw MMA i od 20 do 50 cm w przypadku betonu cementowego), w temperaturach od 4 do 26 °C. Analizę wpływu grubości konstrukcji oraz temperatury badania na wartości współczynników korekcyjnych czaszy przemieszczeń przedstawiono w dalszej części rozdziału. Numery nawierzchni w tab. 6.1 odpowiadają przekrojom konstrukcyjnym z zał. nr 3.

Dla nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych (o warstwach podbudowy związanych spoiwami hydraulicznymi) zaobserwowano silną korelację między wartością współczynnika korekcyjnego a odległością od osi obciążenia punktu, w którym współczynnik jest wyznaczany ( $w_{rf}$  około -0,9). Nie stwierdzono natomiast takiej korelacji w przypadku nawierzchni o typowych konstrukcjach sztywnych (z betonu cementowego). Zmienność współczynnika korekcyjnego w funkcji odległości od osi obciążenia, dla nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych razem oraz dla nawierzchni sztywnych osobno przedstawiono odpowiednio na rys. 6.6 i rys. 6.7.

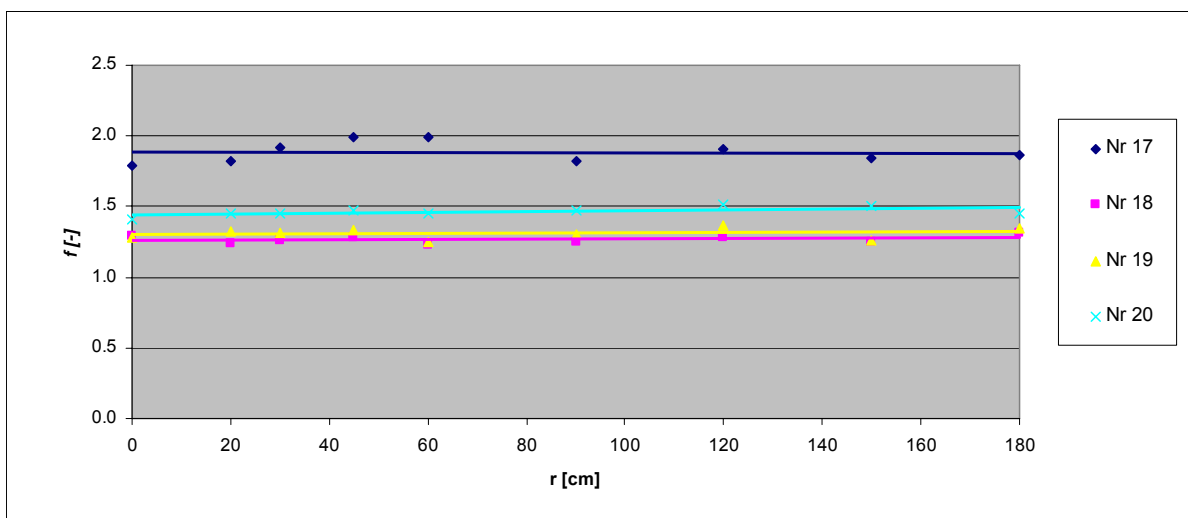
Tab. 6.1. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń

Nr	Typ konstrukcji	r [cm]									w <sub>rr</sub>
		0	20	30	45	60	90	120	150	180	
1	podatna	1,38	1,37	1,30	1,31	1,17	1,07	0,98	0,86	0,80	<b>-0,99</b>
2	podatna	1,56	1,47	1,42	1,41	1,28	1,22	1,16	1,08	1,05	<b>-0,98</b>
3	podatna	1,56	1,54	1,47	1,47	1,35	1,35	1,33	1,31	1,32	<b>-0,88</b>
4	podatna	1,29	1,31	1,25	1,26	1,11	1,04	0,95	0,82	0,83	<b>-0,97</b>
5	podatna	1,54	1,53	1,50	1,52	1,42	1,37	1,31	1,24	1,26	<b>-0,97</b>
6	podatna	1,29	1,28	1,25	1,24	1,17	1,16	1,16	1,15	1,14	<b>-0,91</b>
7	podatna	1,24	1,19	1,14	1,11	1,00	0,89	0,81	0,78	0,72	<b>-0,98</b>
8	podatna	1,22	1,17	1,12	1,09	0,98	0,86	0,77	0,71	0,65	<b>-0,99</b>
9	podatna	1,27	1,22	1,24	1,24	1,18	1,16	1,12	1,09	1,05	<b>-0,98</b>
10	sztwno-podatna	1,30	1,25	1,22	1,22	1,14	1,12	1,12	1,10	1,13	<b>-0,84</b>
11	podatna	1,30	1,32	1,32	1,23	1,21	1,19	1,20	1,10	1,10	<b>-0,90</b>
12	podatna	1,34	1,31	1,27	1,24	1,16	1,12	1,08	1,07	1,05	<b>-0,87</b>
13	sztwno-podatna	1,21	1,16	1,12	1,08	1,01	0,99	0,97	0,93	0,89	<b>-0,96</b>
14	podatna	1,31	1,25	1,24	1,21	1,15	1,10	1,06	1,05	0,99	<b>-0,98</b>
15	sztwno-podatna	1,25	1,21	1,16	1,15	1,09	1,06	1,05	1,01	0,99	<b>-0,96</b>
16	podatna	1,32	1,29	1,27	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06	1,02	<b>-0,99</b>
17	sztwna	1,79	1,82	1,92	1,99	1,99	1,82	1,90	1,84	1,86	<b>0,04</b>
18	sztwna	1,29	1,24	1,26	1,28	1,23	1,25	1,28	1,25	1,31	<b>0,34</b>
19	sztwna	1,28	1,33	1,32	1,33	1,25	1,30	1,36	1,26	1,35	<b>0,20</b>
20	sztwna	1,41	1,45	1,46	1,47	1,45	1,47	1,52	1,50	1,45	<b>0,59</b>

Widać wyraźnie, że w przypadku nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych wraz ze wzrostem odległości od osi obciążenia (pod kolejnymi geofonami) współczynniki korekcyjne maleją. W przypadku nawierzchni sztywnych natomiast, niezależnie od odległości od osi obciążenia (pod każdym z geofonów), wartość współczynnika korekcyjnego jest stała.



Rys. 6.6. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych

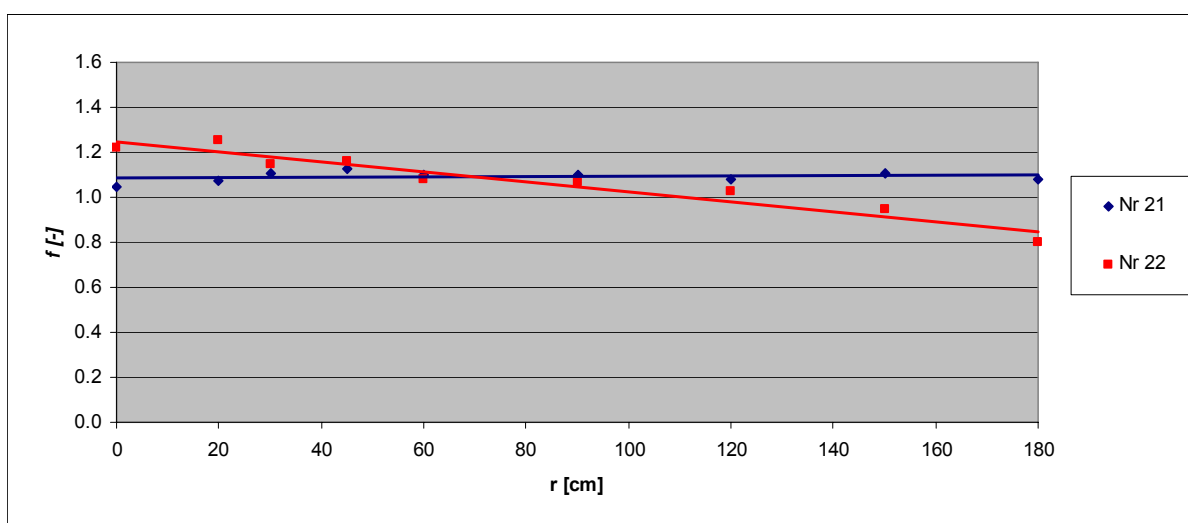


Rys. 6.7. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni sztywnych

Dodatkowe badania wykazały również, że mimo przykrycia nawierzchni sztywnej cienkim „dywanikiem” MMA gr. 2 cm (konstrukcja nr 21) wartość współczynnika korekcyjnego w funkcji odległości od osi obciążenia w dalszym ciągu jest stała, podczas gdy silnie spękana nawierzchnia sztywna (konstrukcja nr 22) zachowuje się jak nawierzchnia podatna (współczynniki korekcyjne maleją wraz ze wzrostem odległości od osi obciążenia). Wyniki badań konstrukcji nr 21 i 22 przedstawiono w tab. 6.2 oraz na rys. 6.8 w sposób analogiczny do wcześniejszych.

Tab. 6.2. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń szczególnych nawierzchni sztywnych

Nr	Typ konstrukcji	r [cm]									$w_{rf}$
		0	20	30	45	60	90	120	150	180	
21	sztywna (przykryta 2 cm MMA)	1,05	1,07	1,11	1,13	1,10	1,10	1,08	1,11	1,08	<b>0,17</b>
22	sztywna (silnie spękana)	1,22	1,26	1,15	1,16	1,08	1,07	1,02	0,94	0,80	<b>-0,96</b>



Rys. 6.8. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń w szczególnych przypadkach nawierzchni sztywnych

W świetle przeprowadzonych badań przyjęto następującą zależność liniową opisującą współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń:

$$f = \begin{cases} -a \cdot r + b & : \text{dla nawierzchni podatnych i półsztywnych} \\ b & : \text{dla nawierzchni sztywnych} \end{cases} \quad (6.7)$$

przy czym zmienność parametrów  $a$  i  $b$  przeanalizowano w dalszej części rozdziału.

#### 6.4.2. Wpływ grubości konstrukcji

W obrębie nawierzchni tego samego typu zaobserwowano duże różnice w wartościach współczynnika korekcyjnego  $f$ , zależne od grubości nawierzchni, a w szczególności grubości warstw MMA (mieszanek mineralno-asfaltowych) w nawierzchniach podatnych i sztywno-podatnych.

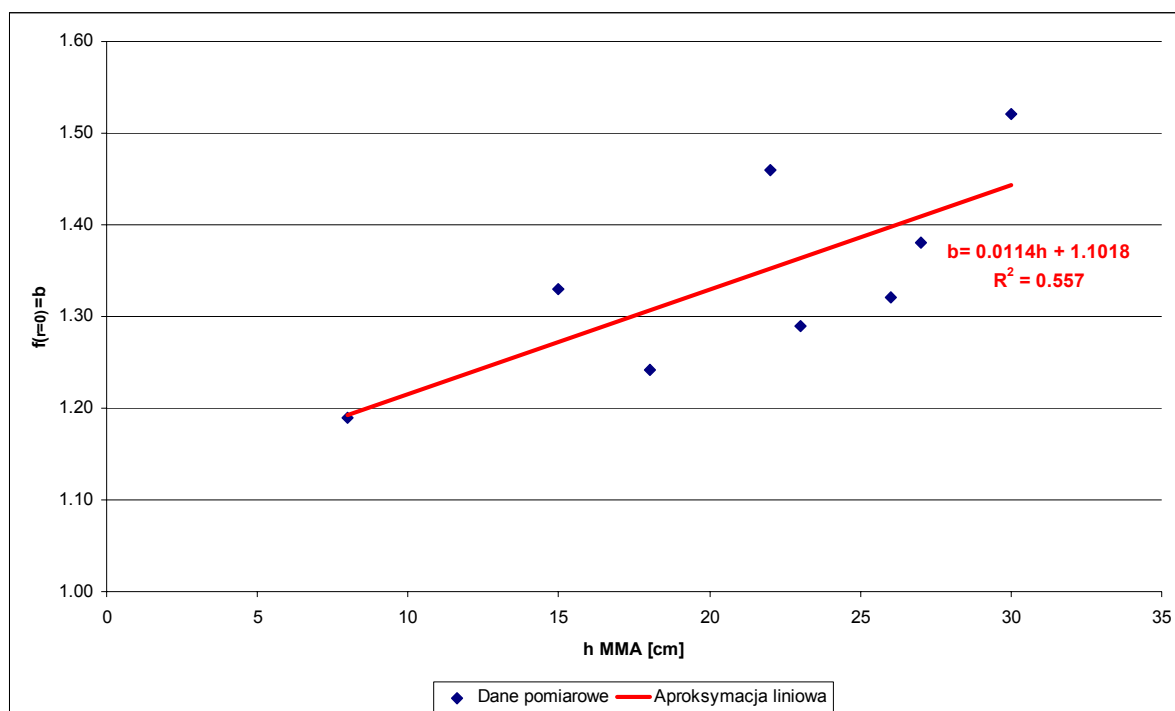
W tab. 6.3 zestawiono numery badanych nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych wg zał. nr 3 z odpowiadającymi im grubościami warstw MMA. Dla poszczególnych grubości zamieszczono również wartości uśrednionych współczynników korekcyjnych  $f$ , wyznaczonych bezpośrednio w osi obciążenia ( $f_{(r=0)}=b$ ), zgodnie z przyjętą w poprzednim punkcie zależnością (6.7), na podstawie pokazanych na rys. 6.6 przebiegów.

Tab. 6.3. Uśrednione wsp. korekcyjne czas przemieszczeń w osi obciążenia

Grubość warstw MMA [cm]	Nr konstrukcji	$f_{(r=0)}=b$
8	13,15	1,19
15	4	1,33
18	7,8,10,14	1,24
22	1,2	1,46
23	6,12	1,29
26	11	1,32
27	5,9,16	1,38
30	3	1,52

Zmienność współczynników korekcyjnych czas przemieszczeń w funkcji grubości warstw MMA przedstawiono na rys. 6.9. Widać, że w przypadku nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych wartość współczynnika korekcyjnego  $f$  rośnie wraz ze wzrostem grubości konstrukcji, jednak niezbyt wysoki współczynnik determinacji  $R^2$  każe przypuszczać, co wykazane zostało w dalszej części rozdziału, wpływ innych jeszcze czynników na wartości współczynników korekcyjnych czasu przemieszczeń.





Rys. 6.9. Uśrednione współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych wyznaczone w osi obciążenia ( $r=0$ )

W przypadku nawierzchni sztywnych nie udało się zebrać reprezentatywnych danych pomiarowych dla szerokiego zakresu grubości konstrukcji, ponieważ w praktyce projektowane są one prawie wyłącznie na duże obciążenia – od autostrad poczynając, na płytach postojowych samolotów kończąc. W tab. 6.4 zestawiono numery nawierzchni wg zał.3 z grubościami warstw betonu cementowego i odpowiadającymi im współczynnikami korekcyjnymi  $f$ .

Tab. 6.4. Wsp. korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni sztywnych

Grubość betonu cementowego [cm]	Nr konstrukcji	$f=b$
20	20	1,41
27	18,19	1,29
50*	17	1,88

\*płyta dwuwarstwowa 2 x 25cm

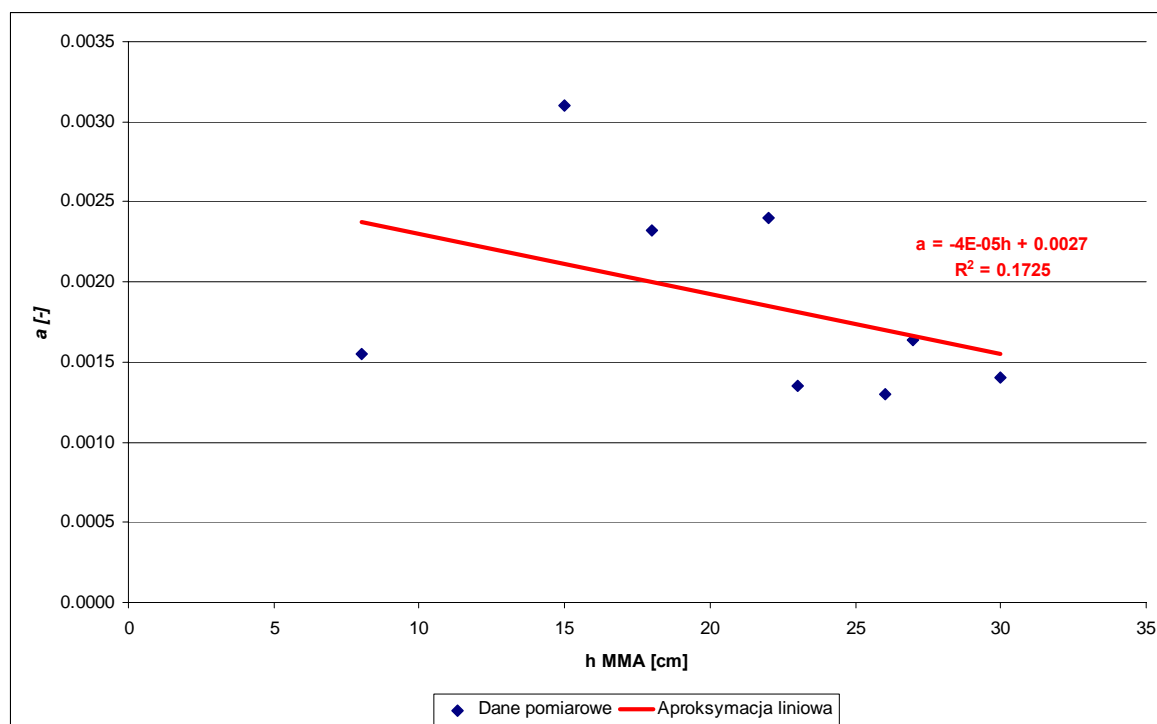
Zauważyć jednak należy, że zdecydowanie największą wartość wsp.  $f$  przyjmuje w przypadku, dużo sztywniejszej od pozostałych, nawierzchni płyty postojowej samolotów z dwóch warstw betonu cementowego o łącznej grubości 50 cm (Nr 17). Dlatego też, również w przypadku nawierzchni sztywnych przyjęto tezę o wzroście wartości współczynnika korekcyjnego czaszy przemieszczeń wraz ze wzrostem grubości konstrukcji.

O ile, jak wykazano powyżej, w zaproponowanej zależności opisującej współczynnik korekcyjny  $f$  (6.7) parametr  $b$  jest zależny od grubości konstrukcji, o tyle, na tym etapie, nie stwierdzono podobnej zależności w przypadku parametru  $a$  (współczynnik kierunkowy prostej), wykazana została ona jednak w dalszej części pracy po uwzględnieniu wpływu temperatury i wartości obciążenia. W tab. 6.5 zestawiono numery nawierzchni wg zał.3 z grubościami warstw MMA i odpowiadającymi im współczynnikami kierunkowymi  $a$ .

Tab. 6.5. Uśrednione współczynniki kierunkowe prostej

Grubość warstw MMA [cm]	Nr konstrukcji	$a \cdot 10^{-2}$ [-]
8	13,15	0,16
15	4	0,31
18	7,8,10,14	0,23
22	1,2	0,24
23	6,12	0,14
26	11	0,14
27	5,9,16	0,16
30	3	0,14

Zależność parametru  $a$  od grubości warstw MMA przedstawiono na rys. 6.10. Współczynnik determinacji  $R^2$  wskazuje na brak zależności między grubością konstrukcji nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych a współczynnikiem kierunkowym w przyjętej liniowej zależności (6.7), przy czym na rys. 6.6 zauważyć można, że nachylenie wszystkich prostych  $f(r)$  jest podobne.



Rys. 6.10. Uśrednione współczynniki kierunkowe prostej  $a$  w funkcji grubości warstw MMA

### 6.4.3. Wpływ temperatury

W celu zbadania wpływu temperatury na współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń zbadano trzy zróżnicowane konstrukcje (nr 13,14,15 wg zał.3) w zakresie temperatur, obejmującym przedział, poza którym w zasadzie nie powinno dokonywać się pomiarów ugięć nawierzchni. Na podstawie pomierzonych temperatur powierzchni  $IR$  w przedziale od 10,6 °C do 24,5 °C oraz średniej temperatury powietrza dla dnia poprzedzającego dzień pomiarów wyznaczono, metodą Bells3 [49], temperaturę nawierzchni na głębokości 60 mm:

$$T_d = 0,95 + 0,892 \cdot IR + \{\log(d) - 1,25\} \cdot \{-0,428 \cdot IR + 0,553 \cdot (1 - dniowa) + 3,29 \cdot \sin(h_{18} - 15,5)\} + 0,037 \cdot IR \cdot \sin(h_{18} - 13,5) \quad (6.8)$$

gdzie [88]:

$T_d$  – temperatura na głębokości  $d$  [°C]

$IR$  – temperatura powierzchni [°C]

$d$  – głębokość, dla której obliczana jest temperatura [mm]

1-dniowa – średnia temperatura powietrza dla dnia poprzedzającego dzień pomiarów

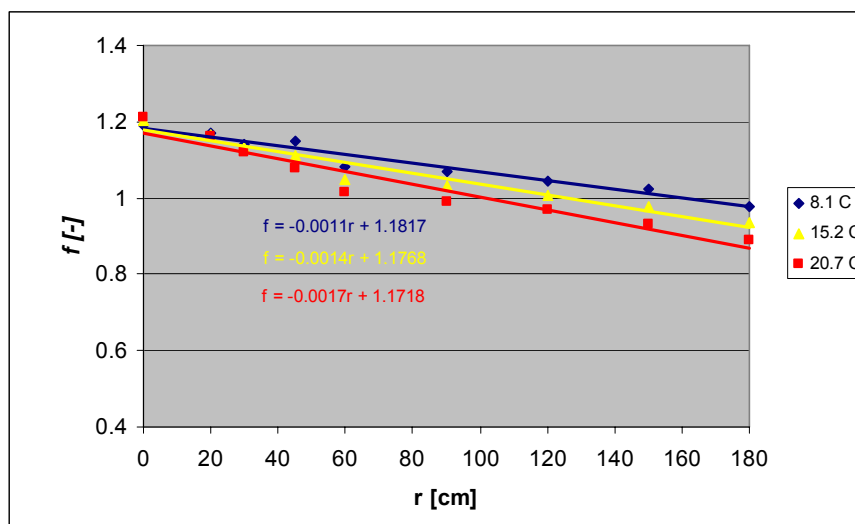
$\sin$  – funkcja sinusoidalna dla 18-godzinnego systemu zegarowego, gdzie  $2\pi$  radianów równa się 18-godzinnemu cyklowi

$h_{18}$  – pora dnia w 24-godzinnym systemie zegarowym ale obliczana w 18-godzinnym systemie wzrostów i spadków temperatury warstw asfaltowych

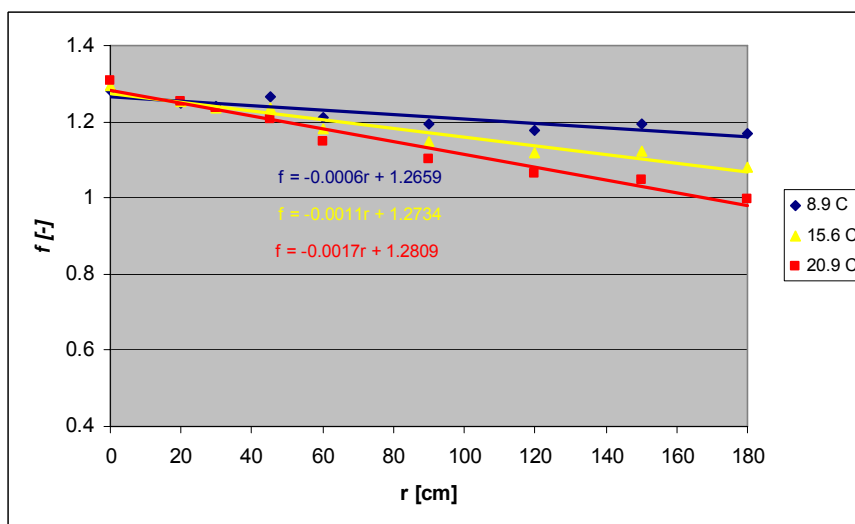
Wyznaczone temperatury nawierzchni na głębokości 60 mm zestawiono w tab. 6.6. Wszystkie badane nawierzchnie znajdują się w ciągu jednej drogi, w niedalekich odstępach, stąd możliwe było badanie ich w bardzo krótkim okresie czasu w niemal identycznych warunkach temperaturowo-pogodowych.

Tab. 6.6. Temperatura nawierzchni na głębokości 60 mm

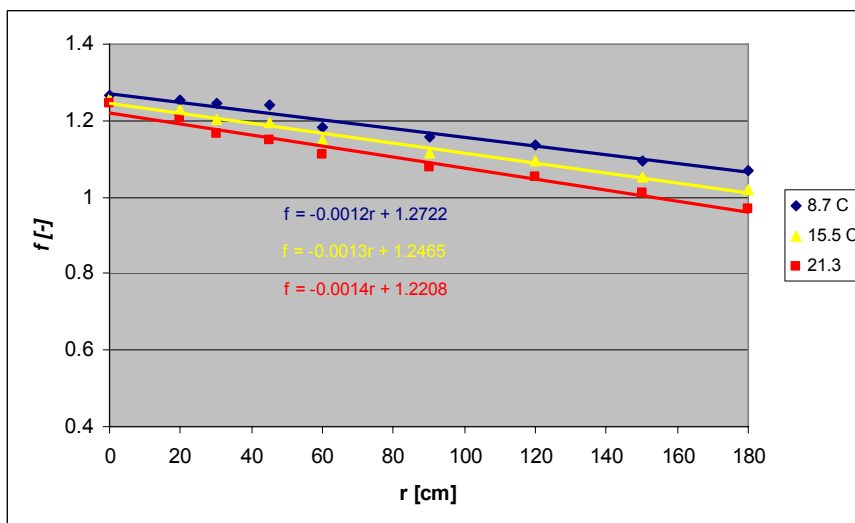
Nr konstrukcji	$IR$ (T powierzchni)	$T$ (1-dniowa) powietrza	$T_{d=60mm}$
13	10,2	3,5	<b>8,1</b>
	16,5	15,5	<b>15,2</b>
	22,6	19,0	<b>20,1</b>
14	11,5	3,5	<b>8,9</b>
	17,1	15,5	<b>15,6</b>
	22,9	19,0	<b>20,3</b>
15	11,2	3,5	<b>8,7</b>
	17,0	15,5	<b>15,5</b>
	24,4	19,0	<b>21,3</b>



Rys. 6.11. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni Nr 13, o podbudowie z betonu cementowego



Rys. 6.12. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni Nr 14, o podbudowie z betonu asfaltowego



Rys. 6.13. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni Nr 15, o podbudowie z kostki kamiennej

Współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń wyznaczone w funkcji odległości od osi obciążenia, dla wszystkich trzech badanych nawierzchni, w różnych temperaturach, przedstawiono na rys. 6.11-6.13.

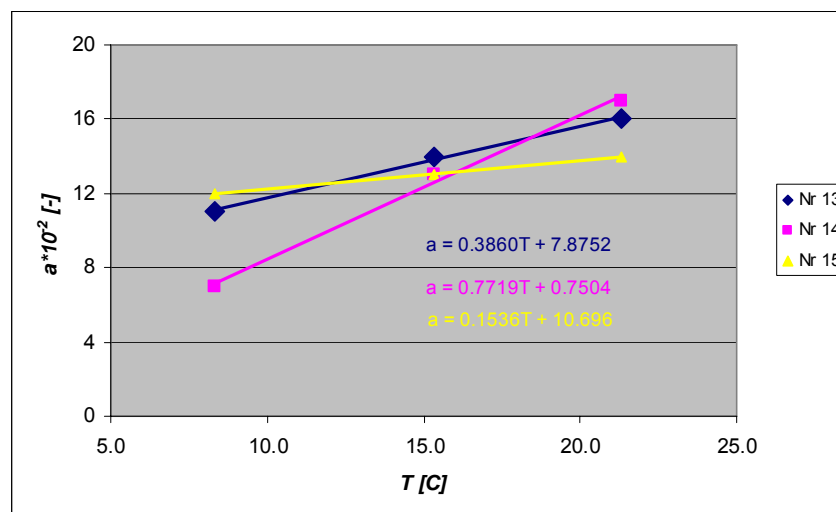
Na stwierdzono, wraz ze zmianą temperatury badania, zmiany wartości współczynnika korekcyjnego, wyznaczonego w osi obciążenia ( $r = 0$ ), odpowiadającego współczynnikowi  $b$  w zależności (6.7).

Widać natomiast wyraźnie, że wraz ze zmianą temperatury nawierzchni zmienia się nachylenie krzywych na rys. 6.11-6.13, co odpowiada zmianie parametru  $a$ . We wszystkich trzech przypadkach nachylenie rośnie wraz ze wzrostem temperatury. Na rys. 6.14 przedstawiono zmienność parametru  $a$  (aproxymowane na podstawie rys. 6.11-6.13) w funkcji temperatury nawierzchni dla trzech badanych konstrukcji. Wartość parametru  $a$  rośnie linowo wraz ze wzrostem temperatury:

$$a = p_1 \cdot T + p_2 \quad (6.9)$$

gdzie:

$p_1, p_2$  – parametry zależne od rodzaju i grubości konstrukcji,  
 $T$  – temperatura nawierzchni [ $^{\circ}\text{C}$ ].

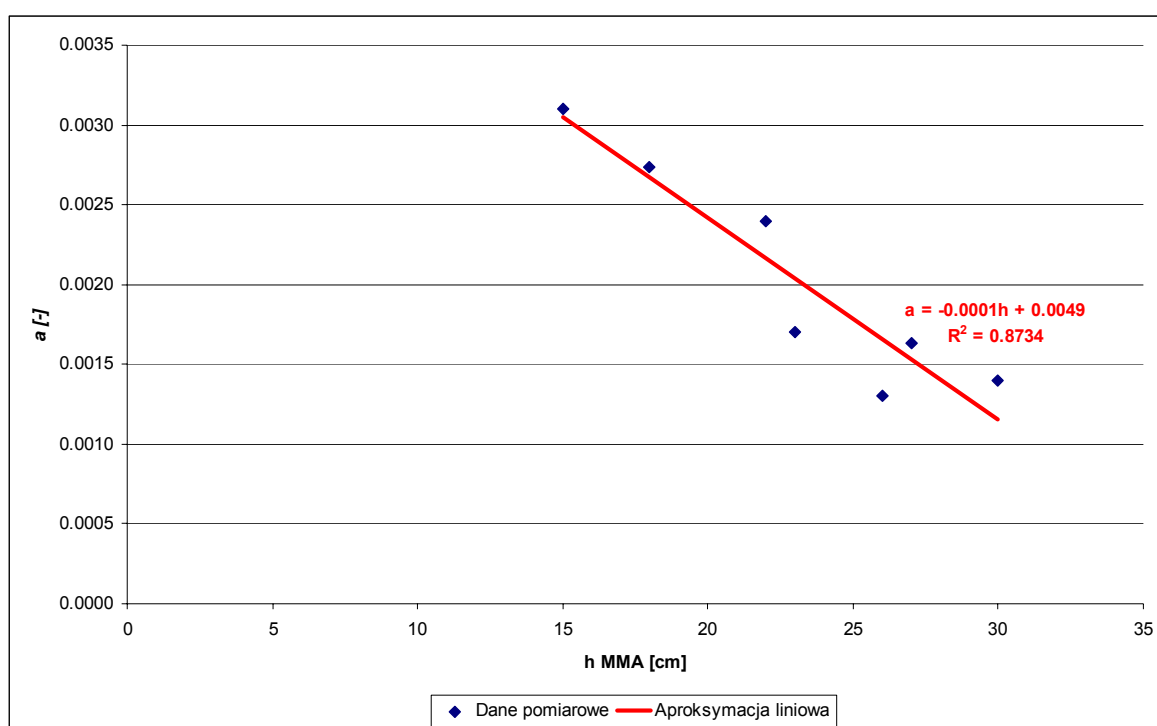


Rys. 6.14. Zmiana parametru  $a$  w funkcji temperatury nawierzchni

Warto zauważyć, że najbardziej znacząca zmiana wartości parametru  $a$  ma miejsce w przypadku nawierzchni o podbudowie z betonu asfaltowego i łącznej grubości warstw MMA zdecydowanie większej niż w pozostałych dwóch konstrukcjach (Nr 14). Taka nawierzchnia w większym stopniu zmienia swoje parametry fizyczne wraz ze zmianą temperatury: z jej wzrostem staje się bardziej podatna ( $a$  rośnie), a ze spadkiem zachowuje się

coraz bardziej jak nawierzchnia sztywna ( $a$  maleje) – w której, jak wykazano w pkt.6.4.1,  $a = 0$ . Analiza wpływu zmiany wartości parametru  $a$  na korektę zarejestrowanej w badaniu FWD czaszy przemieszczeń dokonana została w dalszej części rozdziału.

W związku z ewidentną zależnością parametru  $a$  od temperatury uszczegółowić należy obserwacje poczynione w pkt. 6.4.2, dotyczącym wpływu grubości konstrukcji. Z wcześniejszej analizy  $a(hMMA)$  odrzucono nawierzchnie sztywno-podatne, charakteryzujące się generalnie mniejszymi wartościami parametru  $a$  (Nr 10,13,15), pozostawiając jedynie konstrukcje o typowej nawierzchni podatnej, z których z kolei odrzucono te, których temperatura badania była wyraźnie niższa od reszty (Nr 6 i 9). Dla pozostałych przedstawiono zależność parametru  $a$  od grubości warstw asfaltowych na rys. 6.15.



Rys. 6.15. Zmiana parametru  $a$  w zależności od grubości konstrukcji nawierzchni podatnej

Widać wyraźnie, że przy zbliżonych temperaturach badania (19-26 °C) parametr  $a$  (współczynnik kierunkowy) jest silnie zależny od przekroju konstrukcji i liniowo maleje wraz ze wzrostem grubości warstw MMA ( $R^2 = 0.89$ ):

$$a = -0,0001 \cdot h + 0,0049 \quad (6.10)$$

gdzie:

$a$  – współczynnik kierunkowy wg (6.7) [-],  
 $h$  – grubość warstw asfaltowych [cm].

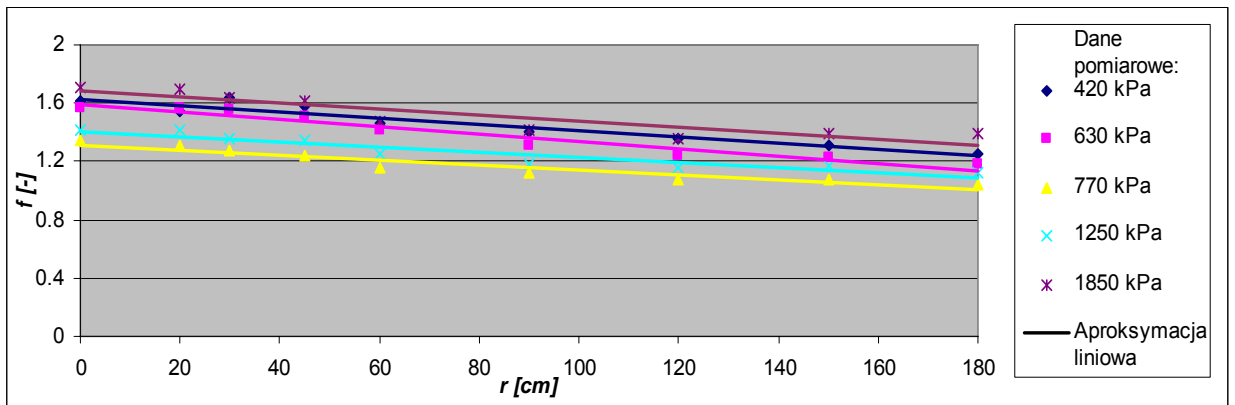
#### 6.4.4. Wpływ wartości obciążenia

Badania wpływu wartości obciążenia na wartość współczynników korekcyjnych czaszy przemieszczeń przeprowadzono na czterech nawierzchniach o zróżnicowanych konstrukcjach, podatnych i sztywno-podatnych o grubościach warstw asfaltowych od 8 do 23 cm (Nr 12,13,14,15 wg zał.3). Każdą z nawierzchni badano w pięciu punktach, obciążając skokowo w zakresie od 30 do 130 kN, co odpowiada naprężeniom od 0,42 do 1,85 MPa na styku płyty naciskowej z nawierzchnią. W każdym punkcie pomiarowym, dla każdego z pięciu poziomów obciążeń, obliczono współczynniki korekcyjne czaszy przemieszczeń pod każdym z geofonów, wg (6.5). Uśrednione (z pięciu punktów pomiarowych) wyniki dla poszczególnych konstrukcji przedstawiono na rys. 6.16-6.19 w postaci aproksymowanych prostych  $f(r)$  wg przyjętej liniowej zależności (6.7). Parametry  $a$  i  $b$  oraz ich współczynniki zmienności i współczynniki korelacji między nimi zestawiono w tab. 6.7.

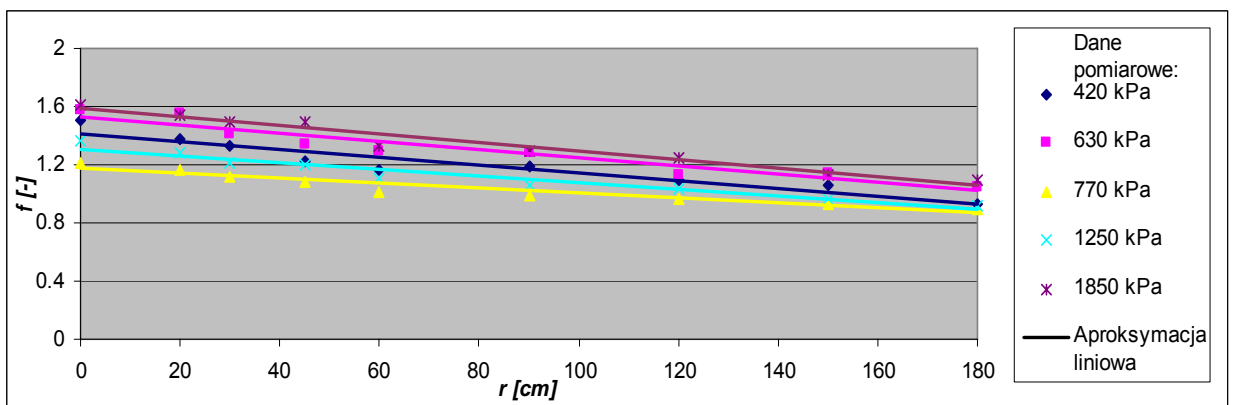
Tab. 6.7. Wartości parametrów  $a$  i  $b$  pod zmiennym obciążeniem

$q$ [kPa]	Nr konstrukcji wg zał.3							
	12		13		14		15	
	$a \cdot 10^{-2}$	$b$	$a \cdot 10^{-2}$	$b$	$a \cdot 10^{-2}$	$b$	$a \cdot 10^{-2}$	$b$
420	0,22	1,63	0,27	1,41	0,26	1,57	0,19	1,47
630	0,25	1,59	0,28	1,525	0,3	1,77	0,18	1,59
770	0,17	1,32	0,17	1,17	0,17	1,29	0,14	1,21
1250	0,17	1,4	0,23	1,31	0,16	1,39	0,18	1,345
1850	0,21	1,68	0,29	1,58	0,19	1,8	0,26	1,578
współczynnik zmienności	32%	21%	41%	26%	47%	28%	46%	24%
współczynnik korelacji ( $a, b$ )	0,79		0,96		0,61		0,73	

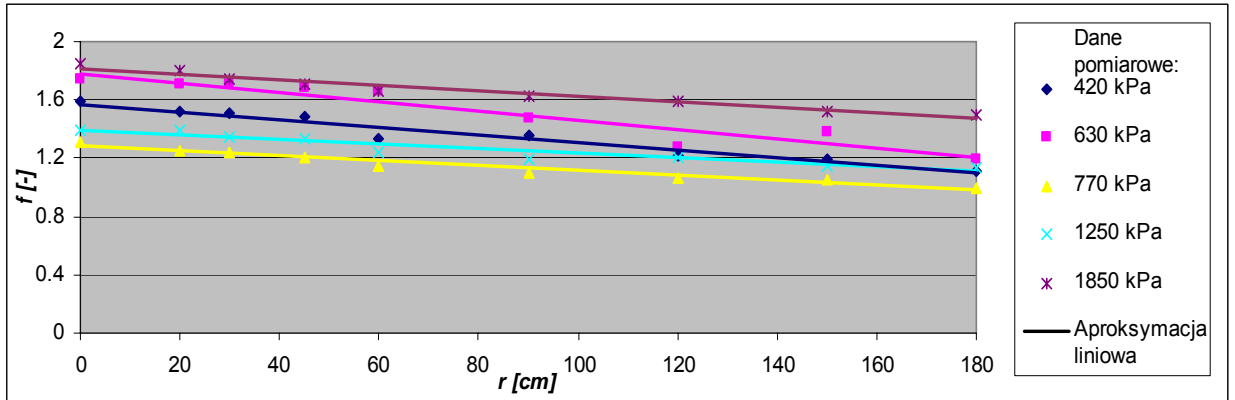
Widać wyraźnie, że parametry  $a$  i  $b$  dla danej konstrukcji różnią się w zależności od przyjętego w badaniu poziomu obciążenia., przy czym obserwuje się większą zmienność parametru  $a$  (nachylenie prostej) i mniejszą parametru  $b$  ( $f_{(r=0)}$ ). Badania wskazują również na istnienie dosyć silnej korelacji między parametrami  $a$  i  $b$  wyznaczanymi przy różnych poziomach obciążenia, co zilustrowano na rys. 6.20 i 6.22.



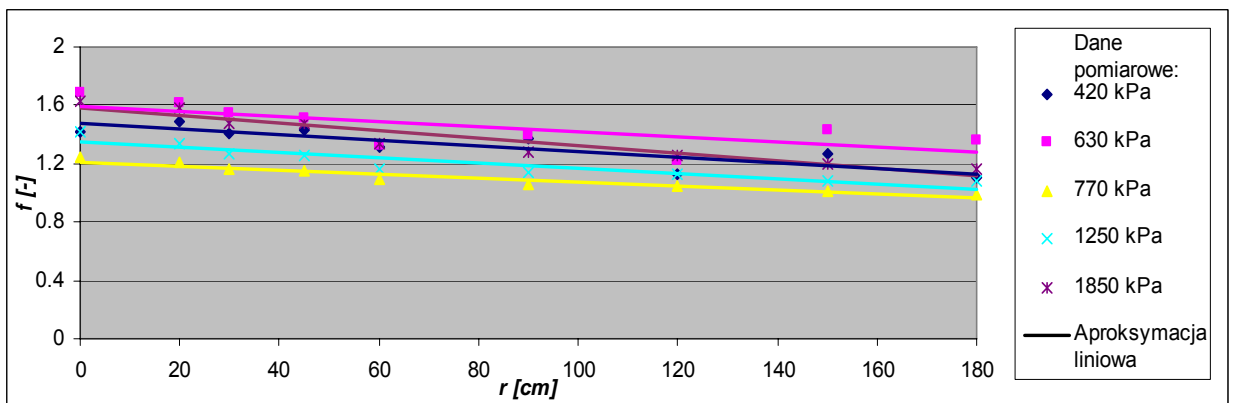
Rys. 6.16. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni nr 12



Rys. 6.17. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni nr 13



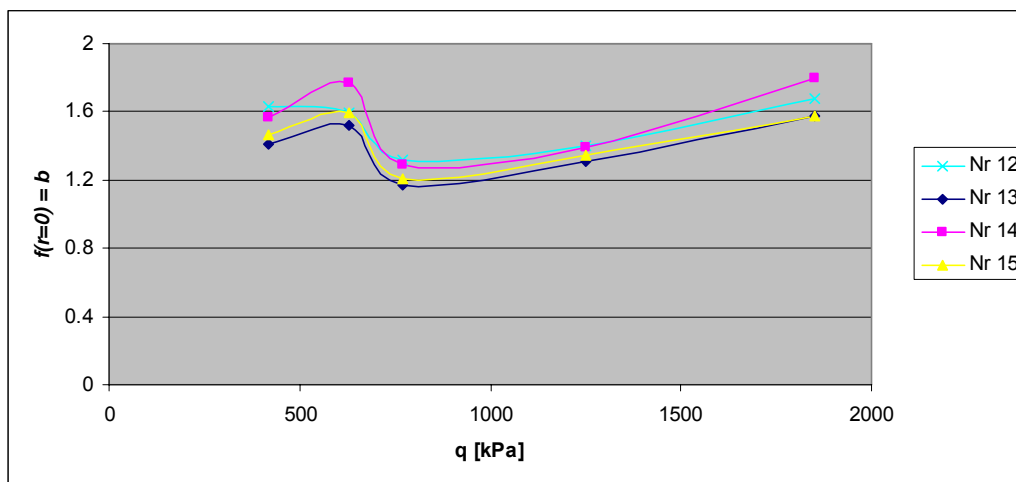
Rys. 6.18. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni nr 14



Rys. 6.19. Współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni nr 15

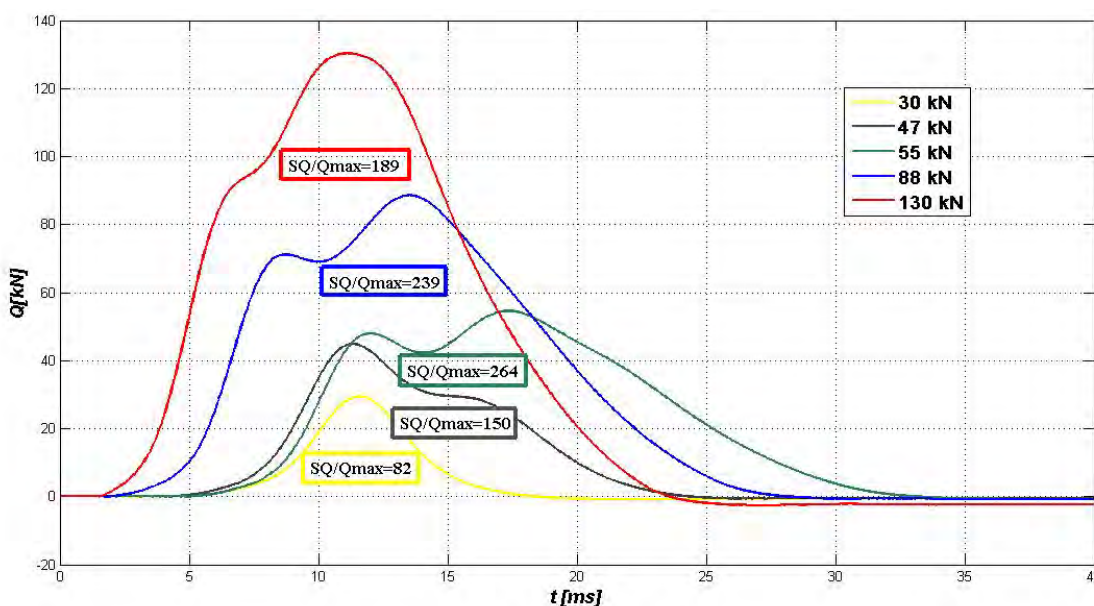


Zmienność parametru  $b$  w funkcji wartości obciążenia przedstawiono na rys. 6.20. Nie zaobserwowano monotonicznej zależności między wartością współczynnika korekcyjnego a obciążeniem, występuje jednak wyraźna powtarzalność wyników na wszystkich badanych nawierzchniach. Współczynnik zmienności parametru  $b$  waha się w granicach 25 %, przy czym każdorazowo najmniejszą wartości przyjmuje dla obciążenia około 0,8 MPa, odpowiadającemu *notabene* obciążeniu nawierzchni kołem pojazdu ciężarowego.



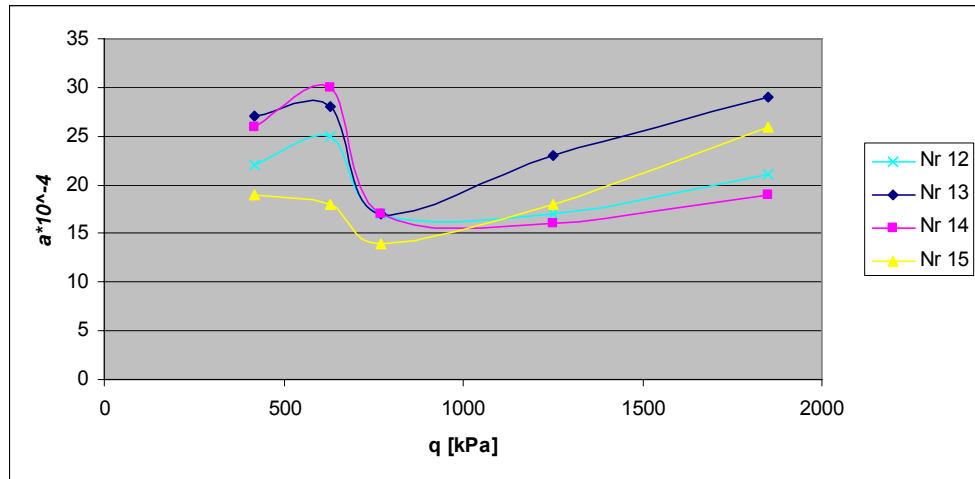
Rys. 6.20. Zmienność parametru  $b$  w funkcji wartości obciążenia

Wynika to z faktu, że akurat dla tego poziomu obciążenia (55 kN), stosunek powierzchni impulsu do wartości maksymalnej ( $SQ/Q_{max}$ ) jest największy, co zilustrowano na rys. 6.21.



Rys. 6.21. Zmienność stosunku powierzchni impulsu do wartości maksymalnej ( $SQ/Q_{max}$ ) w zależności od poziomu obciążenia

Podobną zależność, jak w przypadku parametru  $b$ , zaobserwowano w przypadku zmiany nachylenia prostej w funkcji wartości obciążenia (rys. 6.22), przy czym współczynnik zmienności parametru  $a$  oscyluje w granicach 40 %. Pamiętać jednak należy, że wartość ta, jak wykazano w pkt.6.4.3, jest w pewien nieunikniony sposób nieco zawyżona na skutek dobowych zmian temperatury nawierzchni w trakcie trwania pomiarów.



Rys. 6.22. Zmienność parametru  $a$  w funkcji wartości obciążenia

Wpływ zmienności parametrów  $a$  i  $b$  na korektę dynamicznej czasy przemieszczeń omówiony został w dalszej części rozdziału.

Ponieważ parametry  $a$  i  $b$  zależą od poziomu obciążenia, zweryfikować należy poczynione w pkt.6.4.2 obserwacje dotyczące wpływu grubości konstrukcji podatnych i sztywno-podatnych (nawierzchnie sztywne badano przy jednakowym obciążeniu – 120 kN). Zestawione w tab. 6.1 współczynniki korekcyjne czasy przemieszczeń wyznaczone były przy różnych obciążeniach – 120 kN dla nawierzchni lotniskowych (Nr 1-5) i 57 kN dla nawierzchni drogowych (Nr 6-15). Na rys. 6.23 przedstawiono zmienność parametru  $b$  zależności (6.7) w funkcji grubości warstw asfaltowych, oddzielnie dla obu poziomów obciążeń:

$$b = \begin{cases} 0,0065 \cdot h + 1,1349 & : Q = 57kN \\ 0,0141 \cdot h + 1,1343 & : Q = 120kN \end{cases} \quad (6.11)$$

gdzie:

$b$  – parametr wg (6.7) =  $f_{(r=0)}$  [-],  
 $h$  – grubość warstw asfaltowych [cm].

Analogicznie, na rys. 6.24, przedstawiono zmienność parametru  $a$  (z wyłączeniem nawierzchni sztywno-podatnych i podatnych badanych przy niskich temperaturach – jak na rys. 6.10):

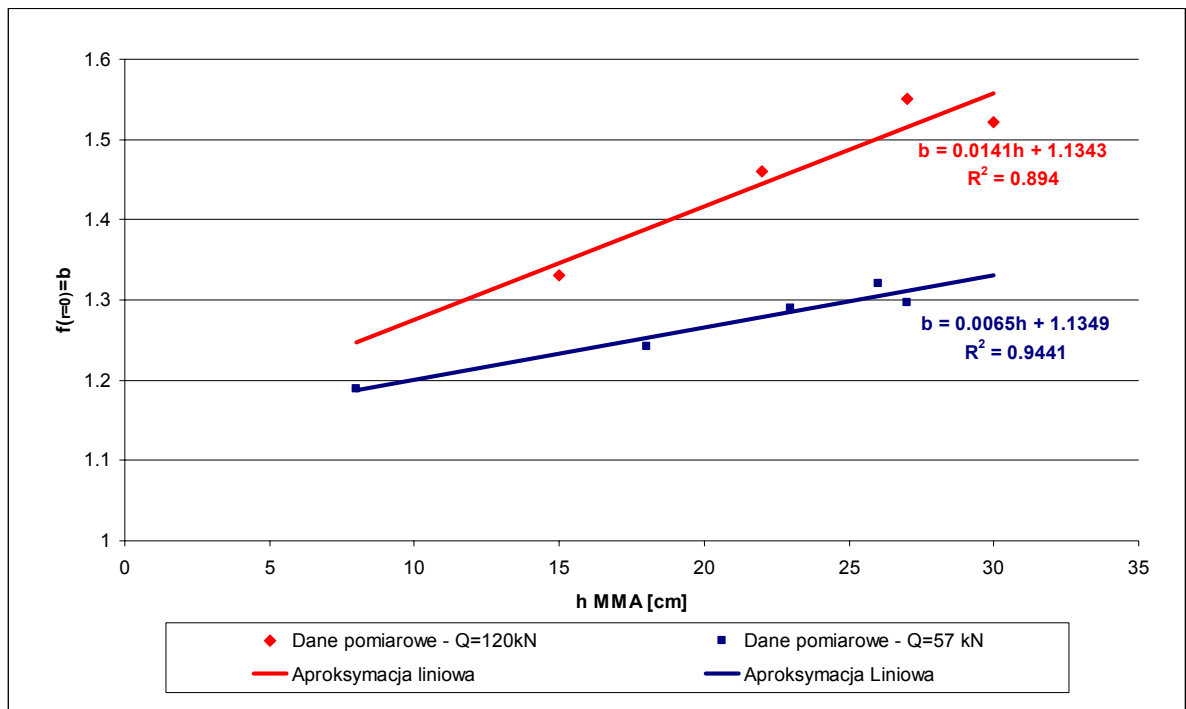
$$a = \begin{cases} -0,00010 \cdot h + 0,0048 & : Q = 57kN \\ -0,00013 \cdot h + 0,0049 & : Q = 120kN \end{cases} \quad (6.12)$$

gdzie:

$a$  – współczynnik kierunkowy wg (6.7) [-],

$h$  – grubość warstw asfaltowych [cm].

Uzyskane wyniki potwierdzają omówione wcześniej w pkt.6.4.2 zależności wartości współczynników korekcyjnych od grubości warstw MMA, w różnym jednak stopniu, w zależności od poziomu obciążenia.

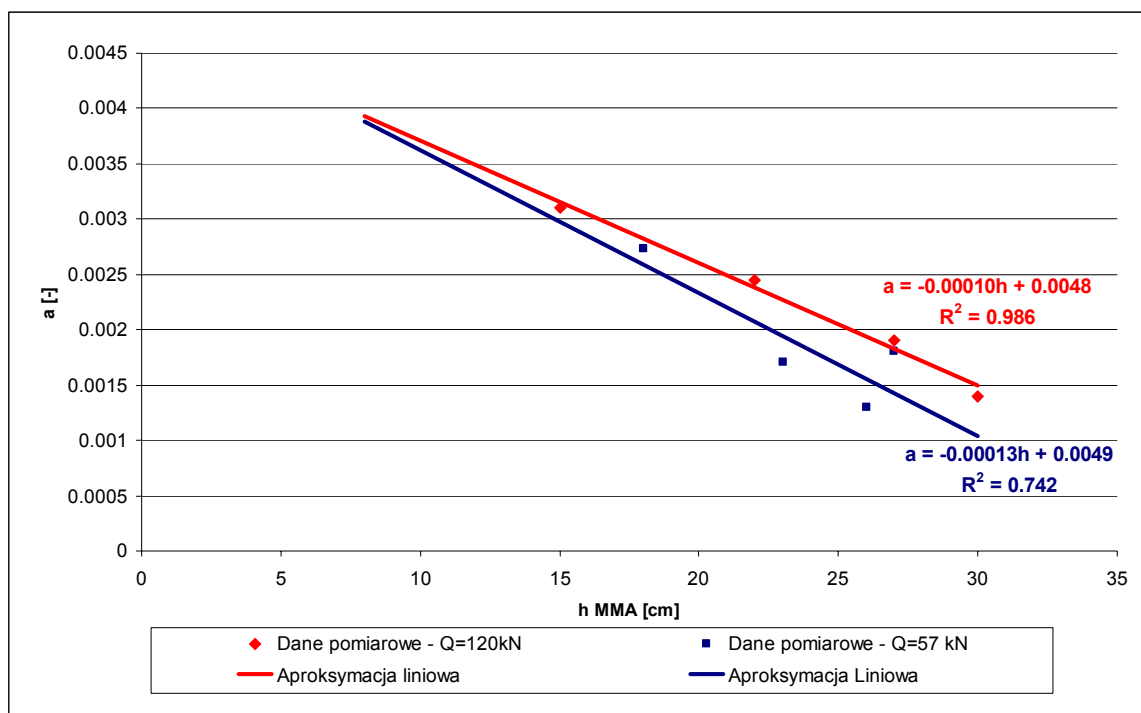


Rys. 6.23. Uśrednione współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych wyznaczone w osi obciążenia ( $r=0$ ) z uwzględnieniem różnych poziomów obciążeń

Wartości współczynników korekcyjnych  $f$  wyraźnie rosną wraz ze wzrostem grubości konstrukcji, przy czym zmiana ta jest bardziej widoczna dla większego poziomu obciążenia – wartości współczynników korekcyjnych wahają się od 1,19 (dla  $h$  MMA = 8 cm) do 1,33 (dla  $h$  MMA = 30 cm) dla poziomu obciążenia  $Q=57kN$  i od 1,25 do 1,55 dla poziomu obciążenia  $Q=120kN$ . Zauważyć należy, że generalnie mniejsze wartości współczynników korekcyjnych przy tej samej grubości warstw asfaltowych uzyskano przy obciążeniu 57 kN

(0,8 MPa) i większe przy 120 kN (1,7 MPa), co dobitnie potwierdza wyniki badań konstrukcji nr 12-15 pod zmiennym obciążeniem (rys. 6.20).

W przypadku parametru  $a$  również stwierdzono silną zależność między jego wartością a grubością warstw asfaltowych. Generalnie wyższe wartości parametru  $a$  uzyskano dla poziomego obciążenia  $Q = 120$  kN, a mniejsze dla  $Q = 57$  kN, co analogicznie jak w przypadku parametru  $b$ , potwierdza uzyskane wcześniej wyniki badań konstrukcji nr 12-15 pod zmiennym obciążeniem (rys. 6.22).



Rys. 6.24. Uśrednione współczynniki kierunkowe „ $a$ ” prostej (6.7) z uwzględnieniem różnych poziomów obciążeń

## 6.5. Podsumowanie

W świetle przeprowadzonych badań przyjęto liniową zależność (6.7) zmiany wartości współczynników korekcyjnych czaszy przemieszczeń w funkcji odległości od osi obciążenia, opisany parametrami  $a$  i  $b$  – dla nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych oraz parametrem  $b$  – dla nawierzchni sztywnych. Stwierdzono spadek wartości współczynników korekcyjnych wraz ze wzrostem odległości od osi obciążenia – dla nawierzchni podatnych i sztywno-podatnych oraz stałe wartości  $f$ , niezależnie od odległości od osi obciążenia – dla nawierzchni sztywnych. Zbadano wpływ grubości konstrukcji, temperatury badania oraz wartości obciążenia w badaniu FWD na parametry  $a$  i  $b$  zależności (6.7). Stwierdzono wpływ grubości konstrukcji na wartość parametru  $b$  ( $f_{(r=0)}$ ) oraz, w przypadku nawierzchni podatnych

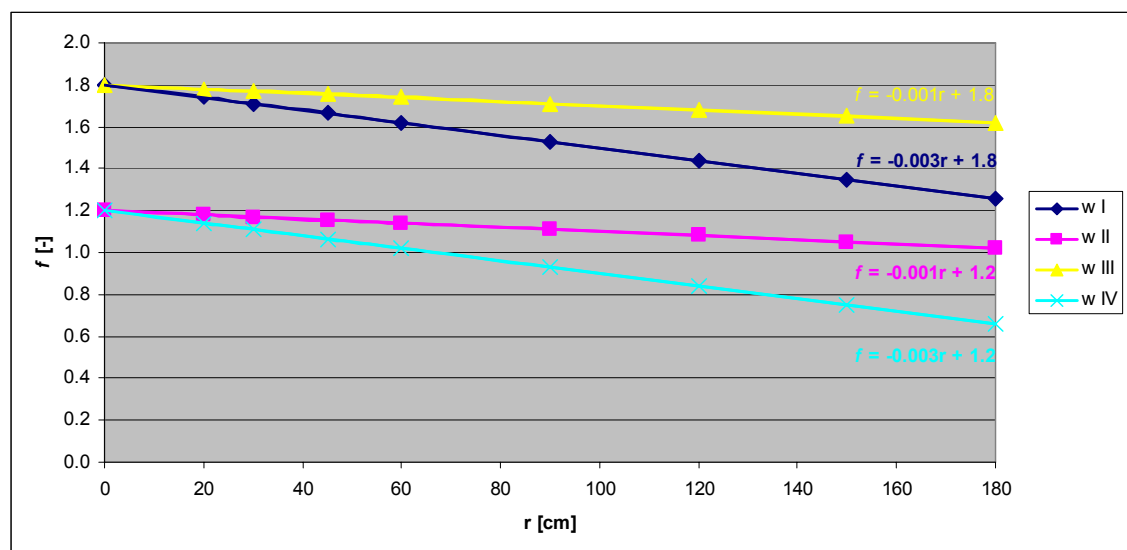
i sztywno-podatnych, sumaryczny wpływ temperatury badania i grubości konstrukcji na parametr  $a$  (nachylenie prostej), przy czym zaobserwowano wzrost wartości współczynników korekcyjnych ze wzrostem grubości konstrukcji i wzrost wartości parametru  $a$  ze wzrostem temperatury badania oraz spadek wartości parametru  $a$  ze wzrostem grubości konstrukcji. Stwierdzono również zależność obu parametrów od zadanego poziomu obciążenia, przy czym większe wartości parametrów  $a$  i  $b$  przy tej samej grubości konstrukcji uzyskano dla większego poziomu obciążenia.

W zależności od konstrukcji, temperatury badania (nawierzchni podatnych lub sztywno-podatnych) oraz poziomu obciążenia, wartości parametrów opisujących współczynniki korekcyjne  $f$  wg (6.7) wahają się w zakresie: od  $0,1 \cdot 10^{-2}$  do  $0,3 \cdot 10^{-2}$  – parametr  $a$  i od 1,2 do 1,8 – parametr  $b$ . Poniżej przedstawiono analizę wpływu zmienności parametrów w podanych zakresach na zarejestrowane w badaniu FWD przemieszczenia pionowe konstrukcji. Przyjęto cztery warianty wartości parametrów  $a$  i  $b$ :

- w I :  $a_{\max}=0,3 \cdot 10^{-2}$ ,  $b_{\max}=1,8$ ,
- w II :  $a_{\min}=0,1 \cdot 10^{-2}$ ,  $b_{\min}=1,2$ ,
- w III :  $a_{\min}=0,1 \cdot 10^{-2}$ ,  $b_{\max}=1,8$ ,
- w IV :  $a_{\max}=0,3 \cdot 10^{-2}$ ,  $b_{\min}=1,2$ ,

obrazujące skrajne przypadki możliwych wartości współczynników korekcyjnych  $f$  w zależności od grubości konstrukcji, temperatury badania i wartości obciążenia.

Współczynniki korekcyjne w funkcji odległości od osi obciążenia wyznaczone dla czterech powyższych wariantów przedstawiono na rys. 6.25.



Rys. 6.25. Cztery graniczne warianty wartości współczynników korekcyjnych czaszy przemieszczeń

Zauważyć należy, że dla dużych wartości parametru  $a$  i jednocześnie małych wartości parametru  $b$ , współczynniki korekcyjne wyznaczone w dalszej części czasu przemieszczeń ( $>1$  m) przyjmują wartości mniejsze od 1, a tym samym skorygowane przemieszczenia statyczne mogą przyjmować wartości mniejsze od przemieszczeń zarejestrowanych bezpośrednio w badaniu FWD.

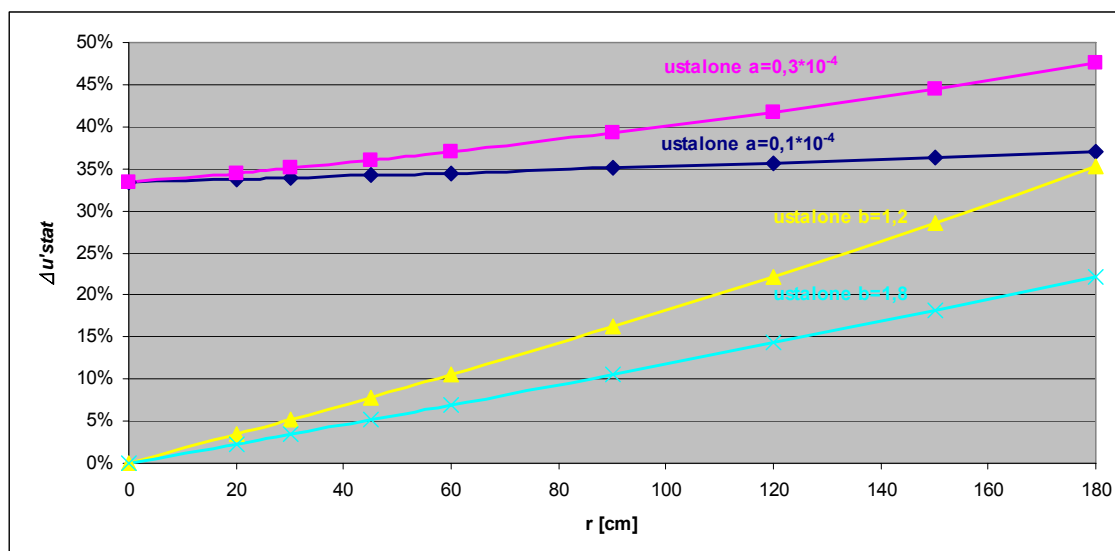
Istotność danego parametru ( $a$  albo  $b$ ), rozumianą jako zmienność wartości hipotetycznego przemieszczenia statycznego

$$\Delta u'_{stat} = \frac{u'_{stat\ max} - u'_{stat\ min}}{u'_{stat\ max}} \quad (6.13)$$

gdzie:

$\Delta u'_{stat}$  – zmiana wartości skorygowanego przemieszczenia statycznego,  
 $u'_{stat\ max}$  – maksymalna wartość skorygowanego przemieszczenia statycznego,  
 $u'_{stat\ min}$  – minimalna wartość skorygowanego przemieszczenia statycznego,

przy danym parametrze zmieniającym się w zakresie od wartości minimalnej do maksymalnej i jednocześnie ustalonym (stałym) drugim parametrze, zilustrowano na rys. 6.26.

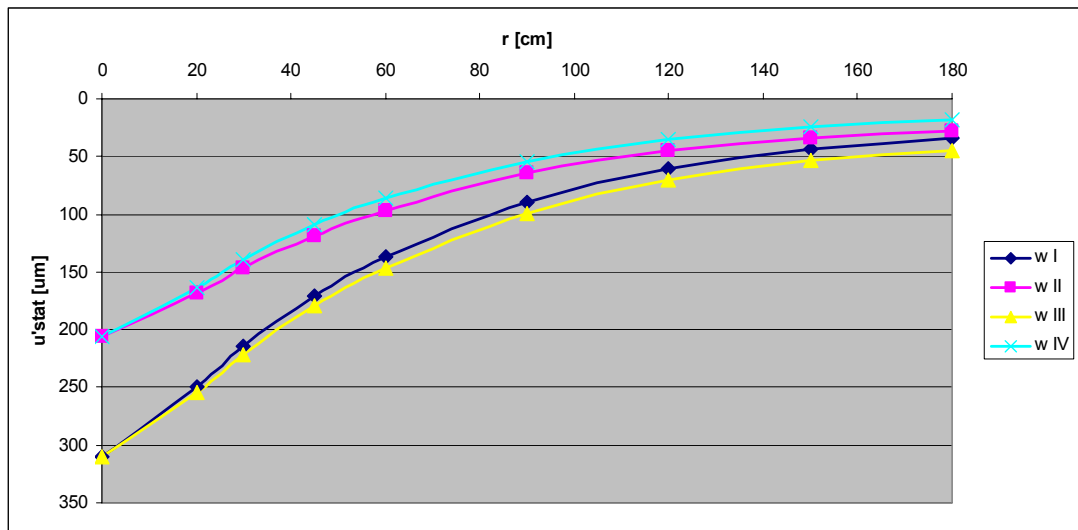


Rys. 6.26. Zmienność wartości przemieszczeń statycznych przy ustalonym jednym parametrze

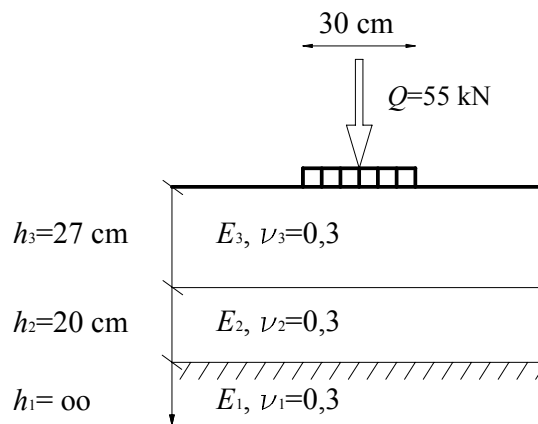
Widać wyraźnie, że większy wpływ na korektę czasu przemieszczeń ma parametr  $b$ . Zmiana wartości parametru  $b$  w zakresie od 1,2 do 1,8 powoduje zmianę wartości przemieszczeń całej czaszy, co najmniej o 35 %, bez względu na wartość parametru  $a$ , podczas gdy zmiana parametru  $a$  w zakresie od  $10 \cdot 10^{-4}$  do  $30 \cdot 10^{-4}$  nie powoduje znaczących

zmian wartości przemieszczeń w początkowej, najistotniejszej części czaszy i zmiany rzędu 25%-35% w końcowej jej części, w zależności od wartości parametru  $b$ .

Na rys. 6.27 przedstawiono przykładowe czasze przemieszczeń, uzyskane jako iloczyn rzeczywistych pomiarów i założonych czterech zestawów współczynników korekcyjnych wg rys. 6.25. Dla tak skonstruowanych czasz przeprowadzono identyfikację modułów sprężystości warstw w trójwarstwowym modelu (rys. 6.28). Wyniki identyfikacji przedstawiono w tab. 6.8.



Rys. 6.27. Skorygowane przykładowe czasze przemieszczeń wg wariantów z rys. 6.25

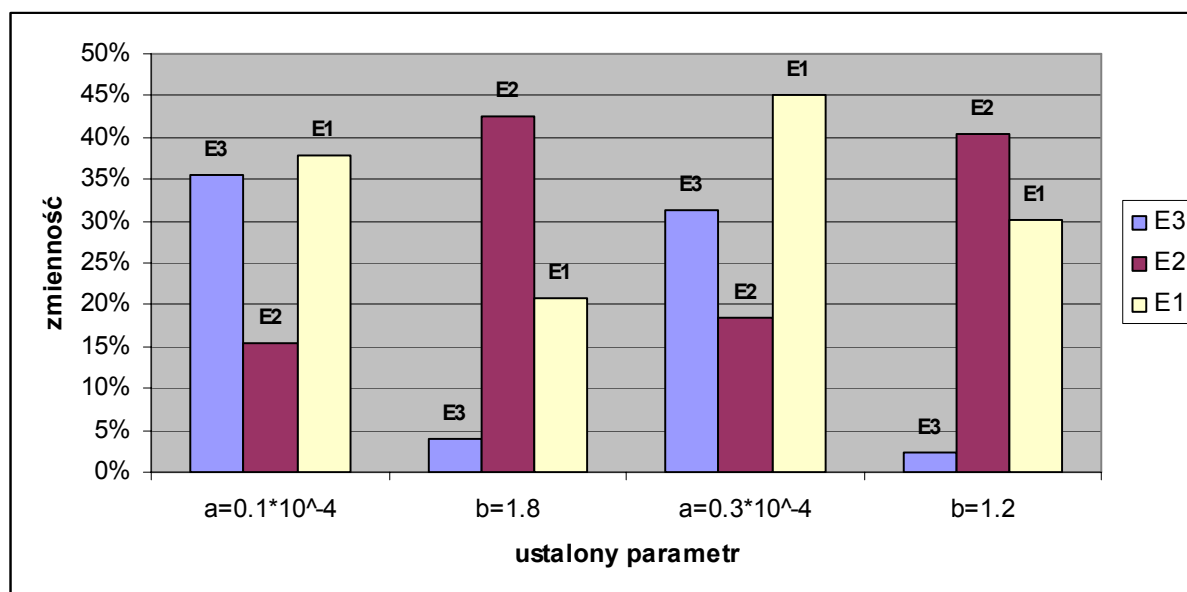


Rys. 6.28. Trójwarstwowy model konstrukcji nawierzchni

Tab.6.8. Zestawienie wyników identyfikacji modułów.

Wariant	$E_3$ [MPa]	$E_2$ [Mpa]	$E_1$ [Mpa]
w I	2650	66	250
w II	3950	136	318
w III	2545	115	198
w IV	3860	81	455

Przy ustalonym parametrze  $b$ , zmiana parametru  $a$  w całym zakresie nie powoduje istotnej zmiany identyfikowanych modułów sprężystości warstw MMA ( $E3$ ). Zmienność identyfikowanych  $E3$  przy ustalonym  $b$  i zmiennym  $a$  waha się od 2 do 4 % i jest o rząd niższa niż zmienność pozostałych identyfikowanych modułów. Na rys. 6.29 przedstawiono zmienność identyfikowanych  $E$ , przy ustalonym jednym parametrze  $a$  albo  $b$  i drugim zmieniającym się w całym przyjętym zakresie. Podobne zależności zaobserwowano analizując wpływ zmienności parametrów  $a$  i  $b$  na innych przykładach czasz przemieszczeń.



Rys. 6.29. Zmienność identyfikowanych modułów sprężystości warstw

Ponieważ wartości parametrów  $a$  i  $b$  i co za tym idzie – współczynników korekcyjnych czasu przemieszczeń są w pewnym stopniu zależne od poziomu obciążenia, badania sugeruje się przeprowadzać przy wartościach obciążeń możliwie zbliżonych do rzeczywistych obciążeń eksploatacyjnych nawierzchni. Badania wykazały, że w przypadku stosowania standardowych obciążeń płyty naciskowej  $Q = 57$  kN (120 kN dla nawierzchni lotniskowych) zmiana wartości współczynników korekcyjnych w zależności od grubości warstw asfaltowych w nawierzchni podatnej (lub sztywno-podatnej) jest nieduża i waha się w granicach 1.2-1.3 (1.25-1.55 dla  $Q = 120$  kN). Zaleca się zatem, w przypadku stosowania standardowych obciążeń, wyznaczać współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń na podstawie zależności (6.11), bez konieczności przeprowadzania każdorazowo obliczeń wg (6.5). Dopuszcza się również, w przypadku przeprowadzania pomiarów nawierzchni podatnych w umiarkowanych (10-20 °C) temperaturach, przyjmowanie *a priori* wartości parametru  $a$  na podstawie zależności (6.12). W zależności od temperatury badania i grubości



warstw asfaltowych charakteryzuje się on dosyć dużą zmiennością, jednak jego wpływ na identyfikowane parametry modelu nawierzchni jest niewielki.

W przypadku nawierzchni o konstrukcji sztywnej zaleca się wyznaczanie wartości współczynników korekcyjnych na podstawie kompletnych obliczeń z wykorzystaniem znajomości przebiegu impulsu obciążającego i odpowiedzi konstrukcji w czasie (6.5).

Zaznaczyć należy, że uzyskane w trakcie badań wartości parametru  $b=f_{(r=0)}$  zbliżone są do, omówionych w dalszej części pracy, otrzymanych w testach empirycznych, współczynników przeliczeniowych w osi obciążenia między (dynamicznym) ugięciomierzem FWD, a (statyczną) belką Benkelmana [40], [90]. Zauważyć także trzeba, że w trakcie prac nad stworzeniem opartych na MES metod teoretycznych w Korei Południowej [82] i Francji [65] również zauważono wpływ rodzaju konstrukcji oraz wpływ odległości od osi obciążenia na wartości współczynników przeliczeniowych, co potwierdza wyniki badań autora.

Zestawione w tab. 6.1 współczynniki korekcyjne czasz przemieszczeń wykorzystane zostały w kolejnym rozdziale do oceny wpływu obciążeń dynamicznych na identyfikowane moduły sprężystości warstw konstrukcji nawierzchni.

## 7. WPŁYW OBCIĄŻEŃ DYNAMICZNYCH NA IDENTYFIKACJĘ PARAMETRÓW MODELU NAWIERZCHNI

### 7.1. Wprowadzenie

Wyznaczone w poprzednim rozdziale współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń wykorzystano do oceny wpływu dynamicznego charakteru badania FWD na identyfikowane moduły sprężystości warstw nawierzchni i, w konsekwencji – na trwałość zmęczeniową konstrukcji. Zbadano również wpływ wartości obciążenia na identyfikowane moduły.

Badane nawierzchnie zamodelowano jako 2 lub 3 warstwowe półprzestrzenie sprężyste. Moduły sprężystości identyfikowano za pomocą programu ELMOD5, będącego na wyposażeniu Katedry Dróg i Lotnisk, Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. Jako funkcję celu  $F$  w „obliczeniach odwrotnych” wybrano średnią kwadratową (rms) względnych różnic przemieszczeń pomierzonych i obliczonych w modelu:

$$F = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^9 \left( \frac{q_{n_{obliczone}} - q_{n_{pomierzone}}}{q_{n_{pomierzone}}} \right)^2}{9}} \quad (7.1)$$

gdzie:

$q_{n_{obliczone}}$  – przemieszczenia pionowe pod  $n$ -tym geofonem obliczone w modelu,

$q_{n_{pomierzone}}$  – przemieszczenia pionowe zarejestrowane pod  $n$ -tym geofonem.

### 7.2. Identyfikacja parametrów modeli konstrukcji nawierzchni

Moduły warstw nawierzchni identyfikowano na podstawie bezpośrednich pomiarów przemieszczeń w badaniu FWD (model **DYN**) oraz na podstawie czasów przemieszczeń skorygowanych wg obliczonych w rozdziale 6 współczynników korekcyjnych (model **STAT**).

Wyniki bezpośrednich pomiarów oraz skorygowane czasy przemieszczeń zestawiono w tab. 7.1. Numery konstrukcji w tab. 7.1 odpowiadają przekrojom zamieszczonym w zał. nr 3. Przyjęte modele konstrukcji nawierzchni oraz wyniki identyfikacji ich parametrów przedstawiono na rys. 7.2-7.23.

Stwierdzono znaczne różnice w przypadku identyfikowanych modułów warstw asfaltowych nawierzchni podatnych między modelem **DYN** i **STAT**, przy czym moduły

identyfikowane w modelu statycznym są zdecydowanie niższe. Względne różnice modułów –  $(E_{DYN} - E_{STAT})/E_{DYN}$  – warstw MMA nawierzchni podatnych wynoszą od 30 % (przy grubości warstw MMA 30 cm) do 55 % (przy grubości warstw MMA 15 cm) i są wyraźnie zależne od grubości konstrukcji:

$$w_{MMA} = -0,0155 \cdot h + 0,7653 \quad (7.2)$$

gdzie:

$w_{MMA}$  – względne różnice identyfikowanych modułów warstw asfaltowych [%],  
 $h$  – grubość warstw asfaltowych [cm].

Nieco mniejsze różnice zaobserwowano w przypadku nawierzchni sztywno-podatnych (Nr 10,13,15).

Znacznie mniejsze różnice stwierdzono natomiast między identyfikowanymi w modelach **DYN** i **STAT** modułami podłoża nawierzchni, zarówno podatnych jak i sztywno-podatnych. Względne różnice między modelem **DYN** i **STAT** wahają się w granicach 10 % i nie przekraczają 22 %. Obserwuje się przy tym zależność odwrotną niż miało to miejsce w przypadku warstw MMA – większe średnie względne różnice modułów podłoża występują w przypadku przekrojów mocniejszych (grubszych), a mniejsze przekrojów słabszych (cieńszych):

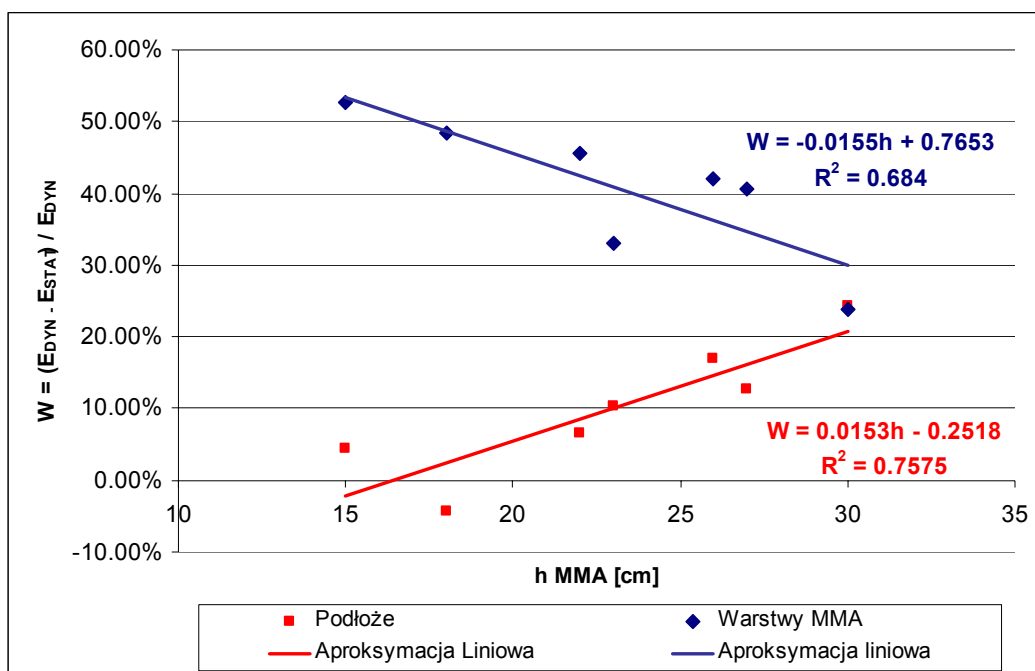
$$w_p = 0,0153 \cdot h - 0,2518 \quad (7.3)$$

gdzie:

$w_p$  – względne różnice identyfikowanych modułów podłoża [%],  
 $h$  – grubość warstw asfaltowych [cm].

Względne różnice między identyfikowanymi w modelach **DYN** i **STAT** modułami podłoża i warstw asfaltowych nawierzchni podatnych, w funkcji grubości konstrukcji, przedstawiono na rys. 7.1 – wskazują one na zanik oddziaływania podłoża wraz ze wzrostem grubości konstrukcji.

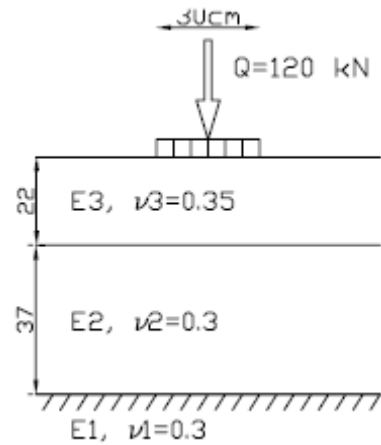
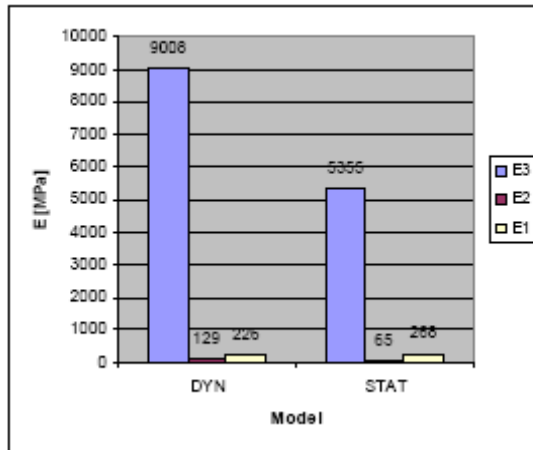
W przypadku dwuwarstwowych nawierzchni sztywnych stwierdzono średnie względne różnice modułów warstw z betonu cementowego między modelami **DYN** i **STAT** w granicach 25 %. W przypadku podłoża różnice te wyniosły 17 %. Nie zaobserwowano w przypadku nawierzchni sztywnych monotonicznej zależności między względnymi różnicami identyfikowanych modułów, a grubością konstrukcji.



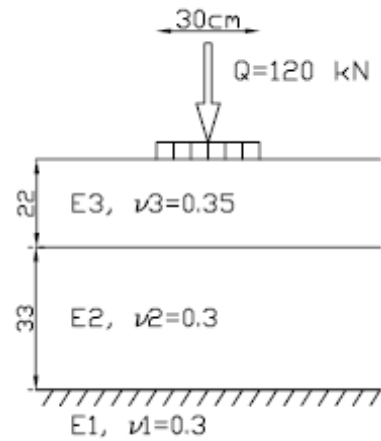
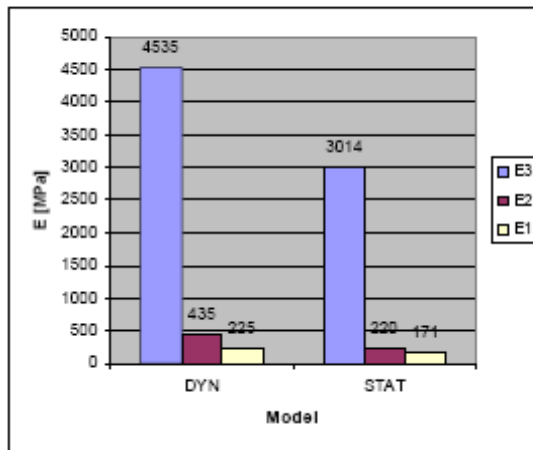
Rys. 7.1. Względne różnice identyfikowanych modułów nawierzchni podatnych w funkcji grubości konstrukcji

Tab. 7.1. Przemieszczenia pionowe konstrukcji  $q(r)$  [um]

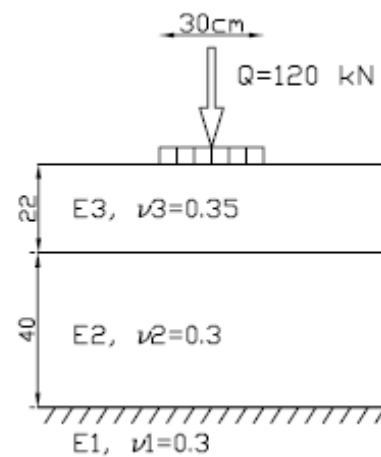
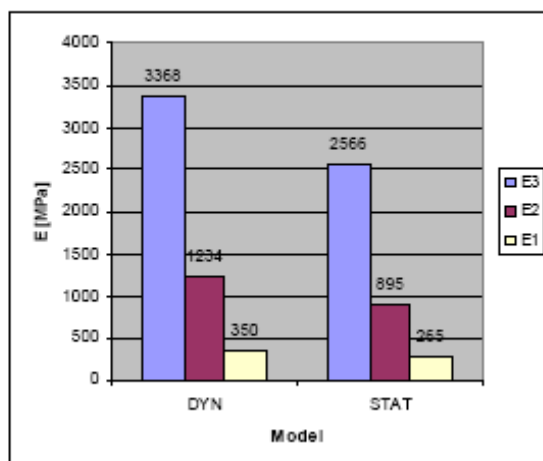
Nr konstrukcji	Model	r									
		0	20	30	45	60	90	120	150	180	
1	DYN	475,5	408,6	372,1	320,6	276,9	202,5	146,0	108,0	82,8	
	STAT	670,5	547,5	485,6	401,5	332,3	221,7	144,6	95,6	64,6	
2	DYN	468,9	373,7	329,0	273,8	232,7	170,9	129,6	102,8	85,0	
	STAT	708,1	553,8	483,0	396,2	331,8	236,5	173,9	133,7	107,0	
3	DYN	284,6	198,6	170,8	143,1	125,1	98,6	79,6	66,1	55,1	
	STAT	432,6	296,3	252,4	208,5	179,7	137,5	107,6	86,6	69,9	
4	DYN	512,2	440,0	398,3	338,7	289,2	208,4	150,1	111,0	87,2	
	STAT	681,2	557,9	492,7	403,2	330,9	219,0	143,8	96,1	67,3	
5	DYN	307,1	269,0	248,6	220,4	197,3	156,5	123,4	99,5	81,5	
	STAT	476,0	406,7	371,1	322,7	283,3	215,8	163,1	125,8	98,5	
6	DYN	196,3	170,8	155,0	132,9	114,8	86,1	65,3	51,2	40,5	
	STAT	249,3	213,5	192,3	162,8	139,0	101,6	75,1	57,4	44,2	
7	DYN	267,6	228,1	202,4	167,3	140,4	101,0	75,8	60,7	49,7	
	STAT	326,4	264,1	228,1	180,7	145,2	95,0	64,2	45,8	32,9	
8	DYN	256,2	218,1	193,2	158,9	132,6	93,7	68,9	54,0	43,1	
	STAT	312,6	251,3	216,0	169,6	134,7	85,7	56,0	38,3	26,2	
9	DYN	111,4	99,9	93,1	82,8	74,3	59,0	46,5	37,0	30,2	
	STAT	141,5	124,4	114,9	100,7	89,0	68,6	52,4	40,4	31,9	
10	DYN	478,7	412,3	364,1	299,0	248,2	173,4	125,4	93,3	72,9	
	STAT	598,4	506,3	443,1	358,9	293,9	199,5	140,2	101,2	76,7	
11	DYN	167,4	152,0	142,1	126,5	112,9	89,1	70,1	55,3	45,1	
	STAT	221,2	196,9	182,2	159,7	140,4	107,3	81,7	62,3	49,0	
12	DYN	171,9	143,1	125,3	102,5	84,5	58,2	41,7	32,6	27,3	
	STAT	227,0	184,0	159,0	127,4	102,9	67,9	46,5	34,7	27,7	
13	DYN	441,4	366,94	315,68	252,4	209,32	153,7	114,3	90,12	73,1	
	STAT	516,4	416,8	353,2	276,0	223,6	156,3	110,4	82,5	63,2	
14	DYN	217,5	185,575	166,675	140,175	120,15	89,3	68,2	55,85	46,075	
	STAT	278,4	231,2	204,8	168,7	141,5	100,6	73,4	57,2	44,9	
15	DYN	383,225	317,9	277,675	230,975	196,575	143,1	106,3	83,275	67	
	STAT	463,7	375,8	324,3	264,9	221,3	155,1	110,8	83,3	64,2	
16	DYN	155,3	133,9	122,2	105,6	92,0	69,4	52,8	42,1	34,2	
	STAT	205,6	172,5	155,2	131,2	111,8	80,7	58,6	44,3	34,2	
17	DYN	215,9	190,0	184,1	172,7	163,6	144,4	123,1	101,8	83,9	
	STAT	405,9	357,2	346,2	324,6	307,6	271,5	231,5	191,3	157,7	
18	DYN	128,5	119,7	115,7	108,4	102,4	90,5	78,5	67,4	58,4	
	STAT	165,7	154,4	149,3	139,8	132,1	116,7	101,2	87,0	75,3	
19	DYN	118,3	112,2	108,1	101,4	95,9	85,3	74,7	65,0	57,1	
	STAT	151,4	143,6	138,4	129,8	122,8	109,2	95,6	83,2	73,1	
20	DYN	223,7	201,0	192,1	178,4	166,7	142,1	117,3	96,1	77,7	
	STAT	315,4	283,4	270,8	251,5	235,1	200,4	165,4	135,5	109,6	
21	DYN	273,0	258,1	251,2	229,7	206,7	159,7	116,9	85,4	61,4	
	STAT	300,3	283,9	276,3	252,6	227,4	175,6	128,6	93,9	67,6	
22	DYN	332,5	311,7	299,6	278,5	258,9	217,4	178,7	147,4	127,4	
	STAT	399,0	364,7	346,1	315,4	287,4	231,5	182,3	143,7	118,5	



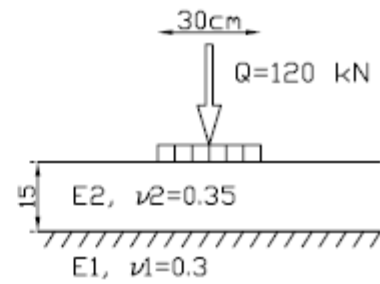
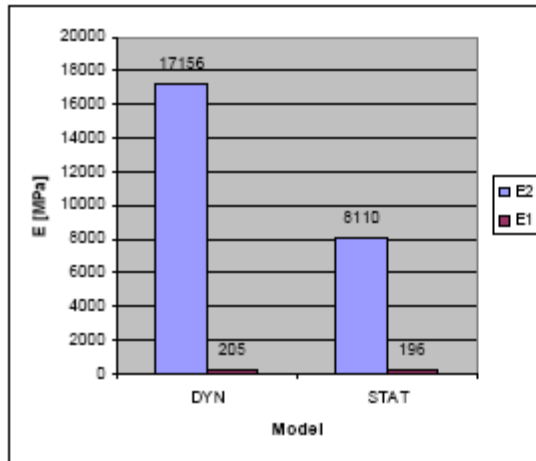
Rys.7.2. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 1



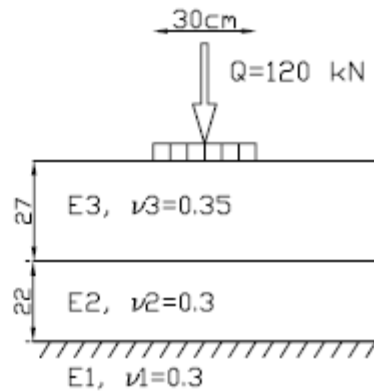
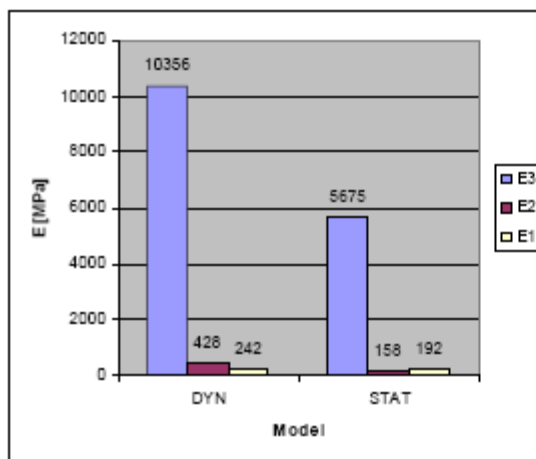
Rys.7.3. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 2



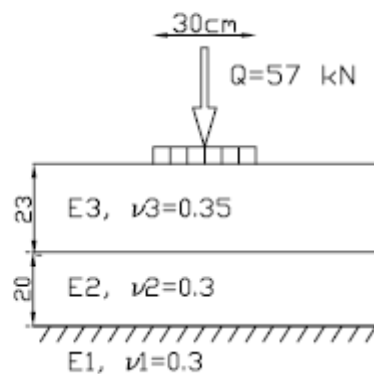
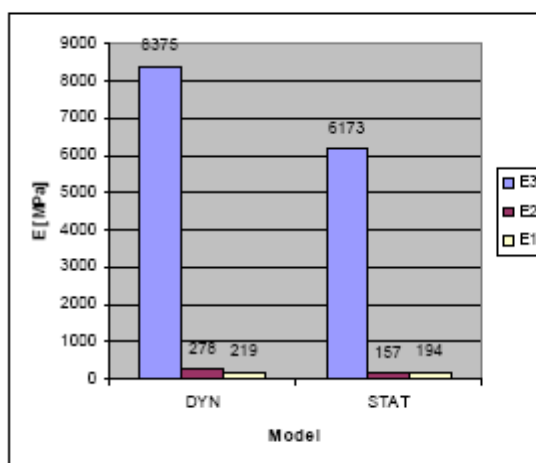
Rys.7.4. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 3



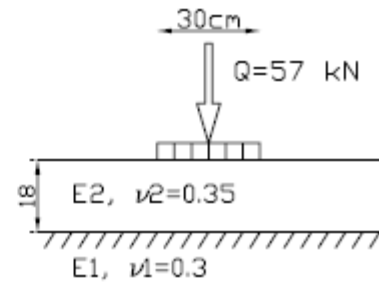
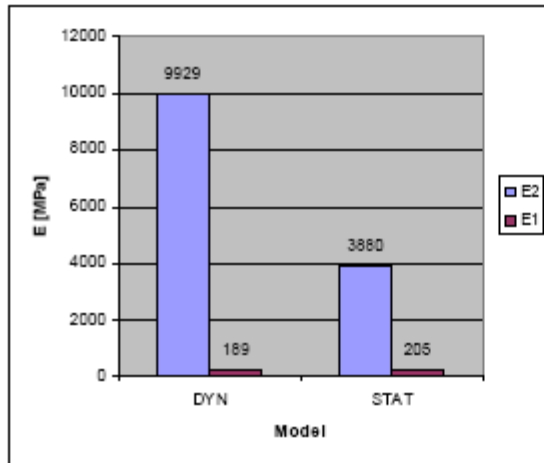
Rys.7.5. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 4



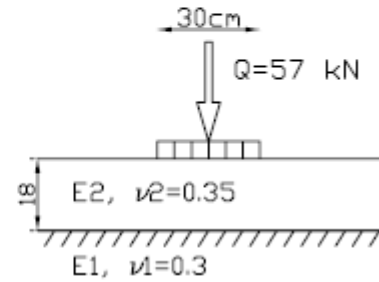
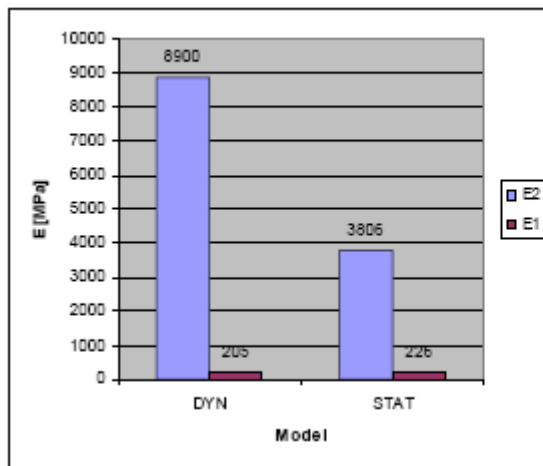
Rys.7.6. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 5



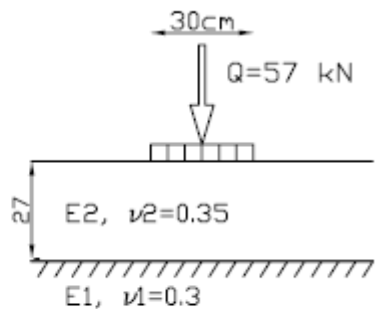
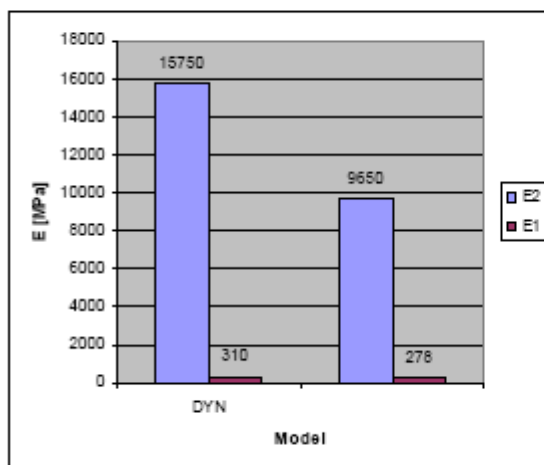
Rys.7.7. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 6



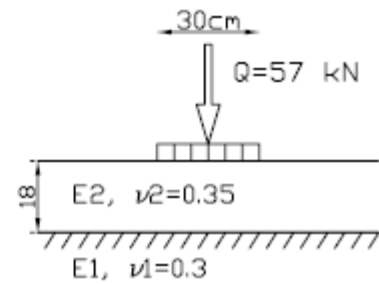
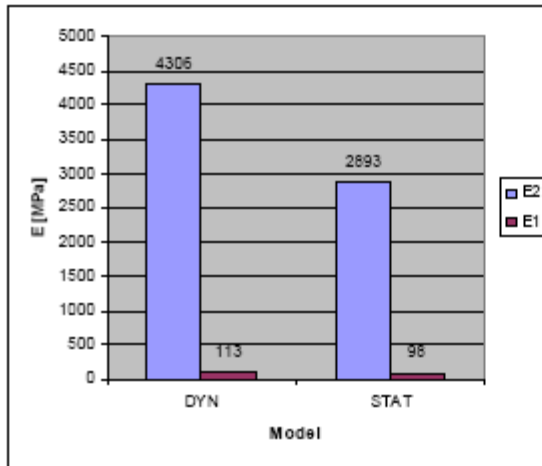
Rys.7.8. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 7



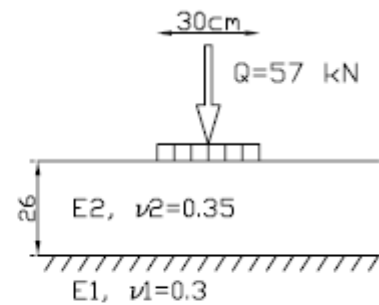
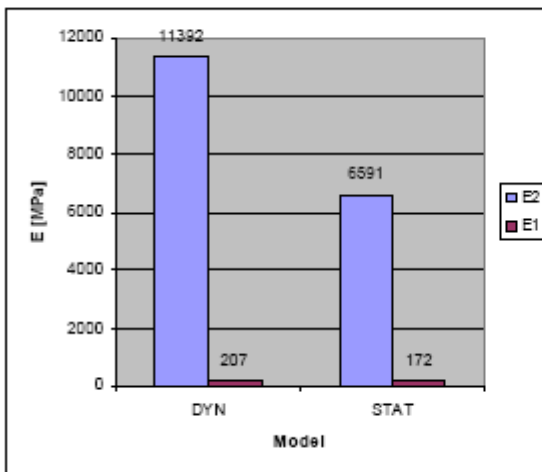
Rys.7.9. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 8



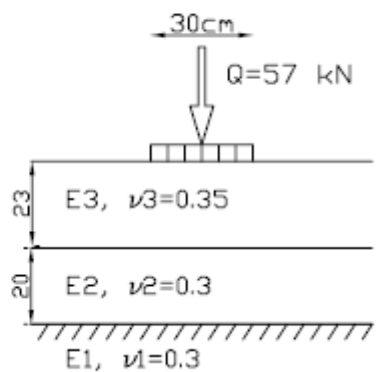
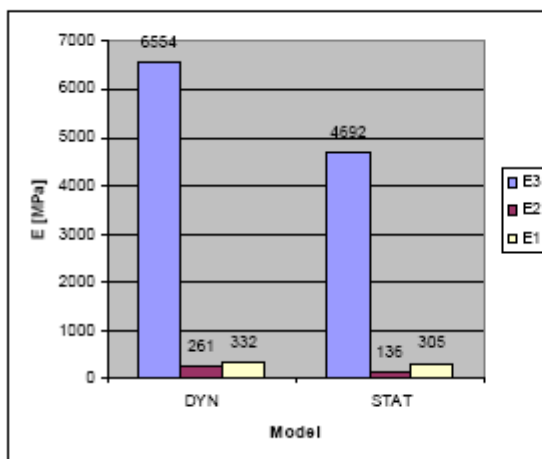
Rys.7.10. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 9



Rys.7.11. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 10

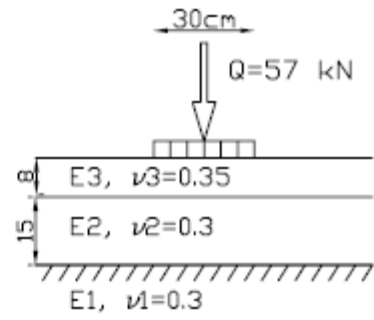
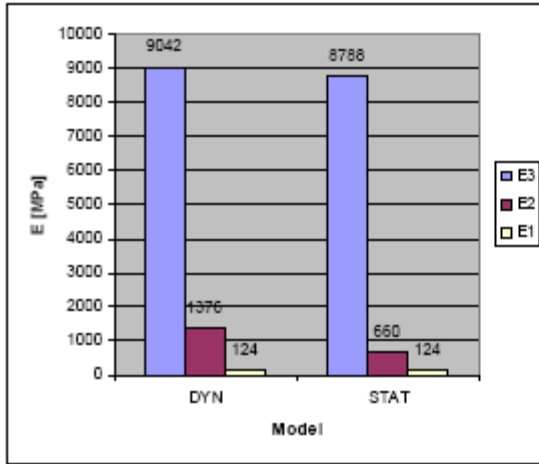


Rys.7.12. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 11

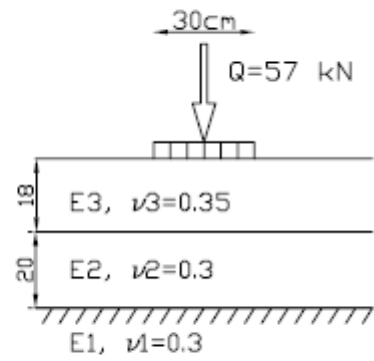
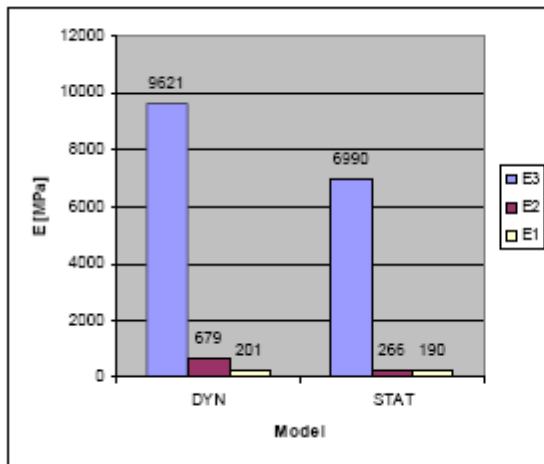


Rys.7.13. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 12

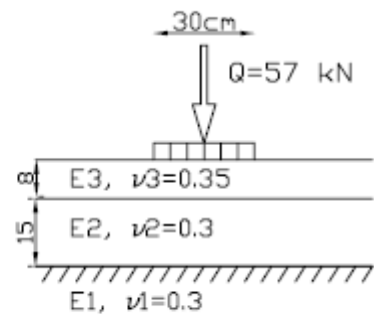
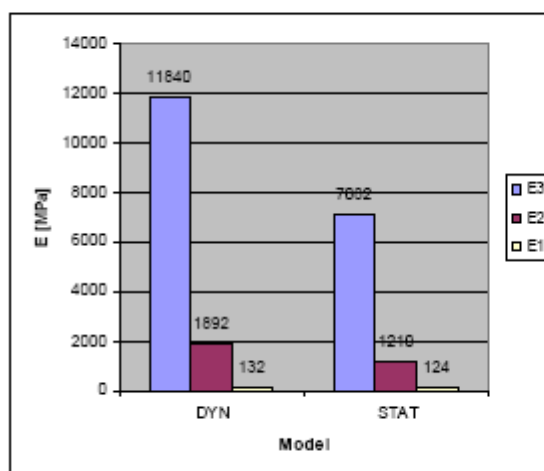




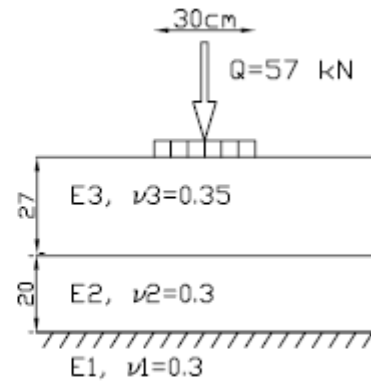
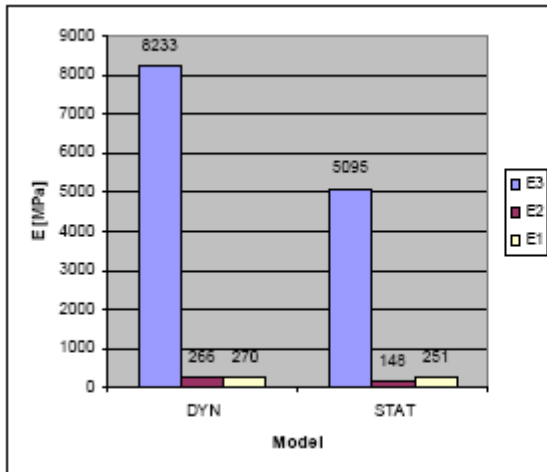
Rys.7.14. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 13



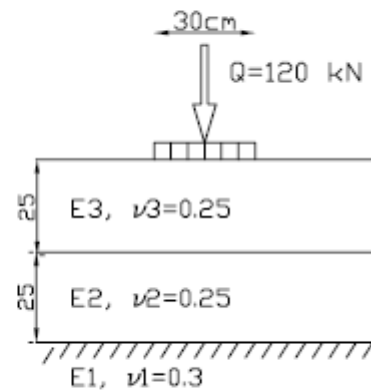
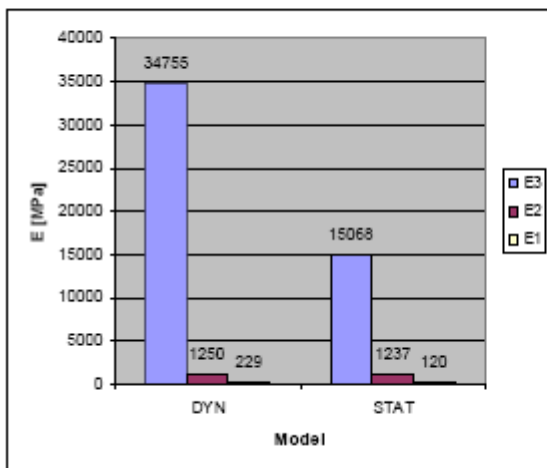
Rys.7.15. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 14



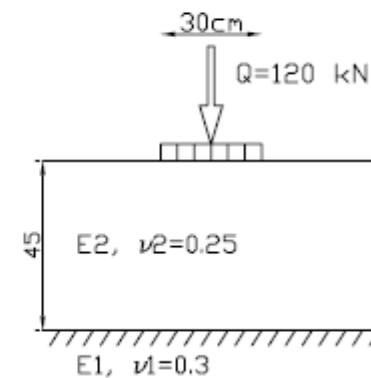
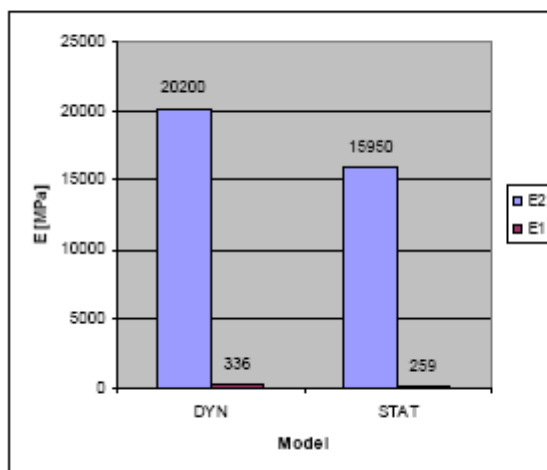
Rys.7.16. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 15



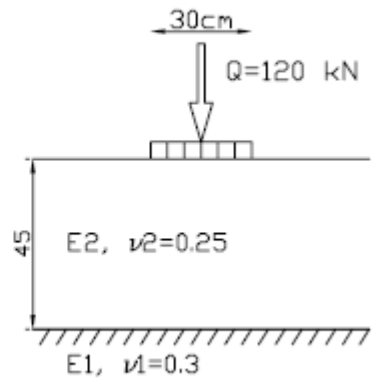
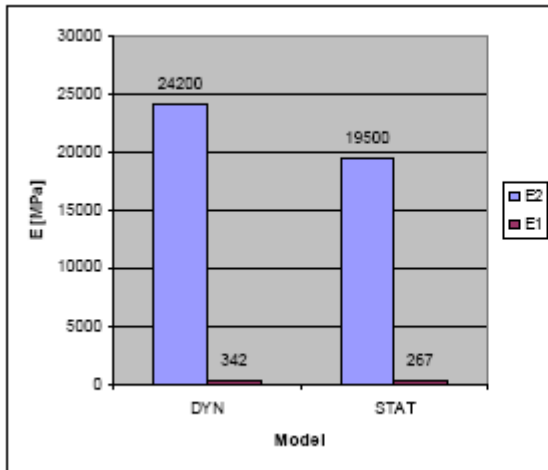
Rys.7.17. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 16



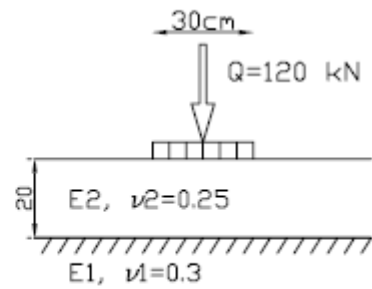
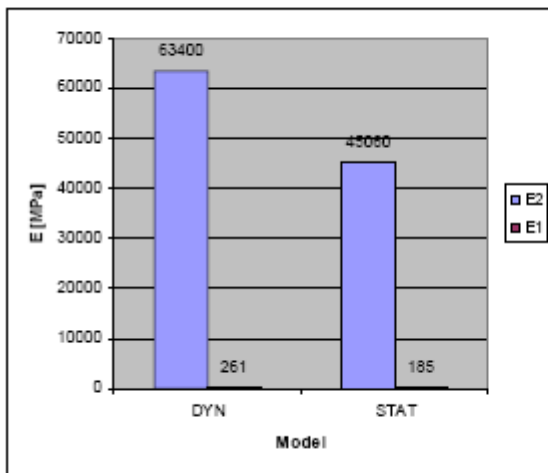
Rys.7.18. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 17



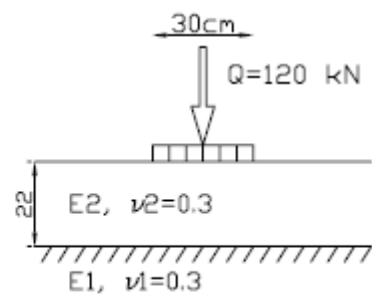
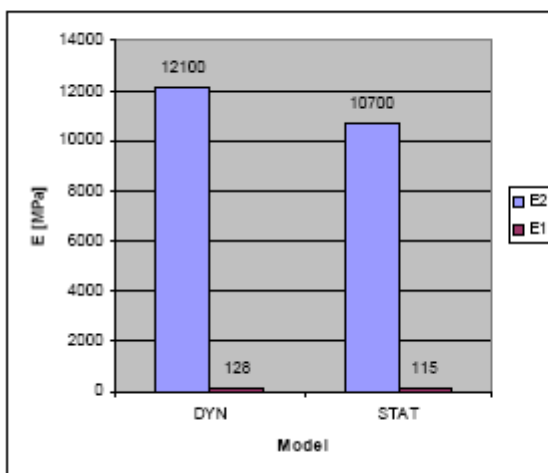
Rys.7.19. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 18



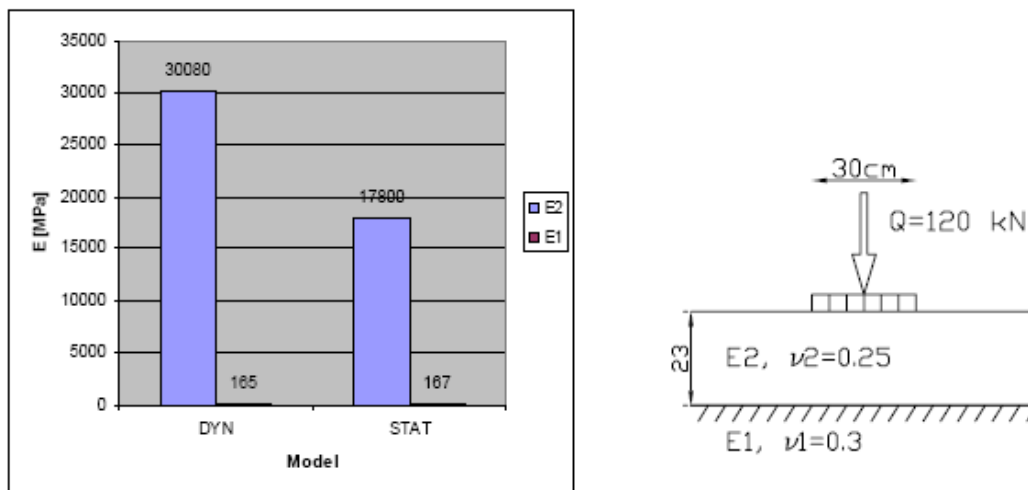
Rys.7.20. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 19



Rys.7.21. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 20



Rys.7.22. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 21



Rys.7.23. Identyfikacja parametrów modelu nawierzchni nr 22

### 7.3. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji

Wyznaczone w poprzednim punkcie moduły posłużyły do oceny trwałości zmęczeniowej konstrukcji.

Trwałość zmęczeniową warstw asfaltowych wybranych nawierzchni podatnych wyznaczono na podstawie kryterium Instytutu Asfaltowego:

$$N = 18,4 \cdot C \cdot \left\{ 6,167 \cdot 10^{-5} \cdot \varepsilon_r^{-3,291} \cdot E^{-0,854} \right\} \quad (7.4)$$

gdzie:

$N$  – liczba obciążeń do wystąpienia spękań zmęczeniowych na 20% powierzchni jezdni,

$\varepsilon_r$  – odkształcenia rozciągające w warstwach asfaltowych (rys. 7.24),

$E$  – moduł mieszanki mineralno-asfaltowej [MPa],

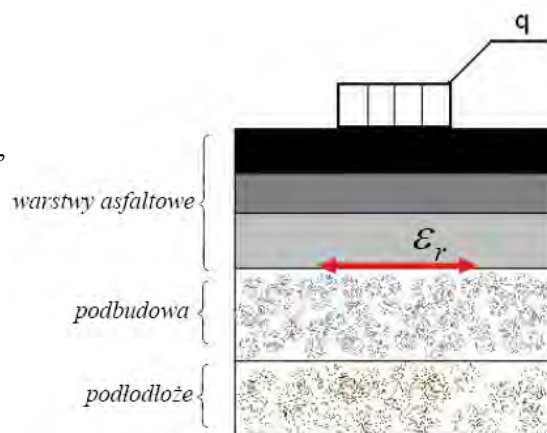
$C$  – funkcja objętości wolnych przestrzeni i objętości asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej, równa  $C=10^M$ ,

gdzie:

$$M=4,84 \left\{ \left[ \frac{V_B}{(V_B+V_V)} \right] - 0,69 \right\},$$

$V_B$  – zawartość objętościowa asfaltu [%],

$V_V$  – objętość wolnych przestrzeni [%].



Rys. 7.24. odkształcenia rozciągające w warstwach asfaltowych

Trwałości zmęczeniowe nawierzchni podatnych oszacowane wg modelu **DYN** ( $N_{DYN}$ ) i **STAT** ( $N_{STAT}$ ) zestawiono w tabeli 7.2. Wartości  $V_B = 9,6\%$  i  $V_V = 7\%$  przyjęto *a priori* – jednakowe dla wszystkich badanych konstrukcji, jako nie mające istotnego wpływu na badaną relację  $N_{DYN}/N_{STAT}$ . Widać wyraźnie, że trwałości zmęczeniowe oszacowane na podstawie modułów wyznaczonych z uwzględnieniem współczynników korekcyjnych czasz przemieszczeń są znacznie mniejsze.

Tab. 7.2. Trwałość zmęczeniowa warstw asfaltowych nawierzchni podatnych

Nr konstrukcji	$\varepsilon_{DYN}$	$E_{MMA DYN}$ [MPa]	$N_{DYN}$	$\varepsilon_{STAT}$	$E_{MMA STAT}$ [MPa]	$N_{STAT}$	$N_{DYN}/N_{STAT}$	$(N_{DYN}-N_{STAT})/N_{DYN}$
6	0,000080	8375	4 382 077	0,000111	6176	1 958 421	2,24	55%
7	0,000107	9929	1 473 223	0,000196	3880	448 385	3,29	70%
8	0,000113	8900	1 351 661	0,000192	3806	487 824	2,77	64%
9	0,000038	15750	31 312 188	0,000056	9650	13 016 687	2,41	58%
11	0,000056	11392	11 098 372	0,000091	6294	3 665 516	3,03	67%
12	0,000091	6554	3 528 235	0,000132	4692	1 400 166	2,52	60%
14	0,000082	9621	3 604 248	0,000128	6990	1 102 342	3,27	69%
16	0,000063	8233	9 829 800	0,000099	5095	3 363 499	2,92	66%

Względne różnice –  $(N_{DYN}-N_{STAT})/N_{DYN}$  – są zbliżone dla wszystkich badanych konstrukcji i wahają się w granicach 55-70%, przy czym nie stwierdzono monotonicznej zależności między grubością konstrukcji a stosunkiem  $N_{DYN}/N_{STAT}$ . Wynika to z faktu, że trwałość zmęczeniowa, jako zagadnienie bardzo skomplikowane, zależy nie tylko od grubości konstrukcji, ale też od stosunku modułów sprężystości warstw MMA i podłoża. Zdecydowanie stwierdzić natomiast można że wpływ obciążeń dynamicznych w badaniu FWD na trwałość zmęczeniową konstrukcji jest znaczny i powoduje jej (średnio) ponad 2,5-krotne przeszacowanie.

Trwałość zmęczeniową przykładowej nawierzchni sztywnej (nr 20) wyznaczono na podstawie kryterium [92]:

$$\sigma_{\max} = R_{zg} \cdot (1 - 0,078 \log N) \quad (7.5)$$

gdzie:

$N$  – liczba obciążeń, jaką może przenieść nawierzchnia betonowa przy poziomie naprężeń

$\sigma_{\max}$ ,

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

$$\sigma_{\max} = \alpha \sigma_r + \delta \sigma_t,$$

gdzie:

$\sigma_r$  – maksymalne naprężenia rozciągające w płycie od obciążenia kołem obliczeniowym (wyznaczone metodą OSZD)[92],

$\sigma_t$  – maksymalne naprężenia w płycie od zmian temperatury (wyznaczone metodą OSZD)[92],

$\alpha$  – współczynnik przenoszenia sił z jednej płyty na drugą = 0,8,

$\delta$  – współczynnik uwzględniający zmniejszanie się naprężeń przy obciążeniach powtarzalnych = 0,5.

Trwałości zmęczeniowe nawierzchni sztywnej nr 20 oszacowane wg modelu **DYN** ( $N_{DYN}$ ) i **STAT** ( $N_{STAT}$ ) przedstawiono w tabeli 7.3.

Tab. 7.3. Trwałość zmęczeniowa nawierzchni sztywnej.

Nr konstrukcji	$R_{zg\ DYN}^*$ [Mpa]	$\sigma_{MAX\ DYN}$ [Mpa]	$E_{plyty\ DYN}$ [Mpa]	$N_{DYN}$	$R_{zg\ STAT}$ [Mpa]	$\sigma_{MAX\ STAT}$ [Mpa]	$E_{plyty\ STAT}$ [Mpa]	$N_{STAT}$	$N_{DYN}/N_{STAT}$	$\frac{(N_{DYN}-N_{STAT})}{N_{DYN}}$
20	6,88	3,27	63400	5 279 718	5,50	2,77	45060	2 372 965	2,22	55%

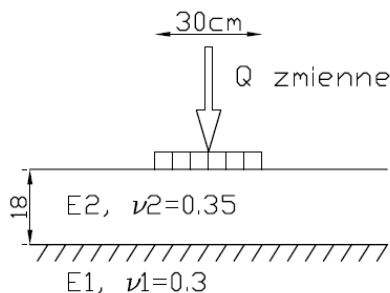
\*Przyjęto  $R_{zg\ DYN} = 1,25 R_{zg\ STAT}$

Tak jak w przypadku nawierzchni podatnych, kryterium naprężeniowe (7.5) w przypadku nawierzchni sztywnej wskazuje na mniejszą trwałość zmęczeniową konstrukcji oszacowaną wg modelu **STAT** – na podstawie modułów wyznaczonych z uwzględnieniem współczynników korekcyjnych czasz przemieszczeń. Względna różnica trwałości zmęczeniowych –  $(N_{DYN}-N_{STAT})/N_{DYN}$  – wynosi 55% i jest zbliżona do wartości uzyskanych w konstrukcjach podatnych.

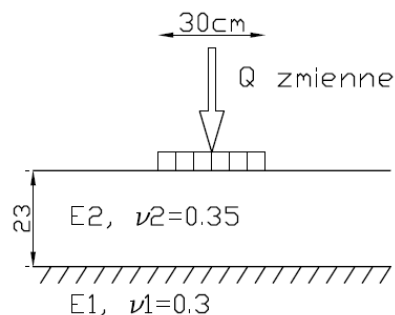
#### 7.4. Wpływ wartości obciążenia na identyfikowane moduły warstw

Badania wpływu wartości obciążenia na identyfikowane moduły sprężystości przeprowadzono na dwóch nawierzchniach o różnej grubości warstw MMA i takiej samej grubości podbudowy pomocniczej z kruszywa łamanego: konstrukcje nr 14 i 12 wg zał.3, o grubości warstw asfaltowych odpowiednio 18 cm i 23 cm oraz grubości warstwy kruszywa łamanego 20 cm.

Nawierzchnie zamodelowano jako dwuwarstwowe półprzestrzenie sprężyste (rys. 7.25 i 7.26). Badania autora wykazały, że modele takie, w odróżnieniu od układów 3-warstwowych, dają rozwiązania stabilne i unikalne, choć często nieco gorzej dopasowane wg (7.1).



Rys. 7.25. Dwuwarstwowy model nawierzchni nr 14

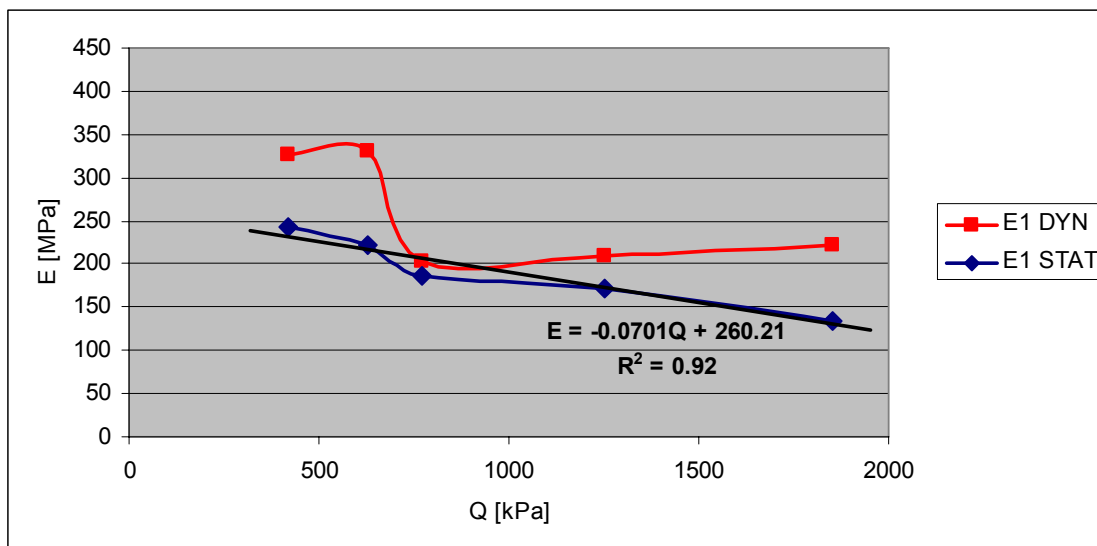


Rys. 7.26. Dwuwarstwowy model nawierzchni nr 12

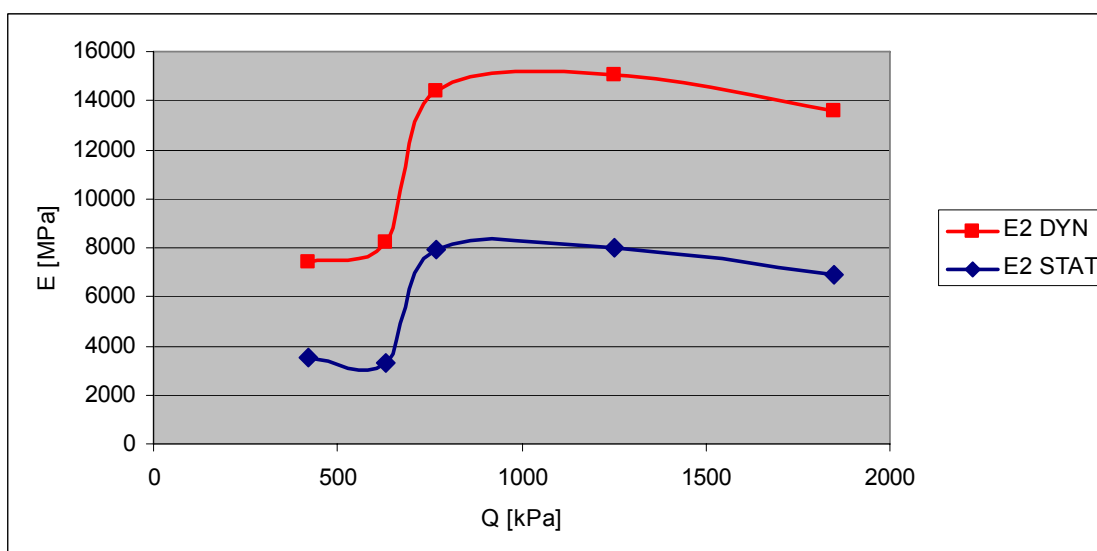
Obie konstrukcje obciążano skokowo w zakresie od 30 do 130 kN, co odpowiada naprężeniom od 0,42 do 1,85 MPa na styku płyty naciskowej z nawierzchnią, każdorazowo rejestrując przemieszczenia pionowe bezpośrednio w osi obciążenia i w 8 dodatkowych punktach. Moduły identyfikowano na podstawie bezpośrednich pomiarów przemieszczeń w badaniu FWD (model **DYN**) i na podstawie czasów przemieszczeń skorygowanych wg obliczonych w rozdziale 6 współczynników korekcyjnych (model **STAT**). Wyniki bezpośrednich pomiarów pod zmiennym obciążeniem oraz skorygowane czasy przemieszczeń zestawiono w tab. 7.4. Temperatura warstw MMA w trakcie badań wynosiła: 20 °C – na nawierzchni nr 14 i 26 °C – na nawierzchni nr 12. Wyniki identyfikacji modułów pod zmiennym obciążeniem przedstawiono na rys. 7.27-7.30, osobno dla warstw MMA i łącznego modułu warstw podbudowy i podłoża.

Tab. 7.4. Przemieszczenia pionowe konstrukcji  $q(r)$  [ $\mu\text{m}$ ]

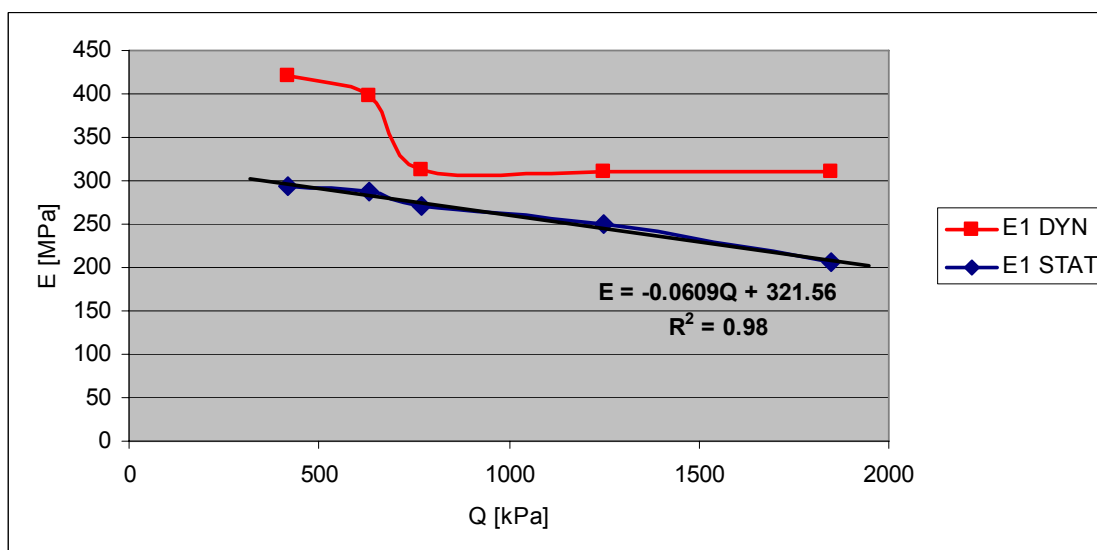
Nr konstrukcji	Q[kPa]	Model	r [cm]									
			0	20	30	45	60	90	120	150	180	
14	420	DYN	101,9	84,2	73,1	58,0	46,4	30,3	21,3	16,9	13,6	
		STAT	160,0	127,8	109,0	84,3	65,6	40,4	26,8	19,9	15,0	
	630	DYN	147,4	122,0	105,0	83,1	66,4	44,6	32,6	25,4	20,7	
		STAT	260,9	208,7	176,4	135,9	105,5	66,9	45,9	33,5	25,5	
	770	DYN	217,5	185,6	166,7	140,2	120,2	89,3	68,2	55,9	46,1	
		STAT	278,4	231,2	204,8	168,7	141,5	100,6	73,4	57,2	44,9	
	1250	DYN	338,9	289,6	259,4	219,5	187,6	140,0	108,5	88,9	74,1	
		STAT	471,0	393,2	348,1	289,2	242,7	174,4	130,0	102,2	81,7	
	1850	DYN	500,6	421,1	375,3	312,4	264,7	197,7	151,3	125,9	106,8	
		STAT	906,1	746,2	657,9	538,7	449,0	324,1	239,4	192,0	156,8	
	12	420	DYN	84,3	69,3	59,8	47,3	37,7	23,7	15,7	11,8	9,0
			STAT	137,5	109,9	93,6	72,5	56,4	34,0	21,5	15,3	11,1
630		DYN	118,7	97,8	85,3	68,8	55,9	37,1	25,9	20,0	17,1	
		STAT	188,7	150,7	129,2	101,7	80,6	50,6	33,4	24,3	19,5	
770		DYN	171,9	143,1	125,3	102,5	84,5	58,2	41,7	32,6	27,3	
		STAT	227,0	184,0	159,0	127,4	102,9	67,9	46,5	34,7	27,7	
1250		DYN	268,8	224,9	198,1	163,1	136,2	95,4	69,2	54,4	45,1	
		STAT	376,3	307,2	267,2	215,9	176,8	119,0	82,8	62,2	49,3	
1850		DYN	405,0	335,0	294,9	243,6	203,3	143,2	104,3	81,9	67,6	
		STAT	680,4	548,7	476,9	386,2	316,0	213,5	149,0	111,8	88,0	



Rys. 7.27. Porównanie identyfikowanych modułów podłoża – nawierzchnia nr 14

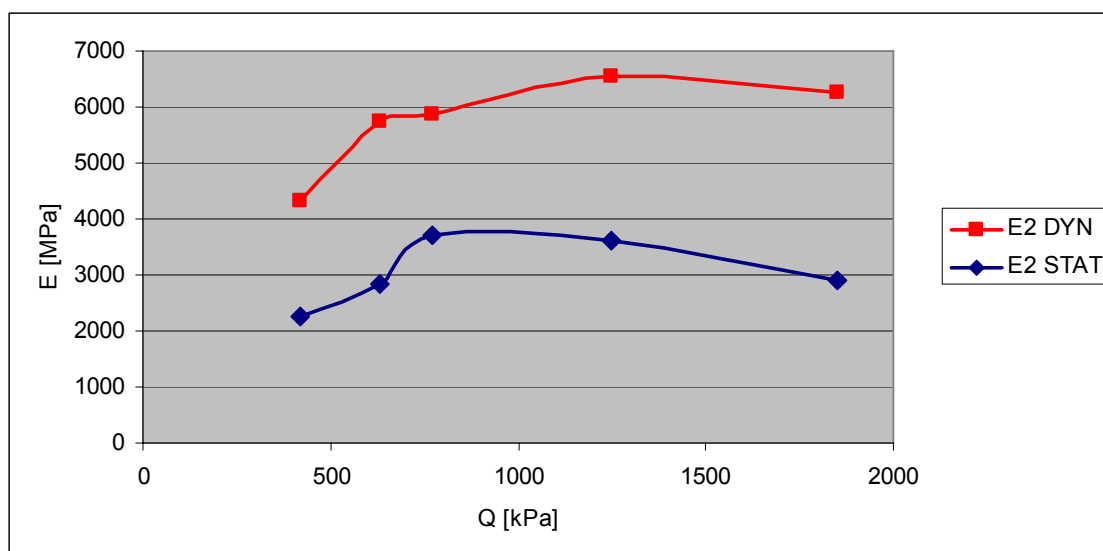


Rys. 7.28. Porównanie identyfikowanych modułów warstw MMA – nawierzchnia nr 14



Rys. 7.29. Porównanie identyfikowanych modułów podłoża – nawierzchnia nr 12



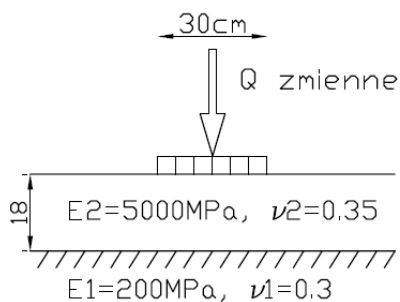


Rys. 7.30. Porównanie identyfikowanych modułów warstw MMA – nawierzchnia nr 12

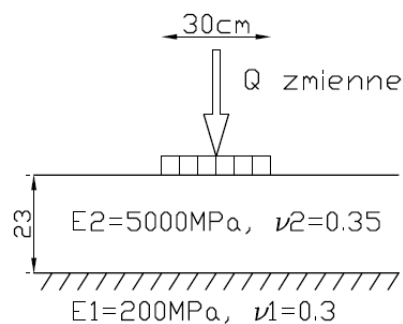
Moduły identyfikowane w modelu statycznym są, jak już wcześniej wykazano, niższe: średnio o 25 % w przypadku podłoża i 48 % – warstw MMA. Wyraźnie jednak widać, że wartości modułów „dynamicznych”, jak i „statycznych” w obu modelach są zależne od poziomu obciążenia. Względne różnice  $E(Q)$  wahają się w granicach 45 % – w przypadku identyfikowanych parametrów modelu nawierzchni nr 14 i 30 % – nawierzchni nr 12, przy czym zmienności modułów „dynamicznych” i „statycznych” są podobne.

W modelu sprężystym parametry materiałowe nie powinny być zależne od poziomu obciążenia (do pewnego stopnia), w praktyce jednak są zależne [24], [52], [53], [58], [63]. Identyfikowane moduły warstw MMA, zarówno w modelu **DYN** i **STAT**, wskazują na dogęszczenie i wzmocnienie warstw asfaltowych wraz ze wzrostem wartości obciążenia i ich stabilizację przy obciążeniu powyżej 1000 kPa. Identyfikowane moduły podłoża natomiast wskazują na coraz wyraźniejszą „odpowiedź” podłoża pod rosnącym obciążeniem. Wyniki badań pokazują, że w nowego typu nawierzchniach, o stabilizowanym podłożu, obciążenia rzędu 0,5-0,6 MPa są na tyle małe że nie powodują jego reakcji – moduły podłoża maleją wraz z rosnącym obciążeniem, przy czym w modelu **DYN** stabilizują się przy większym obciążeniu, a w modelu **STAT** – maleją liniowo ( $R^2 > 0.9$ ), co mogłoby wskazywać na przekroczenie stanu granicznego nośności.

Zasięg reakcji rodzimego podłoża przy rosnącym obciążeniu przedstawiono analizując dwa modele o ustalonych parametrach, zbliżone do konstrukcji nr 14 i 12 – odpowiednio Modele I i II, przedstawione na rys. 7.31 i 7.32.

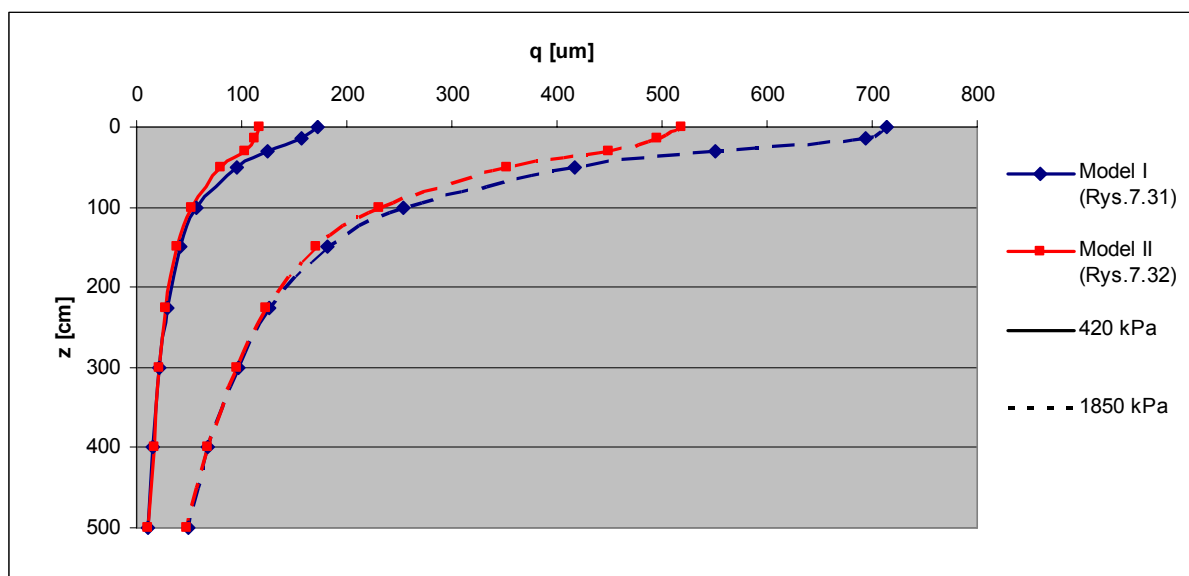


Rys. 7.31. Model nawierzchni I



Rys. 7.32. Model nawierzchni II

Dla obu modeli obliczono, przy użyciu programu ELSYM5, przemieszczenia pionowe w osi przyłożonego obciążenia na głębokości  $z$  w zakresie od 0 do 500 cm, dla różnych poziomów obciążenia. Wyniki dla skrajnych wartości obciążeń, przy jakich identyfikowano parametry modeli nawierzchni nr 14 i 12 (420 kPa i 1850 kPa) przedstawiono na rys. 7.33.



Rys. 7.33. Przemieszczenia pionowe konstrukcji

Przy obciążeniu 420 kPa różnice w przemieszczeniach pionowych między oboma modelami zacierają się na głębokości ok. 1 m. Na tej głębokości o ugięciu decydują poza warstwami MMA i podbudową w głównej mierze warstwy podłoża ulepszonego. Przy obciążeniu 1850 kPa natomiast, znaczne przemieszczenia występują jeszcze na głębokości ok. 3 m, a o całkowitym ugięciu w dużej mierze decyduje, słabsze od ulepszonego, podłoże rodzime. Bardzo dobrze ilustrują to rysunki 7.27 i 7.29, na których, w obu analizowanych konstrukcjach, identyfikowany zastępczy moduł podłoża i podbudowy ( $EI$ ), po uwzględnieniu współczynników korekcyjnych czaszy przemieszczeń, maleje niemal liniowo

wraz ze wzrostem przyłożonego obciążenia ( i coraz większym udziałem podłoża rodzimego w odpowiedzi konstrukcji):

$$E_p = -a * Q + b \quad (7.6)$$

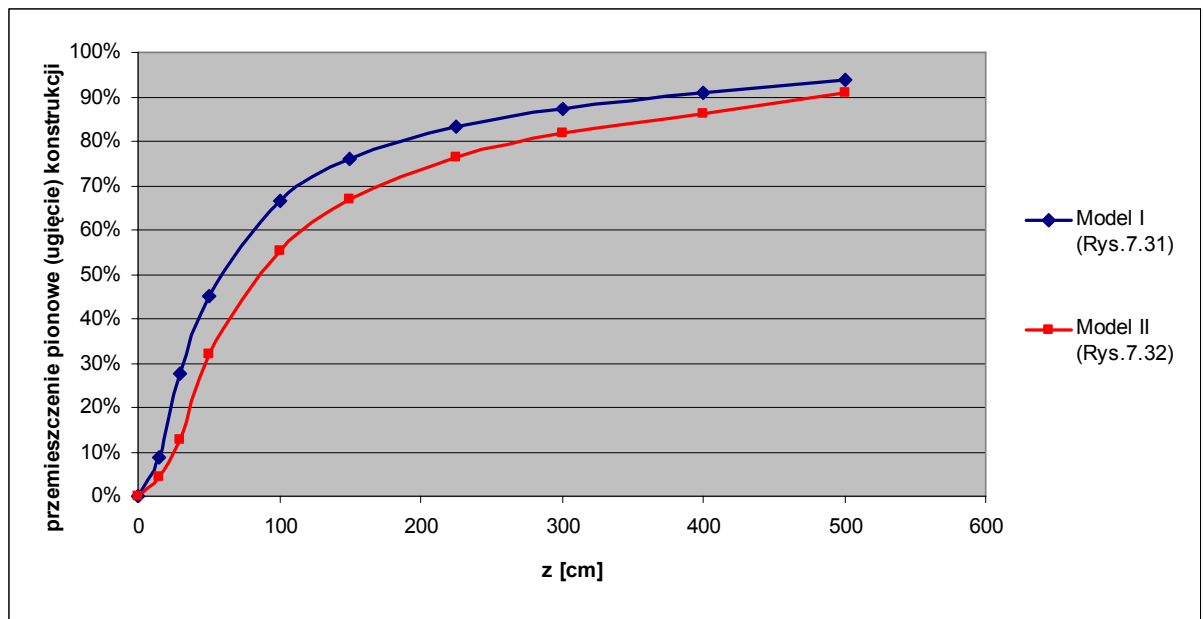
gdzie:

$E_p$  – zastępczy moduł podłoża [MPa],

$Q$  – obciążenie [kPa],

$a, b$  – parametry funkcji liniowej, zależne od rodzaju i grubości konstrukcji.

Na rys. 7.34 przedstawiono procentowy udział całkowitego przemieszczenia pionowego (ugięcia) konstrukcji  $u_{z(0cm)}$  w funkcji głębokości od 0 do 500 cm dla obu analizowanych modeli (niezależnie od poziomu obciążenia). W obu przypadkach warstwy MMA stanowią o około 10 % całego ugięcia konstrukcji – za pozostałą część odpowiada podbudowa i, przede wszystkim, podłoże.

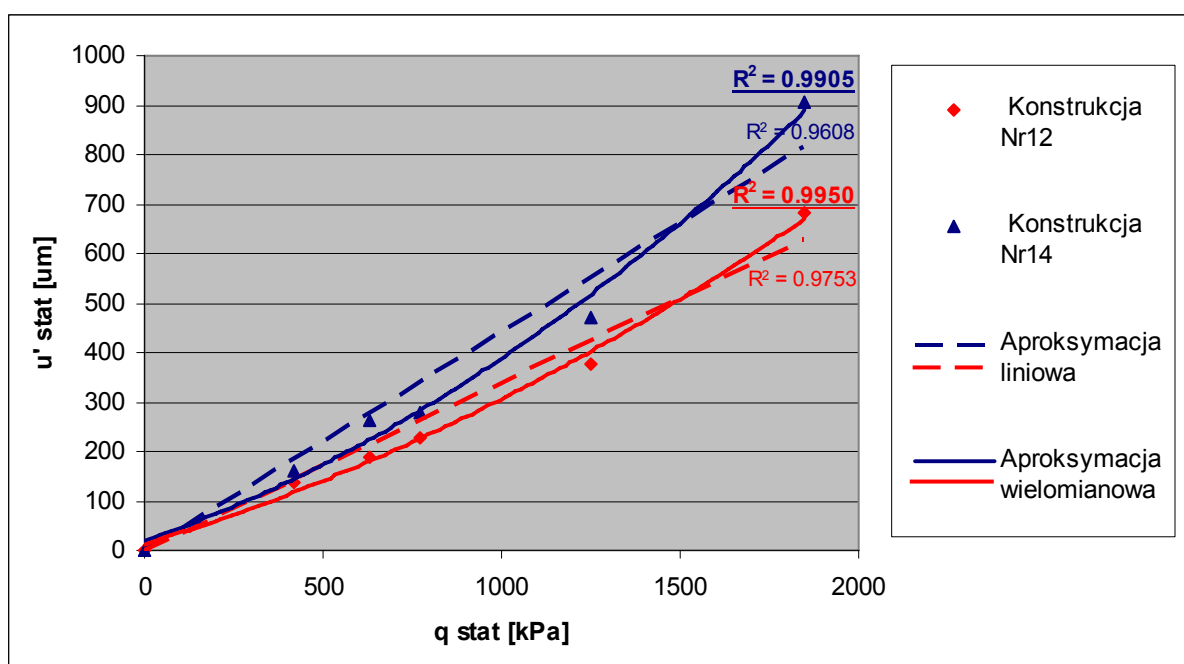


Rys. 7.34. Zasięg przemieszczeń pionowych konstrukcji w funkcji głębokości

Ponieważ, jak wykazano powyżej, identyfikowane parametry modelu nawierzchni ewidentnie zależą od poziomu obciążenia, pamiętać należy, by pomiary ugięć (będące następnie podstawą oszacowania żywotności konstrukcji) przeprowadzać w warunkach obciążenia możliwe zbliżonych do rzeczywistych obciążeń ruchem.

W świetle przeprowadzonych badań zweryfikować należy postawioną we wcześniejszej części pracy tezę o liniowo-sprężystej odpowiedzi nawierzchni pod zmieniającym się obciążeniem. Na rys. 7.35 porównano liniowe i wielomianowe aproksymacje zestawionych w tab. 7.4 przemieszczeń „statycznych” obu analizowanych

konstrukcji w funkcji wartości obciążenia dla  $r = 0$ . Podobne zależności otrzymano pod kolejnymi geofonami.



Rys. 7.35. Porównanie liniowej i wielomianowej aproksymacji przemieszczeń „statycznych”

W obu przypadkach aproksymacje wielomianowe charakteryzują się lepszym współczynnikiem determinacji  $R^2$  i choć różnica między nimi, a dopasowaniem liniowym wydaje się niewielka, to jednak, jak wykazały badania, rzutuje na identyfikowane parametry modelu nawierzchni. Kształt przybliżenia wielomianowego (większy przyrost przemieszczenia wraz z przyłożonym obciążeniem) doskonale ilustruje coraz większy udział rodzimego (słabszego) podłoża w całkowitym ugięciu konstrukcji i coraz mniejsze  $EI$  w przyjętych dwuwarstwowych modelach konstrukcji. Z uwagi na to stwierdzić można, że liniowo-sprężysty model odpowiedzi konstrukcji w funkcji obciążenia jest jednak pewnym przybliżeniem. Zauważyć należy, że nie zupełnie sprężysty charakter modelu ujawnia się dopiero po transformacji uzyskanych w teście FWD przemieszczeń dynamicznych na przemieszczenia statyczne.

## 7.5. Wnioski

Jak wykazano w niniejszym rozdziale, współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń mają duży wpływ na identyfikowane parametry modelu nawierzchni i jej trwałość zmęczeniową, przy czym parametry (i trwałość konstrukcji) identyfikowane

bezpośrednio na podstawie pomiarów dynamicznych są wyraźnie przeszacowane. Względne różnice trwałości zmęczeniowej oszacowanej na podstawie bezpośrednich pomiarów dynamicznych i skorygowanych-statycznych wahają się w granicach 55-70 %. Zdecydowanie większe różnice między identyfikowanymi modułami sprężystości na podstawie „dynamicznych”, a skorygowanych „statycznych” czasz przemieszczeń występują w przypadku warstw MMA – średnio 40 %, a mniejsze w przypadku podłoża – średnio 10%. Na tej podstawie stwierdzić można, że za identyfikowane moduły warstw MMA w największym stopniu odpowiadają przemieszczenia zarejestrowane pod geofonem w osi obciążenia, tam gdzie wartość współczynników korekcyjnych w przyjętej zależności liniowej (6.7) jest największa. Za moduły podłoża natomiast w największym stopniu odpowiedzialne są przemieszczenia zarejestrowane w końcowej części czaszy przemieszczeń, daleko od osi obciążenia, tam gdzie współczynniki korekcyjne są bliskie jedności.

Podane rozwiązania modeli dwuwarstwowych, jak już wcześniej wspomniano, charakteryzują się dużą stabilnością. Rozwiązania trójwarstwowe natomiast należy uznać za mało stabilne – w obrębie małej granicy błędów dopasowania funkcji celu  $F$  (7.1) znaleźć można kilka, często dosyć znacznie od siebie odbiegających rozwiązań [122]. Tym niemniej na uwagę zasługują rozwiązania modeli konstrukcji nr 5, 6 i 16 (rys. 7.6, 7.7 i 7.17), w których metoda „statyczna”, odwrotnie niż „dynamiczna”, identyfikuje większe moduły warstw stabilizowanych cementem od warstw kruszywa. Również znacznie bardziej prawdopodobne, zarówno w dwu, jak i trójwarstwowych modelach, wydają się być zidentyfikowane metodą „statyczną” moduły warstw MMA o dokładnie znanej temperaturze w konstrukcjach nr 12 i 14 (odpowiednio 26 i 20 °C) – rys. 7.13 i 7.15 oraz rys. 7.28 i 7.30.

Wykazano również, że identyfikowane moduły zależą od poziomu obciążenia, a liniowo-sprężysta odpowiedź konstrukcji jest pewnym przybliżeniem na skutek zwiększającego się, ze wzrostem obciążenia, udziału podłoża rodzimego w całkowitym ugięciu nawierzchni. Moduły MMA rosną wraz ze wzrostem przyłożonego obciążenia i stabilizują się przy około 1000 kPa, zarówno pod obciążeniem dynamicznym, jak i statycznym. Moduły podłoża przy małych obciążeniach są słabo identyfikowalne i przeszacowane. Przy obciążeniu dynamicznym stabilizują się ze wzrostem przyłożonego obciążenia, natomiast pod obciążeniem statycznym maleją, co świadczyć może o przekroczeniu stanu granicznego nośności. Ponieważ identyfikowane moduły zależą od poziomu obciążenia, wartość obciążenia pomiarowego dobierać należy do rzeczywistych warunków pracy konstrukcji – zbyt mała rzutować będzie słabą odpowiedzią podłoża i zawyżonymi parametrami modelu nawierzchni; zbyt duża – zaniżonymi.

## 8. BADANIA PORÓWNAWCZE

### 8.1. Wprowadzenie

Z uwagi na różne warunki obciążeń trudno jest teoretycznie dowodzić zależności między przedstawionymi w rozdziale 3 różnymi metodami pomiarów ugięć. Od wielu lat prowadzone są natomiast między nimi empiryczne badania porównawcze [105]. W niniejszym rozdziale dokonano przeglądu obowiązujących w kraju i za granicą metod przeliczania ugięć pomiędzy, efektywniejszym i tańszym w eksploatacji, ugięciomierzem dynamicznym FWD a belką Benkelmana (BB), na której w dalszym ciągu oparte są w wielu krajach kryteria oceny stanu (nośności) nawierzchni. Korelacje między pozostałymi metodami omówiono szerzej w [17], [21], [55], [61], [101]. Przedstawiono również wyniki porównawczych pomiarów ugięć FWD/BB na nowowytbudowanym, jednorodnym odcinku drogi, które skonfrontowano z obowiązującymi w kraju empirycznymi współczynnikami przeliczeniowymi. Zweryfikowano, uzyskaną z wykorzystaniem opracowanej przez autora metody, czasę statyczną (transformowaną z dynamicznej) z czasą statyczną – bezpośrednio pomierzoną. Na podstawie pomierzonych statycznych (BB) i dynamicznych (FWD) czas przemieszczeń oraz teoretycznych czas statycznych, wyznaczonych z uwzględnieniem współczynników korekcyjnych  $f(r)$  dokonano także identyfikacji parametrów modelu badanej nawierzchni. Na podstawie zidentyfikowanych parametrów (modułów) oszacowano następnie trwałość zmęczeniową konstrukcji.

### 8.2. Stosowane metody przeliczeniowe

Już w 1973r. Ullidtz przeprowadził badania porównawcze, które wykazały, że wartości naprężeń, odkształceń i przemieszczeń, wywołanych w konstrukcji nawierzchni przez jadący pojazd ciężarowy są, w odróżnieniu do belki Benkelmana, bardzo zbliżone do wartości uzyskanych w teście udarowym FWD [12]. Badania te wykazały istotne różnice między obiema metodami pomiarowymi, co zaowocowało dalszymi pracami nad ustaleniem odpowiednich współczynników przeliczeniowych. Od tamtej pory na całym świecie powstało wiele empirycznych korelacji, opracowanych dla typowych dla danego regionu konstrukcji nawierzchni, warunków temperaturowych i stosowanych obciążeń. Pierwszy zakrojony na szeroką skalę program badawczy zrealizowano w latach 1982-1983, w Stanie Waszyngton (USA) [117], co zaowocowało opracowaniem, do dzisiaj wykorzystywanej [50], [56], korelacji (8.1), dla obciążenia odpowiadającego naciskowi koła 40 kN (90000 lb):

$$BB = 1,33269 + 0,93748 \times FWD \quad [\text{cal} \times 10^{-3}] \quad (8.1)$$

Podobne badania, dla obciążenia 50kN, przeprowadzono również w Hiszpanii [20]:

$$BB = 1,477 \times FWD + 3,299 \quad [\text{mm} \times 10^{-2}] \quad (8.2)$$

i w Dani [21]:

$$BB + 69 = 1.94 \times FWD. \quad [\text{um}] \quad (8.3)$$

Stosowane obecnie współczynniki przeliczeniowe  $BB/FWD$  wahają się od 1,0 na Węgrzech (dla dróg leśnych o nawierzchniach asfaltowych) [46] i 1,1 w Nowej Zelandii [75], [116] do 1,61 w USA [85], [103], w zależności od poziomu obciążenia, regionu i typu konstrukcji. W Europie stosowane są (różniące się znacznie): korelacja opracowana w Dani:

$$FWD = 0.641 \times BB \quad (8.4)$$

oraz korelacja opracowana w ramach sfinansowanego przez Unię Europejską programu COST324 (8.5) [65]:

$$FWD = 9.505 \times (BB)^{0.58} \quad (8.5)$$

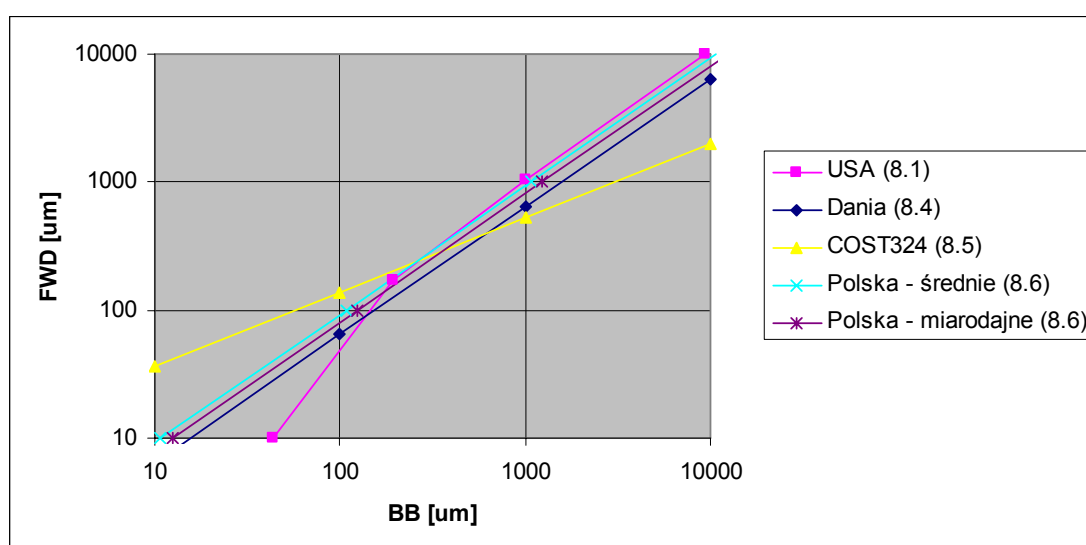
W Polsce badania porównawcze między ugięciomierzem dynamicznym FWD, a belką Benkelmana przeprowadzono dopiero w latach 90., na kilkunastu zróżnicowanych konstrukcjach podatnych i sztywno-podatnych [90]. W wyniku badań opracowano, zamieszczone w obowiązującym „*Katalogu Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych*” [40], współczynniki przeliczeniowe, przy czym ze względu na większe rozrzuty wyników pomiarów BB różne współczynniki regresji wyznaczono dla ugięć średnich i ugięć miarodajnych, rozumianych jako suma ugięcia średniego i dwukrotnego odchylenia standardowego wyników pomiarów od średniej:

$$BB = \begin{cases} 1,08 \times FWD : \text{ugięcia średnie} \\ 1,24 \times FWD : \text{ugięcia miarodajne} \end{cases} \quad (8.6)$$

W trakcie przeprowadzonych badań wyznaczono co prawda nieco większe współczynniki regresji dla nawierzchni sztywno-podatnych (1,12 dla ugięć średnich i 1,27 dla miarodajnych), jednak, ze względu na nieduże różnice, nie znalazły one osobnego zastosowania w „*Katalogu...*” [90], [40].

Zaznaczyć należy, że polskie współczynniki przeliczeniowe, jak wszystkie inne, dotyczą wyłącznie ugięć maksymalnych, rejestrowanych bezpośrednio pod kołem pojazdu i płytą naciskową FWD. Na dzień dzisiejszy nie ma empirycznych współczynników przeliczeniowych między, tworzącymi kompletną czasę przemieszczeń, ugięciami rejestrowanymi w różnych odległościach od osi obciążenia. Nie ma również opracowanej uniwersalnej teoretycznej metody przeliczania ugięć nawierzchni uzyskanych w badaniu dynamicznym FWD na ich statyczny odpowiednik.

Wybrane metody przeliczeniowe zestawiono na rys. 8.1. Widać, że różnią się one dosyć znacznie.



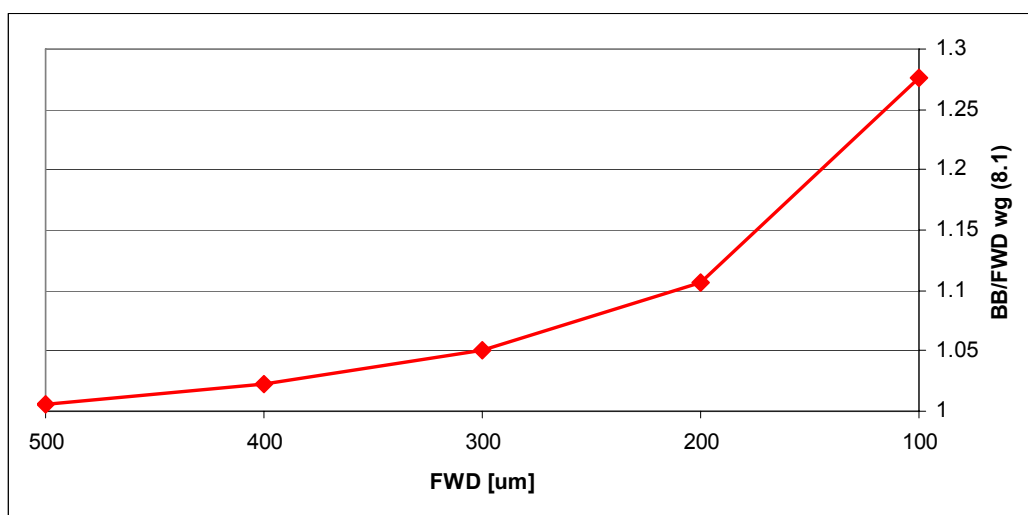
Rys. 8.1. Porównanie obowiązujących empirycznych metod przeliczeniowych

Na uwagę zasługują zwłaszcza obie metody – USA (8.1) i COST324 (8.5) – w których współczynniki przeliczeniowe zależą od wartości rejestrowanych ugięć. W praktycznie spotykanym przedziale od 0,1 mm do 1 mm uzyskanych na BB metoda COST324 (8.5) daje współczynniki BB/FWD odpowiednio od 0,73 dla ugięć rzędu 0,1mm do 1,91 (ponad 2,5 razy więcej) dla ugięć około 1mm. Zupełnie odwrotną zależność pokazuje metoda USA (8.1), w której współczynniki przeliczeniowe BB/FWD wahają się od 1,42 dla ugięć 0,1mm uzyskanych na BB do 0,97 – dla ugięć 1mm.

Duże różnice między zaprezentowanymi korelacjami wynikają stąd, że, jak wszystkie metody empiryczne, zostały one opracowane dla konkretnych materiałów oraz konkretnych warunków temperaturowych i gruntowo-wodnych, charakterystycznych dla danego regionu [64]. Absolutnie nie powinny być w związku z tym „przenoszone” na inne warunki klimatyczne, poziomy obciążen i typy nawierzchni, niż te, dla których zostały opracowane



[68], [101], [105], [106]. Zróżnicowanie to pośrednio potwierdza wyniki badań autora, jakoby wartość współczynników przeliczeniowych zależała od konstrukcji nawierzchni, przy czym za najbliższą opracowanej przez autora teoretycznej metodzie uznać można korelację amerykańską (8.1), w której wartość współczynników przeliczeniowych rośnie wraz ze wzrostem sztywności/grubości konstrukcji (rys. 8.2). Warto również zauważyć, że często stosowany obecnie w USA przelicznik  $BB/FWD=1,6$  [85], [103] pokrywa się z wyznaczonymi przez autora wartościami w pkt.6.4 (rys. 6.20) dla obciążeń rzędu 0,6 MPa, które odpowiadają obowiązującym w wielu stanach (mniejszym niż w Europie [93], [100]) dopuszczalnym naciskom na koło [81], [107], [108], [113], [115], [121], dla których badania porównawcze były prowadzone (we wschodnich stanach dopuszczalne obciążenia się nieco większe [110], [114]).



Rys. 8.2. Współczynniki przeliczeniowe BB/FWD w funkcji sztywności konstrukcji wg metody amerykańskiej (8.1)

Zaznaczyć należy, że porównywane metody są niepełne, ponieważ dotyczą wyłącznie korelacji ugięć w osi obciążenia – bezpośrednio pod kołem i płytą naciskową. Nie są autorowi znane wyniki badań porównawczych kompletnych czasz przemieszczeń między obiema metodami.

### 8.3. Pomiary porównawcze

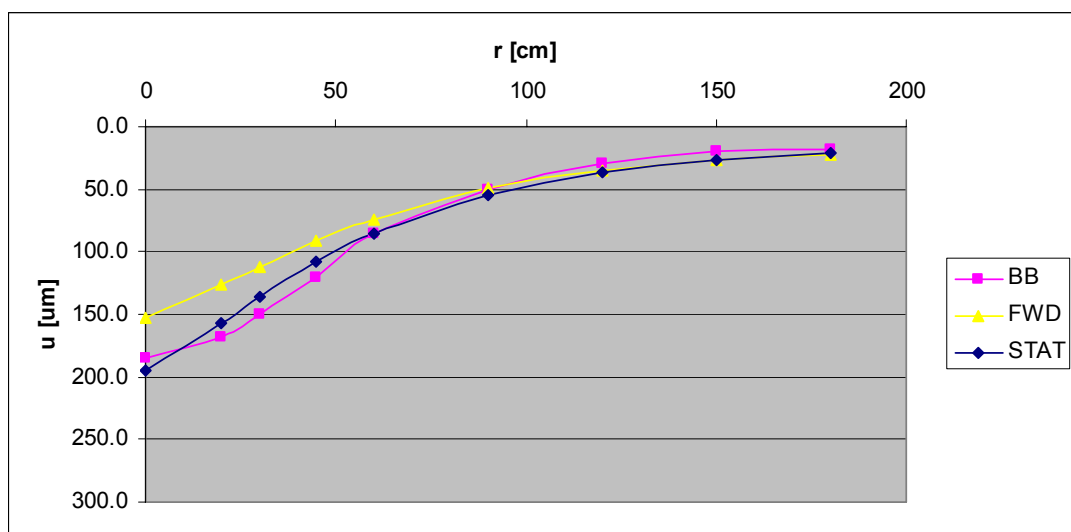
Weryfikację opracowanej przez autora teoretycznej metody korekty dynamicznej czaszy przemieszczeń przeprowadzono na nowowytbudowanym odcinku drogi o nawierzchni podatnej (konstrukcja nr 12 wg zał. 3), dokonując pomiarów czaszy w 5 punktach metodą

statyczną (BB) i dynamiczną (FWD) przy jednakowym obciążeniu na koło bliźniacze i płytę naciskową – 55 kN.

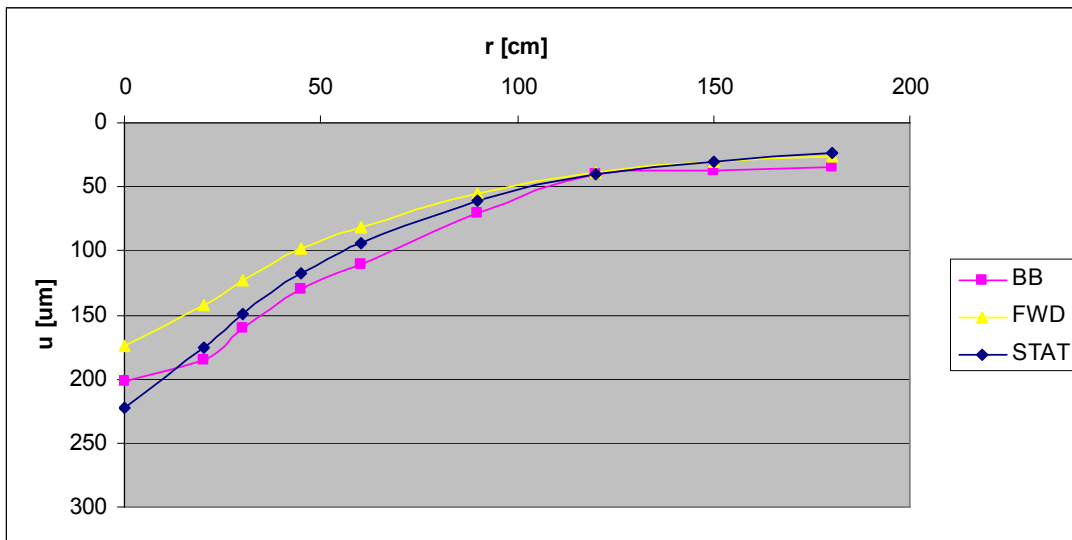
Wyniki pomiarów zestawiono w tab. 8.1. Temperatura warstw MMA na głębokości 9 cm w trakcie badań wynosiła 26 °C. W tab. 8.1 zamieszczono również skorygowane czasy teoretyczne (STAT) wyznaczone z wykorzystaniem współczynników obliczonych wg zależności (6.7), na podstawie rys. 6.23 i 6.24 – dla grubości warstw asfaltowych 23 cm. Przy parametrach  $a = 0,2 \cdot 10^{-2}$  i  $b = 1,28$  otrzymano współczynniki przeliczeniowe  $f$  zmieniające się linowo od 1,28 w osi obciążenia, do 0,92 dla  $r = 180$  cm. Dynamiczną, statyczną i skorygowaną czasy przedstawiono na rys. 8.3-8.7, dla każdego punktu pomiarowego oddzielnie.

Tab. 8.1. Zestawienie czasów pomierzonych i teoretycznych

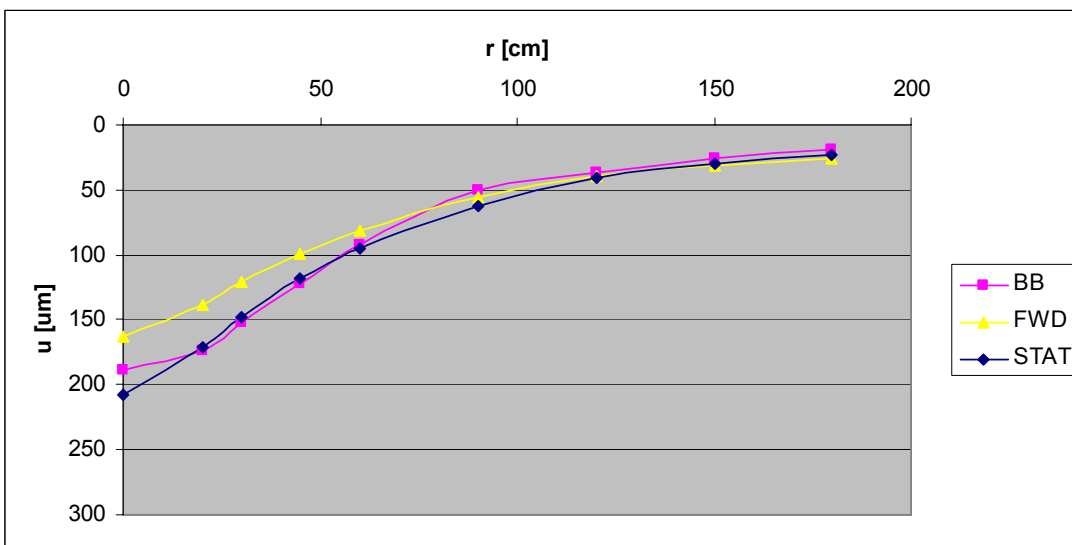
Nr punktu	Czasza wg	r								
		0	20	30	45	60	90	120	150	180
1	BB	185,0	168,0	150,0	120,0	85,0	50,0	30,0	20,0	18,0
	FWD	152,7	126,8	111,9	90,7	73,7	49,6	34,6	26,5	22,7
	STAT	195,5	157,2	136,5	107,9	85,5	54,6	36,0	26,0	20,9
2	BB	202,0	185,0	160,0	130,0	110,0	70,0	40,0	38,0	34,0
	FWD	173,8	142,0	122,6	98,4	80,9	54,8	38,9	30,8	25,6
	STAT	222,5	176,1	149,6	117,1	93,8	60,3	40,5	30,2	23,6
3	BB	189,0	174,0	152,0	122,0	92,0	50,0	36,0	26,0	19,0
	FWD	162,4	138,0	121,1	99,3	81,9	56,2	39,5	30,6	25,8
	STAT	207,9	171,1	147,7	118,2	95,0	61,8	41,1	30,0	23,7
4	BB	218,4	204,7	177,2	149,6	113,5	80,8	61,9	41,3	29,2
	FWD	177,3	147,3	129,9	108,6	90,0	63,4	46,0	35,9	29,7
	STAT	226,9	182,7	158,5	129,2	104,4	69,7	47,8	35,2	27,3
5	BB	250,0	220,0	194,0	148,0	126,0	80,0	56,0	44,0	36,0
	FWD	193,5	161,2	141,1	115,3	95,9	67,0	49,3	39,2	32,9
	STAT	247,7	199,9	172,1	137,2	111,2	73,7	51,3	38,4	30,3



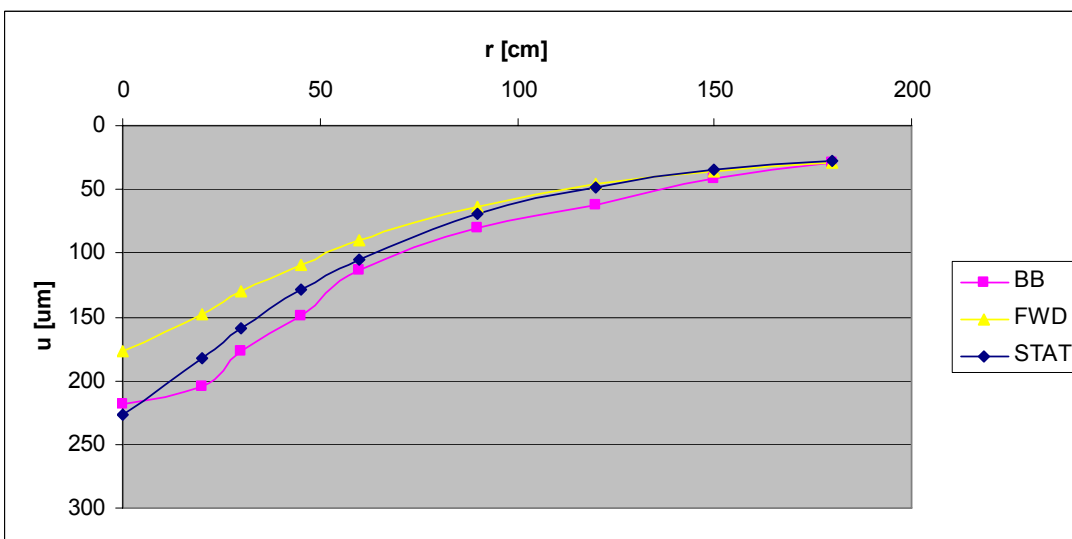
Rys. 8.3. Porównanie czasów przemieszczeń – pkt.1



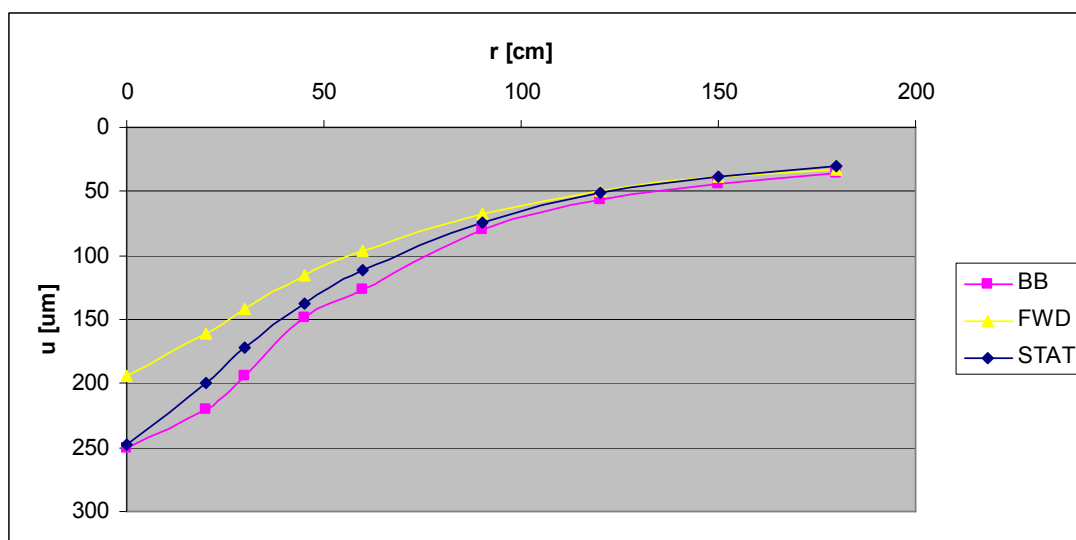
Rys. 8.4. Porównanie czasów przemieszczeń – pkt.2



Rys. 8.5. Porównanie czasów przemieszczeń – pkt.3



Rys. 8.6. Porównanie czasów przemieszczeń – pkt.4



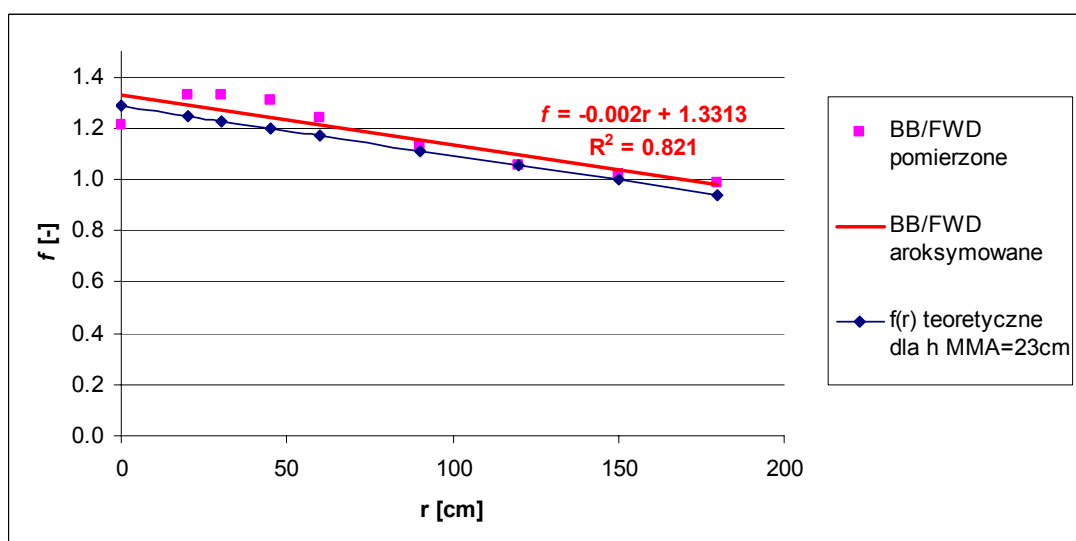
Rys. 8.7. Porównanie czasów przemieszczeń – pkt.5

Zauważyć można pewne nieregularności wynikające z trudności zarejestrowania czaszy przemieszczeń metodą BB oraz powtarzające się przełamania w początkowej części czaszy, będące efektem ruszania koła pojazdu, tym niemniej widać wyraźnie, że czasy pomierzone metodą statyczną są zdecydowanie bliższe czasom teoretycznym, wyznaczonym wg opracowanej przez autora metody, niż czasom pomierzonym w badaniach dynamicznych. Współczynniki przeliczeniowe BB/FWD są nieznacznie tylko większe od teoretycznych  $f(r)$  (średnio o 5,65 %), przy czym maleją w funkcji odległości od osi obciążenia z jednakową intensywnością, co zilustrowano na rys. 8.8:

$$f = -0,002r + 1,3313 \quad (8.7)$$

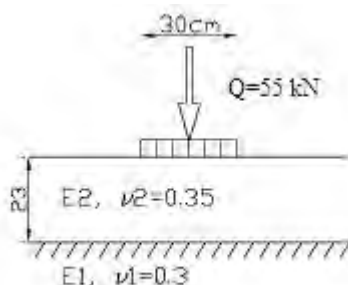
gdzie:

$f$  – współczynnik przeliczeniowy [-],  
 $r$  – odległość od osi obciążenia [cm].



Rys. 8.8. Porównanie współczynników przeliczeniowych wyznaczonych w pomiarach z teoretycznymi

Na podstawie pomierzonych i skorygowanych czasz dokonano identyfikacji modułów warstw badanej nawierzchni w modelu dwuwarstwowym – ze względu na stabilność rozwiązań. Model nawierzchni przedstawiono na rys. 8.9. Wyniki identyfikacji zestawiono w tab. 8.2.



Rys. 8.9. Dwuwarstwowy model badanej nawierzchni

Tab. 8.2. Zidentyfikowane parametry modelu badanej nawierzchni

Nr punktu	FWD		BB		STAT		FWD/BB		FWD/STAT		BB/STAT	
	E2	E1	E2	E1	E2	E1	E2	E1	E2	E1	E2	E1
1	5846	370	3172	343	3519	332	1,843	1,079	1,661	1,114	0,901	1,033
2	5205	331	4394	261	3118	298	1,185	1,268	1,669	1,111	1,409	0,876
3	6173	326	3469	319	3517	297	1,779	1,022	1,755	1,098	0,986	1,074
4	6357	289	4390	229	3584	267	1,448	1,262	1,774	1,082	1,225	0,858
5	5707	269	3520	219	3037	254	1,621	1,228	1,879	1,059	1,159	0,862
<b>Średnia</b>	<b>5858</b>	<b>317</b>	<b>3789</b>	<b>274</b>	<b>3355</b>	<b>290</b>	<b>1,575</b>	<b>1,172</b>	<b>1,748</b>	<b>1,093</b>	<b>1,136</b>	<b>0,941</b>
<b>Zmienność</b>	<b>18,1%</b>	<b>27,3%</b>	<b>27,8%</b>	<b>36,2%</b>	<b>15,3%</b>	<b>23,5%</b>						

Parametry zidentyfikowane na podstawie pomiarów BB są zdecydowanie bliższe parametrom zidentyfikowanym na podstawie czasz skorygowanych wg opracowanej przez autora metody. Względne średnie różnice między modułami warstw MMA wynoszą 12 %, a między modułami podłoża – zaledwie 5 %. O ile moduły podłoża zidentyfikowane bezpośrednio na podstawie dynamicznych pomiarów nie odbiegają dalece od BB i STAT, o tyle moduły warstw MMA różnią się znacznie, co potwierdza wcześniejsze obserwacje z rozdziału siódmego. Zauważyć również należy, że moduły wyznaczone na podstawie BB i skorygowanej czaszy (STAT) wydają się zdecydowanie bardziej prawdopodobne z uwagi na dosyć wysoką temperaturę warstw MMA (26<sup>0</sup>C).

Na podstawie wyznaczonych modułów oszacowano trwałość zmęczeniową warstw MMA wg kryterium Instytutu Asfaltowego (7.4), jak w rozdziale siódmym. Liczbę obciążeń  $N$ , pozostałą do utraty właściwości strukturalnych nawierzchni, wymaganych dla prawidłowego jej funkcjonowania, zestawiono w tab. 8.3.

Trwałość oszacowana na podstawie bezpośrednich pomiarów dynamicznych (FWD) jest ponad dwukrotnie większa od, bardzo do siebie zbliżonych, trwałości oszacowanych na

podstawie pomiarów statycznych (BB) i na podstawie czas skorygowanych wg opracowanej przez autora metody (STAT).

Tab. 8.3. Trwałość zmęczeniowa warstw asfaltowych

Model	<i>M</i>	<i>C</i>	$E_{MMA}$ [Mpa]	$\epsilon$	<i>N</i>
FWD	-0,54	0,29	5858	0,000095	<b>3396063</b>
BB			3789	0,000132	<b>1680579</b>
STAT			3355	0,000139	<b>1572985</b>

## 8.4. Wnioski

Wyznaczone w pomiarach współczynniki przeliczeniowe (BB/FWD)(*r*), a w konsekwencji również identyfikowane parametry modelu badanej nawierzchni, są bardzo bliskie współczynnikom korekcyjnym  $f(r)$  i parametrom wyznaczonym na podstawie opracowanej przez autora metody. Co prawda czasy pomierzone przy użyciu BB, na skutek pewnych nieregularności oraz efektu ruszania pojazdu, charakteryzują się gorszym dopasowaniem w procesie identyfikacji, jednak, dzięki przyjęciu modelu dwuwarstwowego, ich rozwiązania można uznać za stabilne i pewne – nie zależą od punktu startowego obliczeń odwrotnych, a wyznaczone minimum (7.1) jest minimum globalnym.

Wyniki pomiarów BB charakteryzują się również większą zmiennością (35 %, przy 25 % zmienności FWD), także na skutek wspomnianych nieregularności, co zauważył już Szydło [90] i co uwzględnić należy przy przeliczaniu ugięć średnich na miarodajne. Na uwagę zasługuje fakt, że mimo starannego przygotowania jednorodnego odcinka próbnego (w którym autor bezpośrednio uczestniczył), kontroli grubości warstw i zagęszczeń, wyniki pomiarów ugięć charakteryzują się zauważalnymi rozrzutami, co wiele mówi o wrażliwości obu metod.

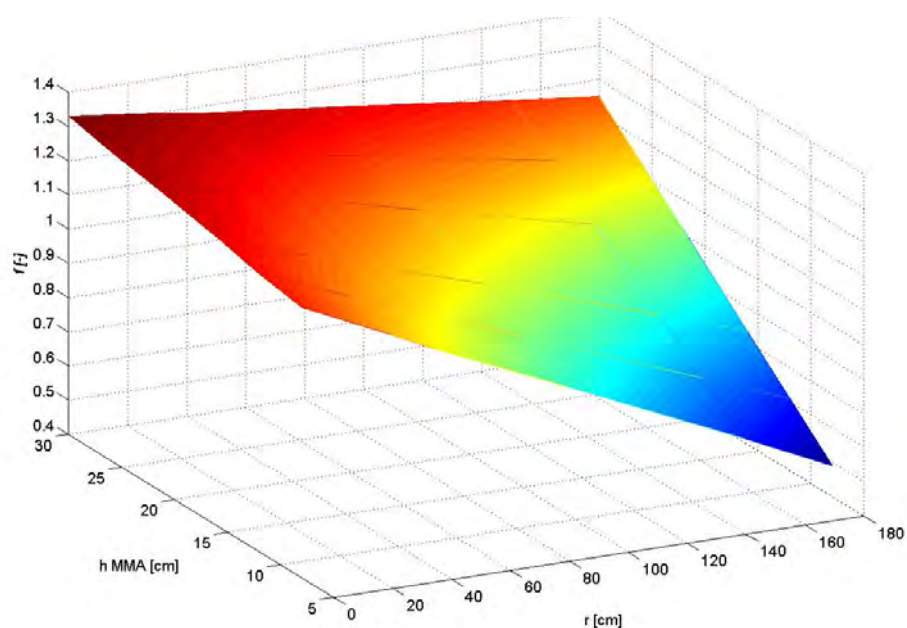
Zauważyć należy, że wyznaczone przez autora w rozdziale szóstym współczynniki korygujące są nieco większe od omówionych w niniejszym rozdziale katalogowych współczynników przeliczeniowych. Średnio (dla grubości warstw asfaltowych 18 cm) w osi obciążenia wynoszą one 1,25, co *notabene* odpowiada obowiązującym współczynnikom przeliczeniowym dla ugięć miarodajnych oraz stosunkowi między ugięciami pod kołem pojazdu i sztywną płytą kołową w modelu Burmistera (1,27) [26]. Katalogowe współczynniki wyznaczone zostały na podstawie pomiarów przeprowadzonych w latach 1991-1999 [90] przy mniejszym obciążeniu (50 kN) – o 10%, na konstrukcjach nieco cieńszych od stosowanych obecnie. Ponieważ, jak wykazano we wcześniejszej części pracy, współczynniki przeliczeniowe zależą od grubości konstrukcji i poziomu obciążenia, zaleca się

uszczegółowienie obowiązujących współczynników wg tab. 8.4 (na podstawie rys. 6.23 i 6.24), w zależności od grubości warstw asfaltowych. Do pomiarów czasy przemieszczeń wprowadza się również w tab. 8.4 zależność między wartością współczynników przeliczeniowych, a odległością punktu pomiarowego od osi obciążenia. Współczynniki przeliczeniowe  $f(r, h)$  przy obciążeniu 57 kN dla nawierzchni podatnych przedstawiono na rys. 8.10.

Tab. 8.4. Współczynniki przeliczeniowe  $f(r)$  przy obciążeniu 57 kN.

Grubość warstw MMA [cm]	r [cm]								
	0	20	30	45	60	90	120	150	180
8	1,19	1,11	1,07	1,01	0,96	0,84	0,72	0,61	0,49
12	1,21	1,15	1,11	1,06	1,01	0,91	0,81	0,71	0,61
16	1,24	1,18	1,15	1,11	1,07	0,99	0,90	0,82	0,73
22	1,28	1,24	1,22	1,19	1,16	1,09	1,03	0,97	0,91
26	1,30	1,27	1,26	1,24	1,21	1,17	1,12	1,08	1,03
30	1,33	1,31	1,30	1,28	1,27	1,24	1,21	1,18	1,15

Zaznaczyć należy, że wyznaczone w tab. 8.4 współczynniki dotyczą nawierzchni o typowych konstrukcjach podatnych z powszechnie stosowanych materiałów. Jak wykazano w niniejszym rozdziale stosowane na świecie współczynniki przeliczeniowe w dużej mierze zależą od charakterystycznych dla danego regionu obciążeń, materiałów i konstrukcji. W związku z powyższym, w przypadku pomiarów ugięć nawierzchni różniących się znacznie od katalogowych pod względem konstrukcji i użytych materiałów lub w przypadku stosowania innych obciążeń, bezwzględnie zaleca się wyznaczanie współczynników przeliczeniowych na podstawie uniwersalnej metody dokładnej (6.5), z wykorzystaniem informacji o przebiegu impulsu obciążającego i odpowiedzi konstrukcji w czasie.



Rys. 8.10. Współczynniki przeliczeniowe  $f(r, h)$  przy obciążeniu 57 kN dla nawierzchni podatnych

Podczas pomiarów nie należy również zapominać o istotnym wpływie pory roku na rejestrowane przemieszczenia pionowe konstrukcji nawierzchni. W Polsce „współczynniki sezonowości” (korygujące ugięcia ze względu na porę roku) wahają się od 1,0 wiosną, do 1,25 jesienią [57], natomiast w Kanadzie osiągają nawet wartości powyżej 2 [119]. Zagadnienie wpływu pór roku na rejestrowane przemieszczenia pionowe zostało szerzej przedstawione w [26].



## 9. IDENTYFIKACJA JEDNORODNYCH ODCINKÓW KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI

### 9.1. Wprowadzenie

Podczas pomiarów FWD, zwłaszcza w trakcie badania długich odcinków nawierzchni, bardzo często dochodzi do sytuacji, w której pomierzone przemieszczenia pionowe różnią się od siebie w sposób znaczący. Wynika to bądź z różnego stanu technicznego nawierzchni na badanym odcinku, bądź z niejednorodnej grubości warstw konstrukcyjnych, bądź wreszcie ze zmiany konstrukcji w obrębie tej samej badanej nawierzchni. Odbiegające od siebie pomierzone przemieszczenia pionowe (będące podstawą późniejszej identyfikacji modułów sprężystości warstw) nie mogą być wprost uśredniane, gdyż dawałoby to fałszywy obraz badanego odcinka. Przed przystąpieniem do identyfikacji modułów kluczowe zatem jest dokonanie podziału badanego odcinka nawierzchni na tzw. odcinki jednorodne – o zbliżonym stanie technicznym, wyrażonym przez zbliżone moduły sprężystości warstw. W niniejszym rozdziale przeanalizowano algorytmy identyfikacji jednorodnych odcinków nawierzchni na podstawie pomierzonych przemieszczeń pionowych. Wykazano błędy w powszechnie stosowanych metodach i opracowano własną, pozwalającą na jednoznaczną identyfikację odcinków jednorodnych na podstawie pomiarów FWD.

### 9.2. Algorytmy identyfikacji odcinków jednorodnych

Powszechnie jest ustalanie odcinków jednorodnych na podstawie przemieszczeń pomierzonych bezpośrednio w osi obciążenia, przy założeniu że zbliżone przemieszczenia pionowe w tym jednym punkcie implikują zbliżone wartości modułów warstw nawierzchni. Odcinki jednorodne identyfikowane są na podstawie wykresu sum skumulowanych różnic od wartości średniej  $S_i$ , w którym zmiana nachylenia wykresu oznacza granicę między odcinkami

$$S_i = X_{sr} - x_i + S_{i-1} \quad (9.1)$$

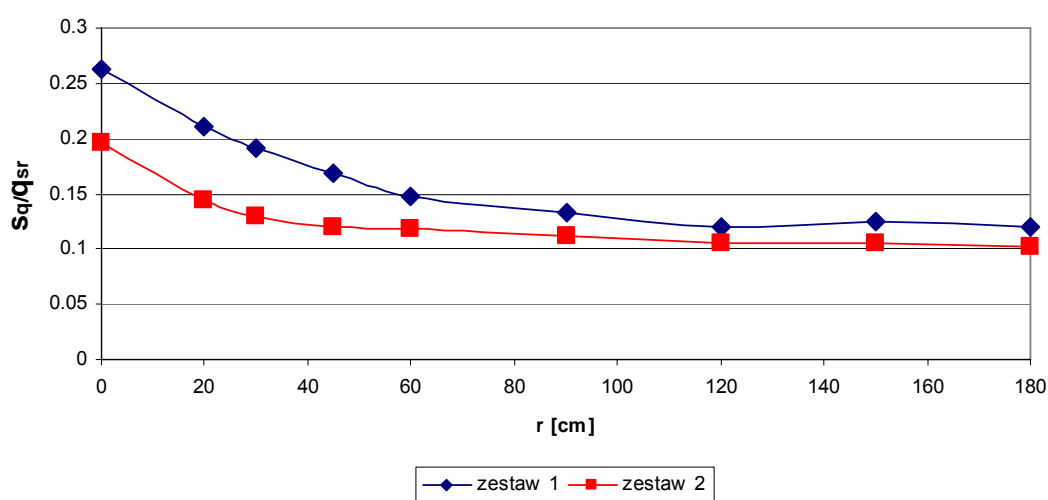
gdzie:

$S_i$  – suma skumulowana różnic pomiaru od wartości średniej,

$x_i$  – wynik pomiaru w punkcie „i”,

$X_{sr}$  – średni wynik pomiarów.

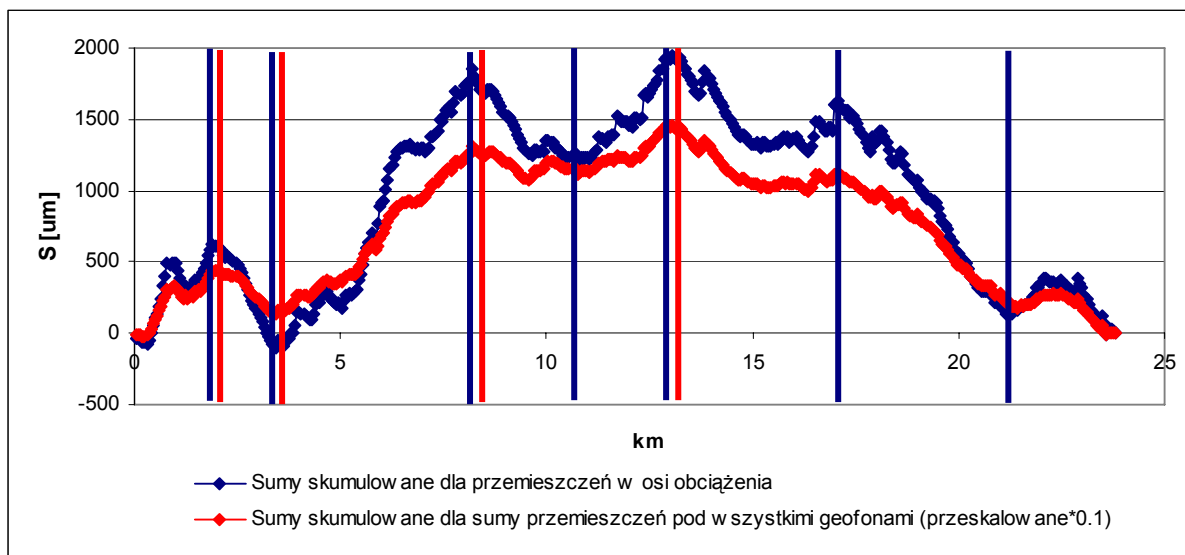
Podjęcie takie jest błędne, gdyż na wartości identyfikowanych modułów wpływ ma cała zarejestrowana „czasza przemieszczeń”, a zgodność przemieszczeń w jednym szczególnym punkcie nie musi przekładać się na zbliżone wartości modułów warstw. Co więcej, badania wykazały [89], że przemieszczenia pomierzone bezpośrednio pod płytą naciskową (w osi obciążenia) charakteryzują się największym względnym rozrzutem wyników, rozumianym jako stosunek odchylenia standardowego  $s_q$  do średniej  $q_{sr}$  z wyników uzyskanych na danym geofonie. Niezasadne jest zatem ustalanie odcinków jednorodnych na podstawie najmniej „pewnego” pomiaru. Względne rozrzuty wyników w zależności od odległości geofonu od osi obciążenia, dla dwóch przykładowych zestawów wyników, przedstawiono na rys. 9.1.



Rys. 9.1. Względne rozrzuty wyników pomiarów przemieszczeń pionowych konstrukcji w zależności od odległości od osi obciążenia

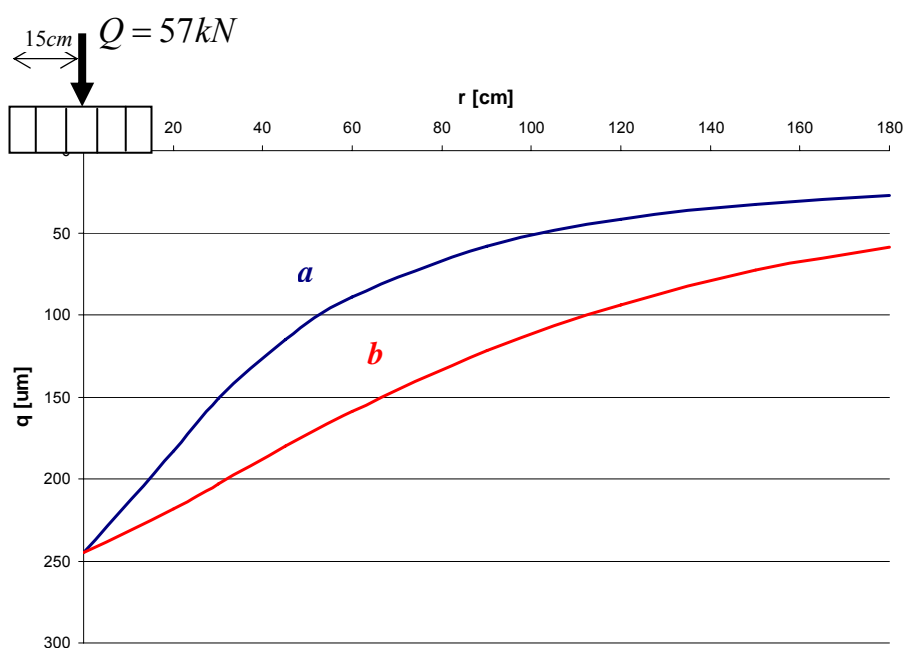
W większym stopniu o podobieństwie czasz przemieszczeń (i w konsekwencji zbliżonych modułów sprężystości warstw) świadczy suma lub iloczyn przemieszczeń zarejestrowanych pod wszystkimi geofonami. Przykładowe wykresy sum skumulowanych, liczonych na podstawie (9.1), dla przemieszczeń zarejestrowanych w osi obciążenia oraz dla sumy przemieszczeń zarejestrowanych pod wszystkimi geofonami przedstawiono na rys. 9.2.

Pionowymi kreskami na rys. 9.2 oddzielono odcinki jednorodne. Widać wyraźnie, że wykres sum skumulowanych przemieszczeń w osi obciążenia jest znacznie bardziej „postrzępiony”. Wykres sum skumulowanych dla sum przemieszczeń zarejestrowanych pod wszystkimi geofonami jest bardziej „gładki” gdyż mniejszy wpływ mają w tym przypadku znaczne rozrzuty przemieszczeń zarejestrowanych w osi obciążenia. Rzutuje to na podział badanej nawierzchni na odcinki jednorodne: w pierwszym przypadku zidentyfikowano ich 8, a w drugim – tylko 5.



Rys. 9.2. Przykładowy schemat podziału nawierzchni na odcinki jednorodne

Obie przedstawione metody identyfikacji odcinków jednorodnych, choć bardzo proste do praktycznego stosowania, opierają się jednak na fałszywych miarach podobieństwa czasz przemieszczeń, rozumianych jako zgodność przemieszczeń pomierzonych w osi obciążenia lub zgodność sumy przemieszczeń pod wszystkimi geofonami. Łatwo wyobrazić sobie dwie czasie przemieszczeń o tych samych wartościach w osi obciążenia, opisujące jednak zupełnie inne konstrukcje – przykładowe (*a* i *b*) przedstawiono na rys. 9.3. Parametry modeli konstrukcji odpowiadających przykładowym czasom zestawiono w tab. 9.1.



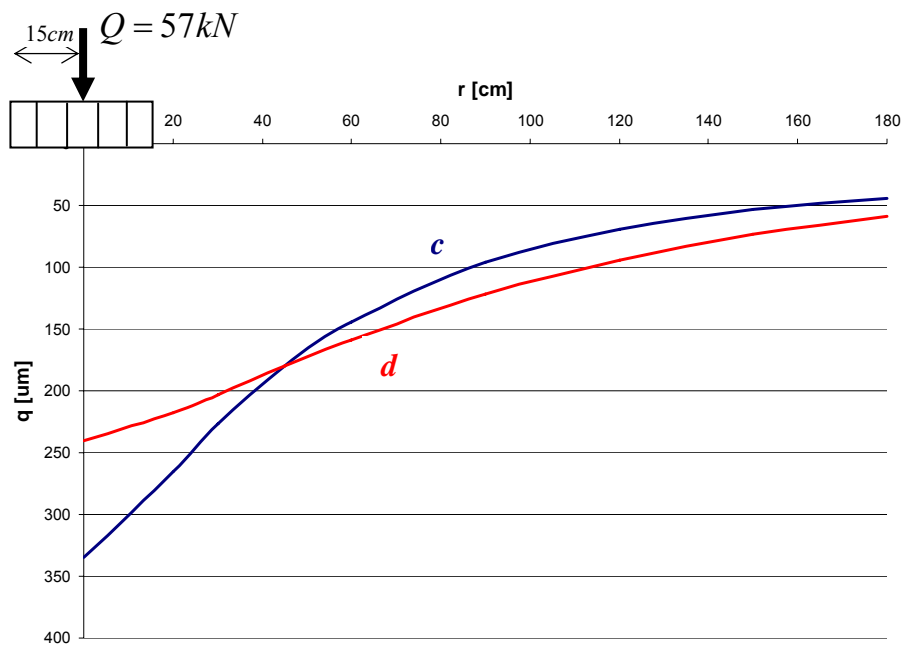
Rys. 9.3. Czasze przemieszczeń o takiej samej wartości w osi obciążenia ale obrazujące różne konstrukcje

Tab. 9.1. Parametry modeli konstrukcji odpowiadających przykładowym czasom

czasza	parametry modelu konstrukcji*			
	$E1$ [Mpa]	$h1$ [cm]	$E2$ [Mpa]	$h2$ [cm]
<b>a</b>	304	oo	3106	20
<b>b</b>	150	oo	13298	20

\*oznaczenia jak na rys. 3.7

Analogicznie występować mogą czasy o takiej samej sumie przemieszczeń pod wszystkimi geofonami opisujące zupełnie inne konstrukcje – przykładowe (*c* i *d*) przedstawiono na rys. 9.4, a parametry modeli konstrukcji im odpowiadających zestawiono w tab. 9.2.



Rys. 9.4. Czasze przemieszczeń o takiej samej sumie przemieszczeń pod wszystkimi geofonami ale obrazujące różne konstrukcje

W obu metodach prawdopodobne jest popełnienie grubego błędu i przeoczenie zmiany konstrukcji na badanym odcinku drogi. W przypadku stosowania powyższych metod zaleca się zagęszczoną identyfikację wglębną (odwierty) celem ustalenia jednorodnych odcinków konstrukcji nawierzchni.

Tab. 9.2. Parametry modeli konstrukcji odpowiadających przykładowym czasom

czasza	parametry modelu konstrukcji*			
	$E1$ [Mpa]	$h1$ [cm]	$E2$ [Mpa]	$h2$ [cm]
<b>c</b>	189	oo	3135	20
<b>d</b>	150	oo	13298	20

\*oznaczenia jak na rys. 3.7

Warto również zauważyć, że przy ustalaniu jednorodnych odcinków nawierzchni nie mają zastosowania klasyczne miary podobieństwa, takie jak odległość Manhattan – tzw. norma  $L_1$  ani odległość euklidesowa – tzw. norma  $L_2$ , które z powodzeniem stosowane są chociażby przy identyfikacji modułów sprężystości warstw na podstawie pomierzonej czasu przemieszczeń.

$$L_1 = \sum_{i=1}^n |v_i - u_i| \quad (9.2)$$

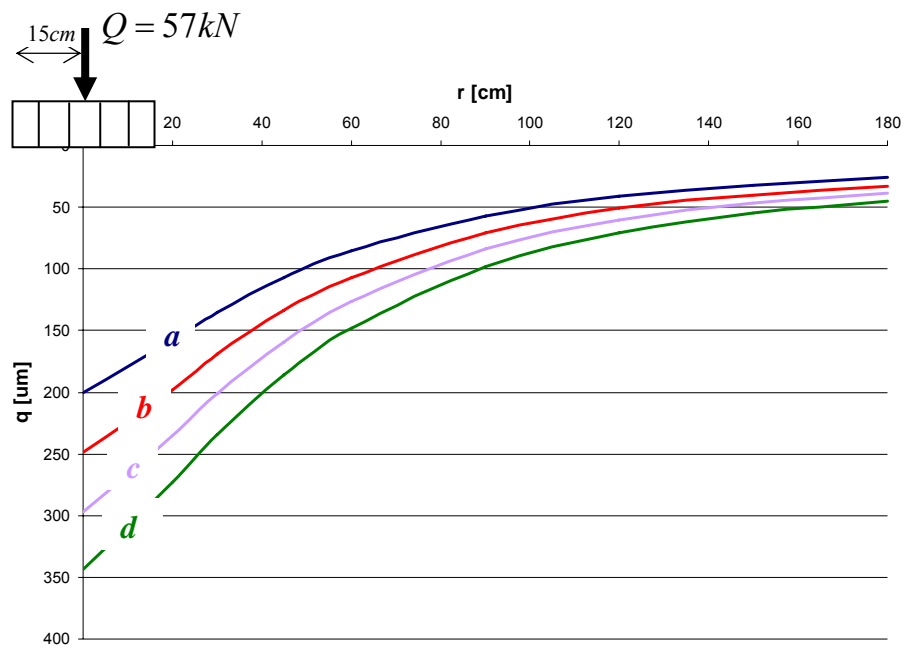
$$L_2 = \sum_{i=1}^n (v_i - u_i)^2 \quad (9.3)$$

Na rys. 9.5 przedstawiono przykładowe czasy przemieszczeń o tych samych odległościach  $L$  (o tym samym podobieństwie) między kolejnymi czasami, co obrazować może systematyczną zmianę nośności konstrukcji bądź to przez zanikanie którejs z warstw, bądź też na przykład na skutek różnego stopnia degradacji nawierzchni. Parametry modeli konstrukcji odpowiadających przykładowym czasom zestawiono w tab. 9.3. W przypadkach takich nie jest możliwe ustalenie jednorodnych odcinków nawierzchni wykorzystując metodę sum skumulowanych różnic od wartości średniej  $L_1$  bądź  $L_2$  (na wykresie sum skumulowanych otrzymamy parabolę). Analogicznie niemożliwe jest ustalenie odcinków jednorodnych o tej samej odległości czas od dowolnie ustalonego wzorca (np. średniej z wszystkich pomiarów) – na wykresie sum skumulowanych otrzymamy prostą poziomą  $S = 0$ . W takim przypadku nawet przeoczenie zmiany typu konstrukcji na badanej drodze wydaje się bardzo prawdopodobne. Przykładowe czasy przemieszczeń o tej samej odległości  $L$  od wzorca ale opisujące diametralnie inne konstrukcje przedstawiono na rys. 9.6, a parametry modeli konstrukcji im odpowiadających zestawiono w tab. 9.4.

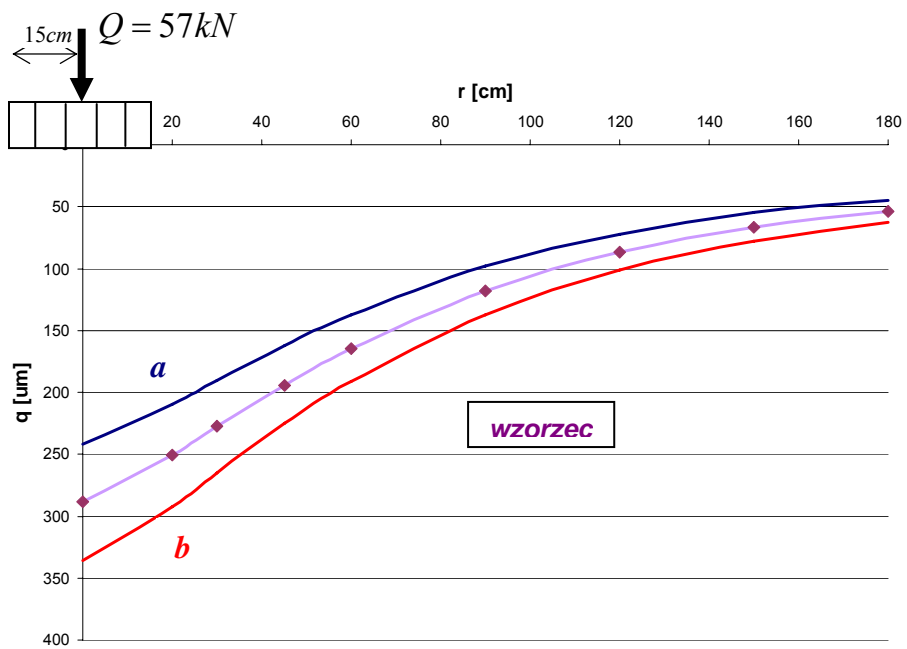
Tab. 9.3. Parametry modeli konstrukcji odpowiadających przykładowym czasom

czasza	parametry modelu konstrukcji*			
	$E1$ [Mpa]	$h1$ [cm]	$E2$ [Mpa]	$h2$ [cm]
<b>a</b>	318	oo	5201	20
<b>b</b>	254	oo	4212	20
<b>c</b>	215	oo	3445	20
<b>d</b>	183	oo	3052	20

\*oznaczenia jak na rys. 3.7



Rys. 9.5. Czasze przemieszczeń o takiej samej odległości między kolejnymi czaszami



Rys. 9.6. Czasze przemieszczeń *a* i *b* o takiej samej odległości od wzorca

Tab. 9.4. Parametry modeli konstrukcji odpowiadających przykładowym czaszom

czasza	parametry modelu konstrukcji*			
	$E1$ [Mpa]	$h1$ [cm]	$E2$ [Mpa]	$h2$ [cm]
<b>a</b>	189	oo	8097	20
<b>wzorzec</b>	157	oo	7032	20
<b>b</b>	135	oo	5954	20

\*oznaczenia jak na rys. 3.7

Dla porównania – identyfikując moduły sprężystości warstw porównujemy pomierzone czasy przemieszczeń z ustalonym teoretycznym wzorcem a wynikiem identyfikacji jest pojedyncza minimalna funkcja celu [91], [118] (najmniejsza norma  $L_1$ ), przypisana konkretnym wartościom modułów. Przykład zastosowania normy  $L_1$  do identyfikacji modułów sprężystości warstw w autorskim programie przedstawiono w dalszej części pracy.

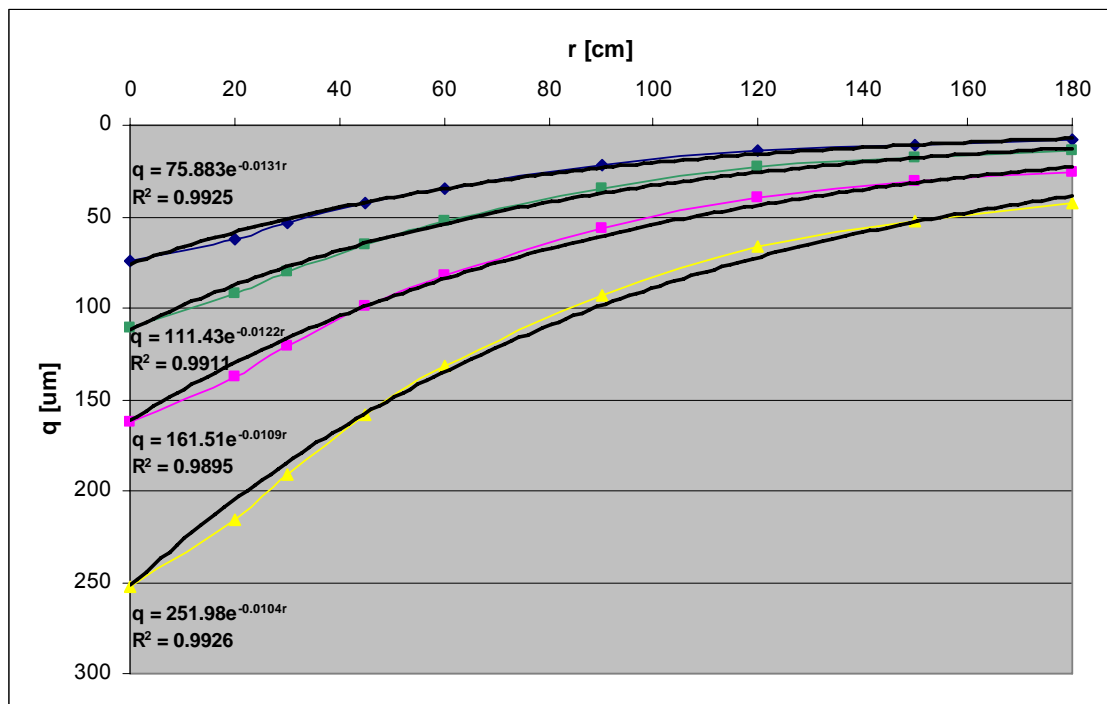
Poniżej przedstawiono opracowany przez autora algorytm identyfikacji jednorodnych odcinków nawierzchni na podstawie pomierzonych przemieszczeń pionowych konstrukcji, łączący elementy przedstawionych wcześniej metod. Algorytm ten opiera się na założeniu, że w pewnym stopniu znany jest kształt czaszy przemieszczeń – czasy modelować można z bardzo dużą dokładnością ( $R^2 > 0,98$ ) funkcją wykładniczą (spełniającą warunki brzegowe) o nieznanym parametrach  $a$  i  $b$ :

$$q = a \cdot e^{b \cdot r} \quad (9.4)$$

gdzie:

$a, b$  – parametry f-cji wykładniczej zależne od wartości obciążenia oraz rodzaju i grubości konstrukcji.

Przykładowe, aproksymowane funkcją wykładniczą czasy przemieszczeń, pomierzone na nawierzchniach o zróżnicowanej konstrukcji, przedstawiono na rys. 9.7.



Rys. 9.7. Czasy przemieszczeń aproksymowane funkcją wykładniczą.

Do ustalenia parametrów  $a$  i  $b$  wystarczy znajomość dwóch punktów leżących na krzywej (9.4). Sformułowano w związku z tym dwa warunki, które razem stanowią kryterium podobieństwa czasz przemieszczeń – czasy przemieszczeń  $P$  i  $Q$  są równoważne wtedy i tylko wtedy gdy występuje zgodność przemieszczeń w osi obciążenia  $q_1$  (I) oraz zgodność sumy lub iloczynu przemieszczeń zarejestrowanych pod wszystkimi geofonami lub zgodność różnicy między przemieszczeniami zarejestrowanymi na skrajnych geofonach (II):

$$P = Q \Leftrightarrow \begin{cases} q_{1(P)} = q_{1(Q)} & (I) \\ \sum_{i=1}^n q_{i(P)} = \sum_{i=1}^n q_{i(Q)} \vee \prod_{i=1}^n q_{i(P)} = \prod_{i=1}^n q_{i(Q)} \vee (q_{1(P)} - q_{n(P)}) = (q_{1(Q)} - q_{n(Q)}) & (II) \end{cases} \quad (9.5)$$

Są to warunki konieczne i dostateczne zarazem do wyznaczenia dwóch tożsamyh czasz przemieszczeń (o  $L_1$  i  $L_2=0$ ), a stosując metodę sum skumulowanych – do zidentyfikowania jednorodnych odcinków nawierzchni bez ryzyka popełnienia grubego błędu. Zaznaczyć należy, że spełnienie jednego tylko z podanych dwóch warunków jest niewystarczające, co zilustrowano na rysunkach 9.3-9.4. W przypadku dużych rozrzutów wyników pomiarów przemieszczeń bezpośrednio w osi obciążenia ( $q_1$ ) zaleca się w warunkach I i II podstawianie przemieszczeń pod kolejnym najbliższym osi obciążenia geofonem ( $q_2$ ).

Możliwe jest stosowanie alternatywnych warunków równoważności czasz, w postaci zgodności przemieszczeń w dwóch różnych punktach, co również pozwala wyznaczyć unikalne parametry  $a$  i  $b$  funkcji wykładniczej, jednak zaproponowany przez autora warunek II lepiej kompensuje ewentualne rozrzuty wyników pomiarów na poszczególnych geofonach.

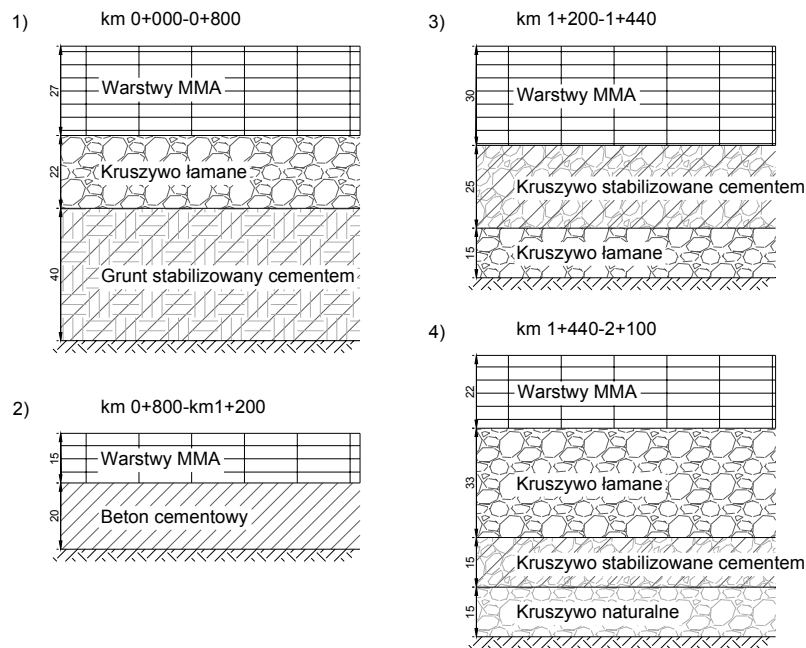
### 9.3. Przykład obliczeniowy

Poniżej zaprezentowano przykład identyfikacji jednorodnych odcinków nawierzchni z wykorzystaniem opracowanej przez autora metody. Badania przeprowadzono na odcinku nawierzchni lotniskowej długości 2,1 km o znanej i dokładnie zidentyfikowanej wgłębnie konstrukcji. Przekroje konstrukcyjne badanej nawierzchni przedstawiono na rys. 9.8.

Pomiary przemieszczeń przeprowadzono w 51 punktach, co 50 m, w osi obciążenia i dodatkowych 8 punktach na odcinku 1,8m od osi obciążenia. Kompletne wyniki pomiarów, w postaci tabeli przemieszczeń rejestrowanych pod każdym z geofonów, w każdym punkcie pomiarowym, zamieszczono w załączniku nr 2. Dla wszystkich punktów pomiarowych obliczono sumy przemieszczeń pod dziewięcioma geofonami oraz różnice między

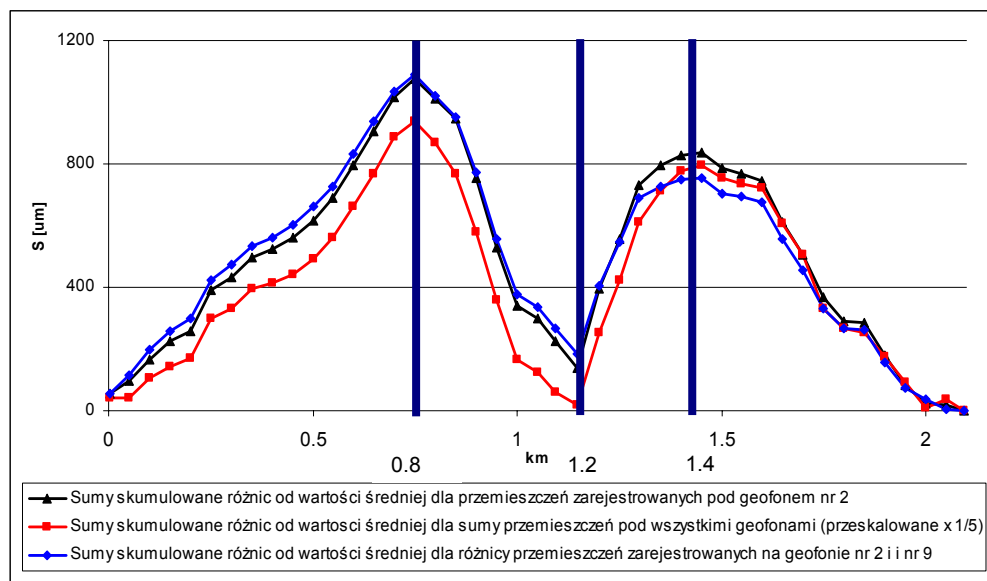


przemieszczeniami pomierzonymi pod geofonem nr 2 (alternatywa dla przemieszczeń w osi obciążenia) i geofonem nr 9.



Rys. 9.8. Przekroje konstrukcyjne badanej nawierzchni

Obliczone sumy (warunek II kryterium) i różnice (alternatywny warunek II kryterium) wraz z przemieszczeniami pod geofonem nr 2 (warunek I kryterium) przedstawiono w postaci wykresu sum skumulowanych na rys. 9.9. Zgodnie z opracowaną metodą podstawą identyfikacji jednorodnych odcinków nawierzchni była zgodność przynajmniej dwóch warunków wg (9.5) jednocześnie. Pionowymi kreskami na rys. 9.9 oddzielono odcinki jednorodne wg wcześniejszej głębszej identyfikacji.



Rys. 9.9. Schemat podziału badanej nawierzchni na odcinki jednorodne

Ponieważ załamania wszystkich trzech (wystarczyłyby dwa) wykresów sum skumulowanych wskazują te same miejsca zmiany konstrukcji nawierzchni, spełnione jest kryterium (9.5) i tym samym wyznaczone odcinki jednoznacznie uznać można za jednorodne. Co więcej, załamania wykresów sum skumulowanych dokładnie pokrywają się z granicami konstrukcji wyznaczonymi na podstawie wcześniejszej identyfikacji wgłębnej, co dowodzi poprawności opracowanej metody. Warto również zauważyć, że metoda nie wykazała dodatkowych podziałów na odcinki jednorodne w obrębie jednej konstrukcji (wg rys. 9.8), co świadczy o jednakowym stanie technicznym (stanie degradacji) nawierzchni w obrębie tej samej konstrukcji.

#### **9.4. Podsumowanie**

Ustalanie jednorodnych odcinków konstrukcji uchodzi za fundamentalny problemem w diagnostyce nawierzchni, jednak autorowi udało się opracować prostą i efektywną metodę identyfikacji odcinków jednorodnych na podstawie pomiarów przemieszczeń pionowych ugięciomierzem FWD. Przeanalizowano powszechnie stosowane algorytmy identyfikacji, wykazano ich ograniczenia i opracowano oparte na podstawowych właściwościach f-cji wykładniczej kryteria pozwalające na jednoznaczną identyfikację jednorodnych odcinków konstrukcji nawierzchni. Skuteczność opracowanej metody zweryfikowano na rzeczywistym odcinku nawierzchni o czterech zróżnicowanych konstrukcjach. Pamiętać jednak należy, że w dalszym ciągu problemem pozostaje ustalenie skali podobieństwa (jednorodności) która przekładałaby się na ocenę istotności różnicy między jednorodnymi odcinkami nawierzchni. Ostateczne ustalenie odcinków jednorodnych nastąpić powinno dopiero po identyfikacji modułów – wykorzystując opracowaną przez autora metodę zaleca się scalanie odcinków jednorodnych w przypadku uzyskania w procesie identyfikacji zbliżonych modułów sprężystości poszczególnych warstw konstrukcji nawierzchni.

## 10. PROGRAM FWD-CALC

### 10.1. Wprowadzenie

W niniejszym rozdziale przedstawiono autorski program FWD-CALC, przy użyciu którego dokonano transformacji przemieszczeń uzyskanych w teście dynamicznym FWD, na przemieszczenia statyczne. Program opracowano w środowisku MATLAB. Współpracuje on z ugięciomierzem dynamicznym FWD; pozwala na łatwe i szybkie przeglądanie, prezentację i analizę danych, a przede wszystkim umożliwia zautomatyzowanie przedstawionych w rozdziale szóstym obliczeń współczynników korekcyjnych czas przemieszczeń.

Program umożliwia również identyfikację modułów sprężystości warstw konstrukcji nawierzchni ( $E1, E2, E3$ ) na zasadzie dopasowania wyników pomiarów  $q$  do najbardziej zbliżonego rozwiązania w „uczącej” wzorcowej przestrzeni rozwiązań  $q(E1, E2, E3)$ . Zaznaczyć należy, że program daje możliwość składania wzorcowej przestrzeni rozwiązań  $q(E1, E2, E3)$  z wyników otrzymanych przy użyciu różnych programów do analizy układów wielowarstwowych. Obok klasycznych modeli liniowo-sprężystych aktualne programy opierają się również na metodzie ekwiwalentnych grubości oraz, w celu zamodelowania nieliniowego podłoża, metodzie elementów skończonych [1], [16], [51], [77]. Coraz częściej powstają również eksperckie systemy oparte na sztucznych sieciach neuronowych lub logice rozmytej [2], [76], [78]. Zastosowany do stworzenia wzorcowej przestrzeni rozwiązań MichPave uważany jest za program dający dobre rozwiązania dla szerokiego zakresu badanych parametrów, jednak należy mieć na uwadze, że dla szczególnych fragmentów przestrzeni (np. ekstremalnie słabe podłoża) wyniki otrzymane przy użyciu innych programów (ELSYM5, UNOR, APAS-WIN, AXYDIN, BISAR, CIRCLY, CAPA-3D, CESAR, ECOROUTE, KENLAYER, MMOPP, NOAH, ROADENT, SYSTUS, VAGDIM, VEROAD, VESYS) mogą od siebie odbiegać [1].

### 10.2. Przygotowanie danych

Podczas pomiarów FWD generowany jest plik wynikowy programu Microsoft Access o rozszerzeniu \*.mdb. W tabeli „Histories” zapisywane są, rejestrowane co 0,05 ms, przemieszczenia pod każdym z geofonów oraz impuls obciążający i naprężenie na styku płyty obciążającej z nawierzchnią.

Przykładową bazę danych programu Microsoft Access przedstawiono na rys. 10.1. W kolejnych kolumnach rejestrowane są odpowiednio: 1 – nr kolejnego punktu pomiarowego, 2 – nr kolejnego zrzutu, 3 – nr wiersza w tabeli danych, 4 – czas rejestracji danych w danym zrzucie [ms], 5 – naprężenie na styku płyty obciążającej z nawierzchnią [kPa], 6 – wartość impulsu obciążającego [kN] oraz 7 do 21 – przemieszczenia pod kolejnymi geofonach [um].

StationID	DropID	HistoryID	Time	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
2	6	12120	5.95	235	16.61	18.3	8.8	4.0	1.0	0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	7.5	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12121	6.00	245	17.28	19.9	9.5	4.4	1.1	0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	8.2	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12122	6.05	254	17.97	21.5	10.3	4.8	1.2	0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	8.9	4.6	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12123	6.10	264	18.68	23.4	11.1	5.2	1.3	0.3	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	9.7	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12124	6.15	274	19.39	25.4	12.0	5.6	1.4	0.3	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	10.6	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12125	6.20	284	20.09	27.6	12.9	6.0	1.6	0.4	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	11.5	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12126	6.25	295	20.82	29.9	13.9	6.5	1.7	0.4	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	12.6	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12127	6.30	305	21.56	32.5	14.9	7.0	1.9	0.5	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	13.7	7.1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12128	6.35	315	22.28	35.1	16.1	7.5	2.0	0.5	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	14.9	7.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12129	6.40	326	23.04	38.0	17.3	8.1	2.2	0.6	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	16.3	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12130	6.45	337	23.80	41.0	18.7	8.7	2.4	0.6	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	17.7	9.2	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12131	6.50	348	24.58	44.2	20.1	9.4	2.6	0.7	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	19.2	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12132	6.55	359	25.36	47.6	21.6	10.1	2.8	0.7	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	20.9	10.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12133	6.60	370	26.15	51.2	23.3	10.9	3.0	0.8	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	22.7	11.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12134	6.65	381	26.95	54.9	25.1	11.7	3.2	0.9	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	24.6	12.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12135	6.70	393	27.74	58.8	27.0	12.6	3.4	0.9	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	26.7	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12136	6.75	404	28.52	62.8	29.1	13.6	3.7	1.0	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	28.8	15.2	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12137	6.80	415	29.32	67.1	31.3	14.7	3.9	1.1	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	31.1	16.5	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12138	6.85	426	30.09	71.5	33.6	15.9	4.2	1.1	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	33.6	17.8	0.0	0.0	0.0	0.0
2	6	12139	6.90	437	30.87	75.1	35.9	17.1	4.5	1.2	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	35.1	18.3	0.0	0.0	0.0	0.0

Rys. 10.1. Przykładowa baza danych Microsoft Access

Aby przygotować wynikową bazę danych z pomiarów FWD do pracy w środowisku MATLAB trzeba zapisać ją w formacie tekstowym (\*.txt), który to format można z kolei już bezpośrednio importować do programu MATLAB.

```
45;135;105888;14.35;695.75;49.17;56.00;43.80;38.30;31.60;27.60;21.00;15.30;10.10;6.20;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105889;14.40;698.25;49.35;56.40;44.10;38.60;31.90;27.80;21.30;15.50;10.30;6.40;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105890;14.45;701.00;49.55;56.80;44.50;38.90;32.20;28.10;21.50;15.80;10.50;6.50;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105891;14.50;703.75;49.74;57.20;44.80;39.30;32.50;28.40;21.80;16.00;10.70;6.70;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105892;14.55;706.75;49.95;57.70;45.20;39.60;32.80;28.70;22.00;16.20;10.90;6.90;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105893;14.60;709.75;50.16;58.10;45.50;39.90;33.10;29.00;22.30;16.40;11.10;7.10;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105894;14.65;713.00;50.39;58.50;45.90;40.20;33.40;29.30;22.50;16.70;11.30;7.30;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105895;14.70;716.50;50.64;58.90;46.30;40.60;33.70;29.60;22.80;16.90;11.50;7.40;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105896;14.75;720.00;50.89;59.40;46.60;40.90;34.10;29.90;23.00;17.10;11.70;7.60;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105897;14.80;723.50;51.14;59.80;47.00;41.30;34.40;30.20;23.30;17.30;11.90;7.80;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105898;14.85;727.25;51.40;60.30;47.40;41.60;34.70;30.50;23.50;17.50;12.10;7.90;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105899;14.90;731.00;51.67;60.70;47.80;41.90;35.00;30.80;23.80;17.80;12.30;8.10;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105900;14.95;734.75;51.93;61.20;48.20;42.30;35.30;31.10;24.10;18.00;12.50;8.30;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105901;15.00;738.75;52.21;61.70;48.60;42.70;35.70;31.40;24.30;18.20;12.70;8.40;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105902;15.05;743.00;52.51;62.10;49.00;43.00;36.00;31.70;24.60;18.40;12.90;8.60;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105903;15.10;747.00;52.80;62.60;49.50;43.40;36.30;32.00;24.90;18.70;13.10;8.80;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105904;15.15;751.25;53.10;63.20;49.90;43.80;36.70;32.30;25.10;18.90;13.20;8.90;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105905;15.20;755.50;53.40;63.70;50.30;44.20;37.00;32.60;25.40;19.10;13.40;9.10;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105906;15.25;759.75;53.70;64.20;50.70;44.50;37.40;32.90;25.70;19.30;13.60;9.30;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105907;15.30;764.00;54.00;64.80;51.20;44.90;37.70;33.20;25.90;19.60;13.80;9.40;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105908;15.35;768.25;54.30;65.30;51.60;45.30;38.00;33.50;26.20;19.80;14.00;9.60;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105909;15.40;772.50;54.60;65.90;52.00;45.70;38.40;33.80;26.50;20.00;14.20;9.70;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
45;135;105910;15.45;776.75;54.90;66.40;52.40;46.10;38.70;34.20;26.70;20.20;14.40;9.90;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00;0.00
```

Rys. 10.2. Widok przykładowej bazy danych w formacie tekstowym

Na rys. 10.2 pokazano przykładową bazę danych w formacie tekstowym, natomiast na rys. 10.3 po zaimportowaniu do programu MATLAB.

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
9812	2	5	9812	10.55	1840.75	130.11	979.7	761.5	577.3	375.5	250	92.5	11.6	-19	-16.4	807.6	619.1
9813	2	5	9813	10.6	1842	130.2	986.6	767.1	582.2	379.5	253.2	94.4	12.8	-18.7	-16.8	814	624.4
9814	2	5	9814	10.65	1843.25	130.29	993.4	772.7	587.1	383.4	256.4	96.4	13.9	-18.5	-17.1	820.3	629.6
9815	2	5	9815	10.7	1844.25	130.36	1000.1	778.3	592	387.4	259.7	98.4	15	-18.1	-17.5	826.4	634.8
9816	2	5	9816	10.75	1845.25	130.43	1006.8	783.8	596.9	391.3	262.9	100.4	16.1	-17.8	-17.8	832.5	640
9817	2	5	9817	10.8	1845.75	130.46	1013.4	789.2	601.7	395.3	266.2	102.3	17.3	-17.5	-18.1	838.4	645.1
9818	2	5	9818	10.85	1846.25	130.5	1019.8	794.6	606.5	399.2	269.4	104.3	18.4	-17.1	-18.3	844.2	650.2
9819	2	5	9819	10.9	1846.25	130.5	1026.2	800	611.3	403.2	272.7	106.3	19.6	-16.7	-18.6	849.8	655.3
9820	2	5	9820	10.95	1846.5	130.52	1032.5	805.3	616	407.1	275.9	108.3	20.7	-16.3	-18.8	855.3	660.3
9821	2	5	9821	11	1846.25	130.5	1038.8	810.6	620.7	411	279.2	110.4	21.9	-15.9	-19	860.5	665.2
9822	2	5	9822	11.05	1846	130.48	1045	815.9	625.4	415	282.4	112.4	23.1	-15.4	-19.2	865.5	670.1
9823	2	5	9823	11.1	1845.5	130.45	1051.2	821.1	630.1	418.9	285.6	114.4	24.2	-14.9	-19.4	870.3	674.9
9824	2	5	9824	11.15	1845	130.41	1057.4	826.3	634.7	422.8	288.9	116.5	25.4	-14.5	-19.6	874.9	679.6
9825	2	5	9825	11.2	1844.5	130.37	1063.5	831.5	639.3	426.7	292.1	118.5	26.6	-14	-19.8	879.5	684.3
9826	2	5	9826	11.25	1843.5	130.3	1069.6	836.7	643.9	430.6	295.3	120.6	27.7	-13.5	-19.9	884.3	688.9
9827	2	5	9827	11.3	1842.75	130.25	1075.7	841.8	648.4	434.4	298.5	122.7	28.9	-13	-20	889.1	693.5
9828	2	5	9828	11.35	1841.5	130.16	1081.8	846.8	652.9	438.3	301.7	124.7	30.1	-12.5	-20.1	893.8	698
9829	2	5	9829	11.4	1840.25	130.07	1087.8	851.8	657.4	442.1	304.8	126.8	31.2	-12	-20.2	898.5	702.5

Rys. 10.3. Widok przykładowej bazy danych po zaimportowaniu do programu Matlab

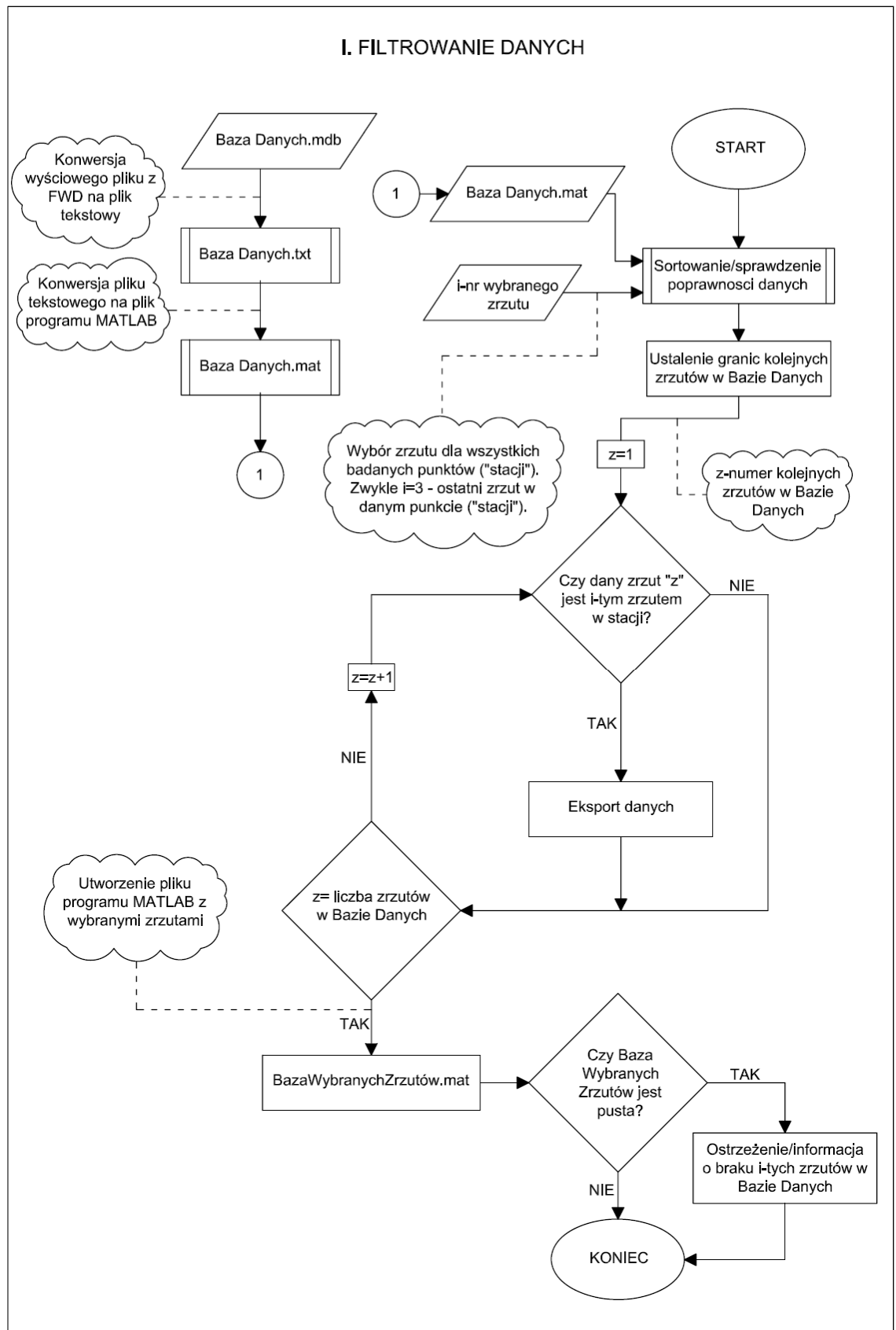
### 10.3. Wybór danych

Podczas pomiarów FWD rejestrowane są dane ze wszystkich zrzutów. Zwykle w każdym punkcie pomiarowym wykonywane są trzy zrzuty, natomiast do dalszej analizy wykorzystywane są dane z trzeciego-ostatniego zrzutu w danym punkcie pomiarowym. Na rys. 10.4 przedstawiono przykładowy fragment bazy danych z trzema zrzutami w każdym punkcie pomiarowym.

SessionID	StationID	Station	StationUnit	StationDirection	Lane	LaneNumber	PavementType	SlabID	SlabPosition	SlabPositionCo	Asphalt	Surface	Air						
1	1	0	km	1	0							22.7	19.2						
	DropID	History	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
	1	<input checked="" type="checkbox"/>	621	43.86	402.6	313.2	262.1	200.2	154.2	94.5	67.6	53.3	43.8	298.0	249.6	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	624	44.13	565.6	315.2	264.6	202.6	155.7	95.7	68.4	53.8	44.4	301.7	253.1	0.0	0.0	0.0	0.0
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	626	44.21	391.8	315.9	265.6	203.0	156.3	96.3	69.2	54.1	43.2	305.1	255.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	erowanie	<input type="checkbox"/>	0	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	2	0.045	km	1	0														
	DropID	History	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	627	44.32	409.0	298.3	230.9	165.5	126.1	82.0	59.4	46.2	58.1	299.7	238.9	0.0	0.0	0.0	0.0
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	629	44.43	393.2	296.6	230.5	165.0	126.6	81.9	59.4	46.5	36.2	298.1	239.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	630	44.53	391.8	296.2	230.3	165.5	127.0	82.1	59.4	46.4	36.3	298.2	240.1	0.0	0.0	0.0	0.0
	erowanie	<input type="checkbox"/>	0	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	3	0.108	km	1	0														
	DropID	History	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	631	44.60	199.9	161.9	136.8	107.7	88.5	63.6	47.5	36.4	29.6	150.3	132.9	0.0	0.0	0.0	0.0
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	628	44.38	197.9	159.5	135.2	107.2	88.1	63.4	47.6	36.5	30.0	149.1	130.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	630	44.53	215.4	159.5	134.4	106.9	88.2	63.7	47.9	36.8	29.9	149.9	130.6	0.0	0.0	0.0	0.0
	erowanie	<input type="checkbox"/>	0	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	4	0.182	km	1	0														

Rys. 10.4. Widok uproszczonej bazy Microsoft Access z trzema zrzutami w każdym punkcie pomiarowym

Opracowany program umożliwia dowolny wybór zrzutu dla którego chcemy analizować dane. Przy użyciu komendy *Filterdata* następuje „filtrowanie” danych i tworzony jest edytowalny plik-tablica programu Matlab z wybranymi danymi (rozszerzenie \*.mat), o tej samej konstrukcji co baza danych na rys. 10.3. Schemat blokowy wyboru danych do analizy przedstawiono na rys. 10.5.

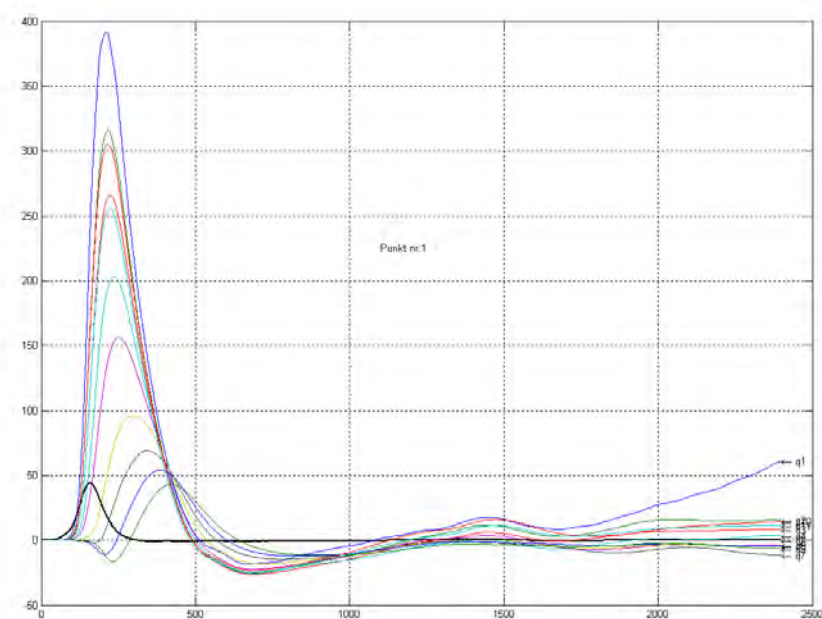


Rys. 10.5. Schemat wyboru zrzutów do analizy

## 10.4. Graficzne przedstawienie danych

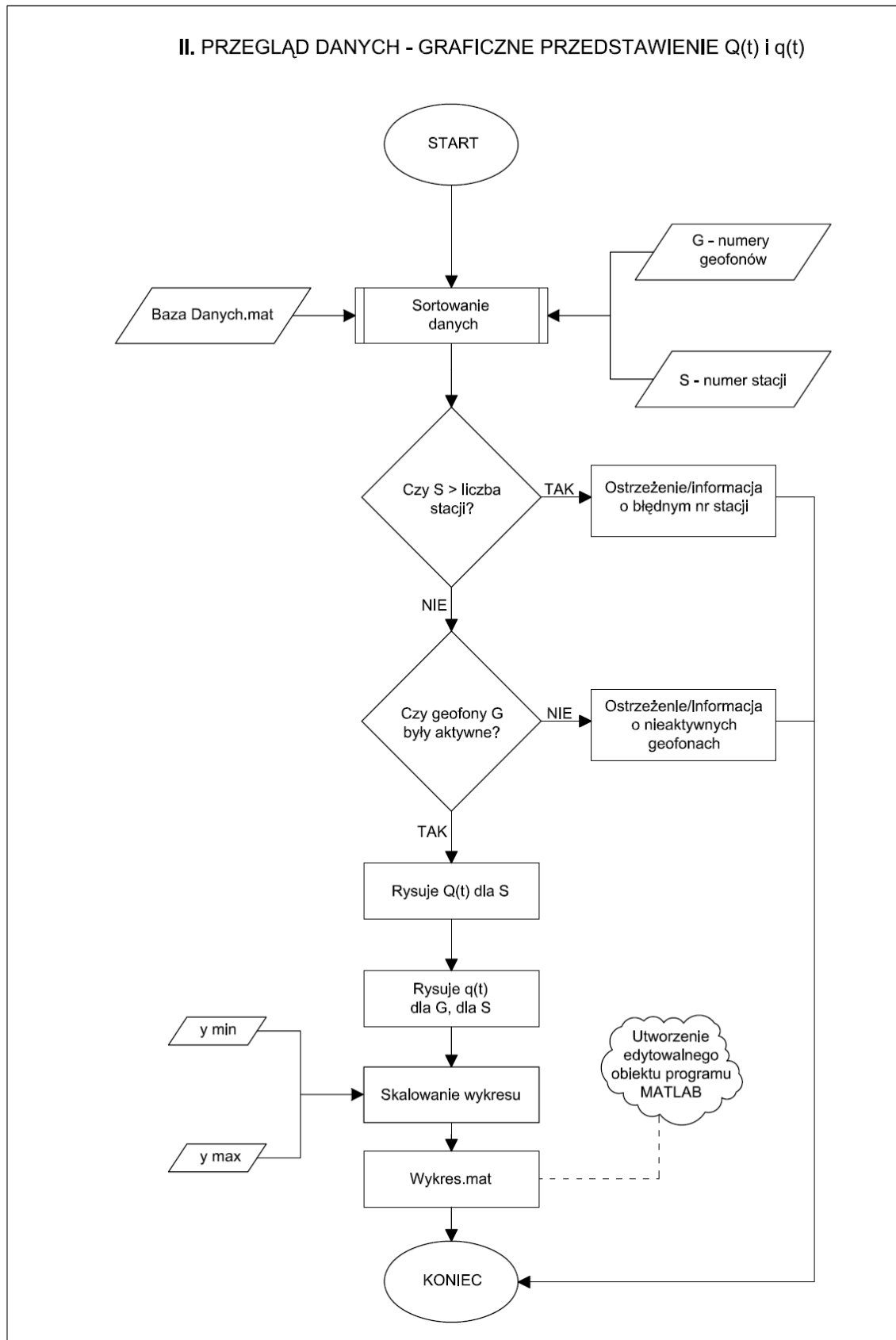
Pojedynczy zrzut w macierzy danych, przy standardowym oknie rejestracji 120 ms i częstotliwości próbkowania 0,05 ms, zajmuje 2400 wierszy. Przy trzech zrzutach daje to 7200 wierszy dla każdego punktu pomiarowego. Badając odcinek drogi o długości 1 km w odstępach co 25 m, co gwarantuje odpowiedni poziom ufności przeprowadzanych pomiarów [71], otrzymujemy bazę danych o 288 000 wierszach.

Po wyborze zrzutów do dalszej analizy i odfiltrowaniu niepotrzebnych danych – 96 000 wierszy. Są to wielkości zdecydowanie za duże, aby możliwe było ręczne przeglądanie danych przedstawionych w postaci tablicy, stąd konieczne było umożliwienie przeglądania danych w postaci wykresów. W trakcie pomiarów tworzone są co prawda łatwe do przeglądania, skrótowe tekstowe pliki F25, nie zawierają one jednak pełnej informacji, wykorzystywanej do dalszych obliczeń – wyłącznie maksymalne zarejestrowane przemieszczenia i maksymalny impuls siły, bez historii zmienności wartości w czasie. Przy użyciu komendy **Wykres** tworzony jest edytowalny obiekt programu Matlab dla wybranego punktu pomiarowego („stacji”), na którym przedstawiony jest wykres zmienności impulsu obciążającego w czasie –  $Q(t)$  oraz wykresy zmienności przemieszczenia w czasie pod wybranymi geofonami –  $q_i(t)$ . Przykładowy wykres przedstawiono na rys. 10.6. Takie przedstawienie danych pozwala łatwo wyłapać ewentualne nieprawidłowości, wykluczyć z dalszej analizy poszczególne geofony lub punkty pomiarowe, a przede wszystkim ustalić zakres operacji (całkowania) do dalszych obliczeń. Schemat blokowy tworzenia wykresu w programie FWD-CALC przedstawiono na rys. 10.7.



Rys. 10.6. Przykładowy wykres zmienności rejestrowanych parametrów

## II. PRZEGLĄD DANYCH - GRAFICZNE PRZEDSTAWIENIE $Q(t)$ i $q(t)$



Rys. 10.7. Schemat tworzenia wykresu zmienności rejestrowanych parametrów w czasie



## 10.5. Transformacja przemieszczeń uzyskanych w teście dynamicznym FWD na przemieszczenia statyczne

Po wywołaniu komendy *Calc* wykonywane są w programie obliczenia, których podstawą jest wyznaczenie podatności układu  $\delta$  (warstw nawierzchni) we wszystkich punktach pomiarowych, pod wszystkimi geofonami, na podstawie znajomości zmienności rejestrowanych parametrów w czasie:

$$\delta = \frac{\int q(t)dt}{\int Q(t)dt} \quad [\text{m/N}] \quad (10.1)$$

Kolejno obliczane są: współczynnik korekcyjny  $f$  oraz skorygowane przemieszczenia „statyczne”  $q_{stat}$ :

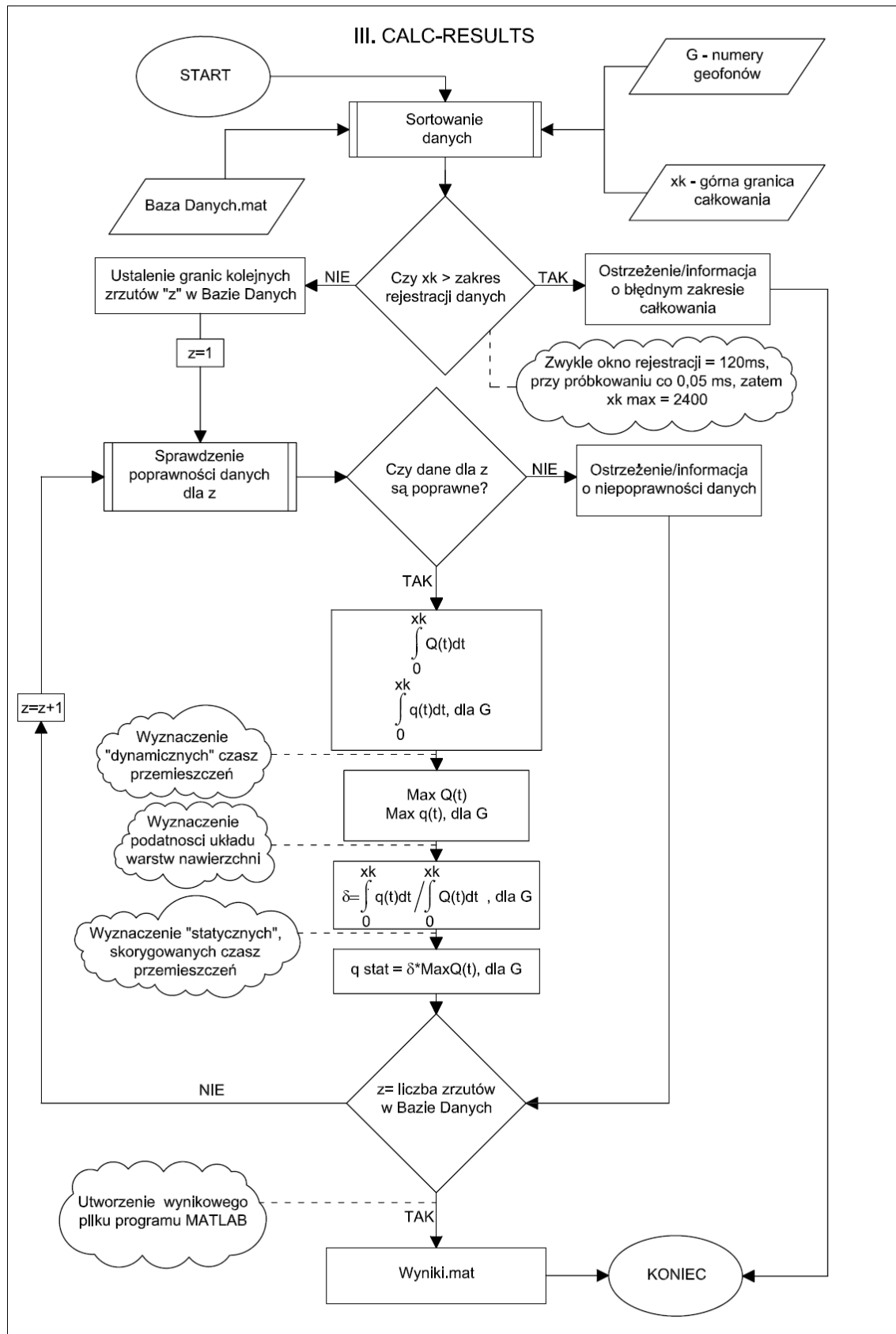
$$f_i = \frac{q_{i\,stat}}{q_{i\,max\,dyn}} = \frac{\delta_i \cdot F_{max}}{q_{i\,max\,dyn}} = \frac{\int q_i(t)dt \cdot F_{max}}{\int Q(t)dt \cdot q_{i\,max\,dyn}} \quad [-] \quad (10.2)$$

$$q_{i\,stat} = \delta_i \cdot F_{max} \quad [\text{m}] \quad (10.3)$$

Podawane są również, jak w plikach F25, maksymalne rejestrowane przemieszczenia „dynamiczne”  $q_{max\,dyn}$ , maksymalna zarejestrowana wartość impulsu obciążającego  $F_{max}$  oraz maksymalne zarejestrowane naprężenie na styku płyty obciążającej z nawierzchnią.

Domyślnie operacje (całkowanie) przeprowadzane są po całym czasie rejestracji, natomiast program daje możliwość wskazania konkretnego zakresu całkowania przy pomocy komendy *CalcZakres*. Zakres całkowania zaleca się wskazać na podstawie analizy kształtu rejestrowanej odpowiedzi układu (przemieszczeń) w czasie, przy użyciu komendy *Wykres*.

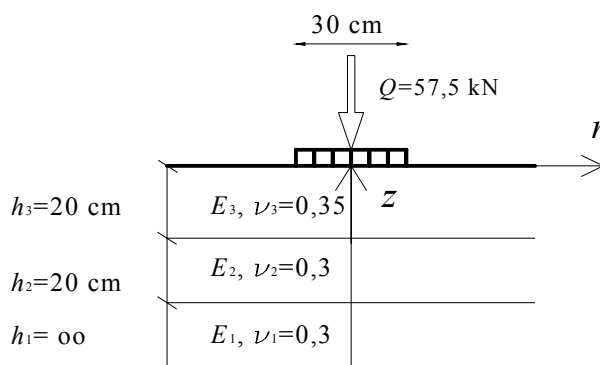
Wszystkie wyznaczone wartości podawane są w osobnych, edytowalnych tablicach programu Matlab. Opcjonalnie podawane są również podstawowe parametry statystyczne – średnia i odchylenie standardowe. Schemat blokowy przeprowadzanych obliczeń przedstawiono na rys. 10.8.



Rys. 10.8. Schemat obliczeń przeprowadzanych przez wywołanie komendy *Calc/CalcZakres*

## 10.6. Identyfikacja parametrów modelu

Opracowany moduł do identyfikacji parametrów modelu konstrukcji nawierzchni jest wersją testową, mającą na celu przedstawienie docelowych możliwości programu, opierającą się na fragmencie przestrzeni rozwiązań uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej pod znanym obciążeniem.

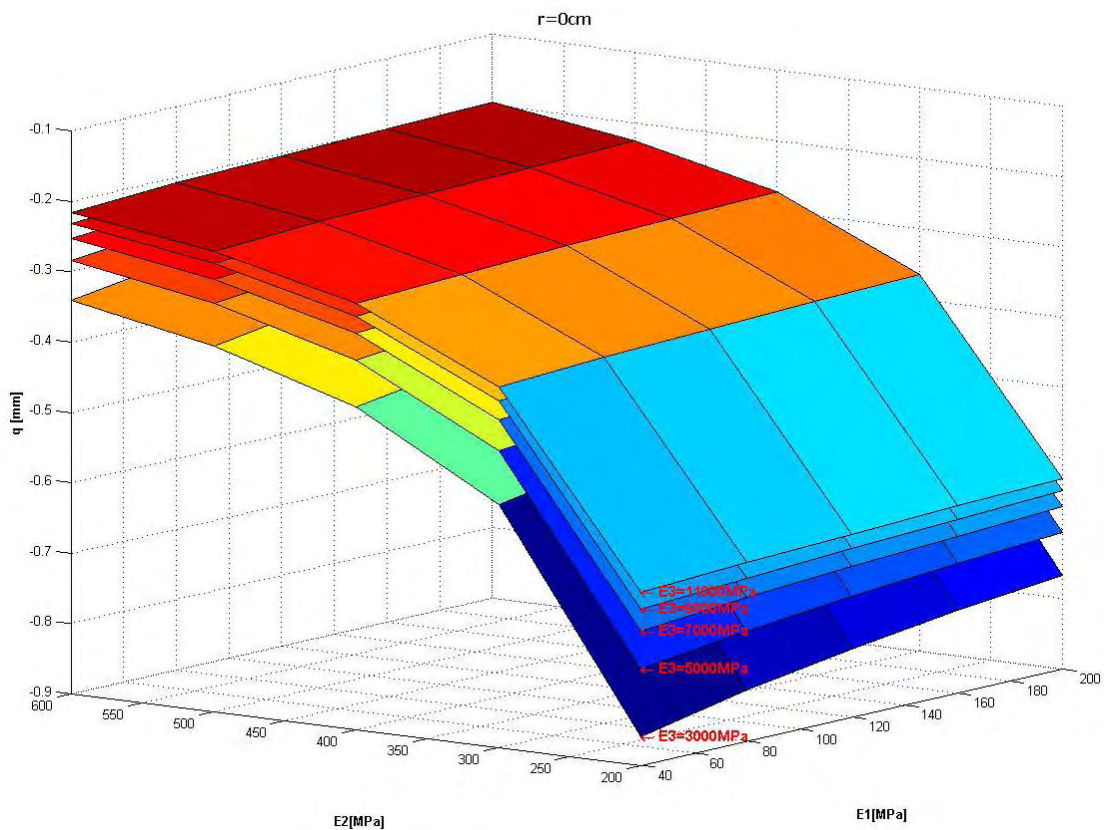


Rys. 10.9. Trójwarstwowy model konstrukcji nawierzchni

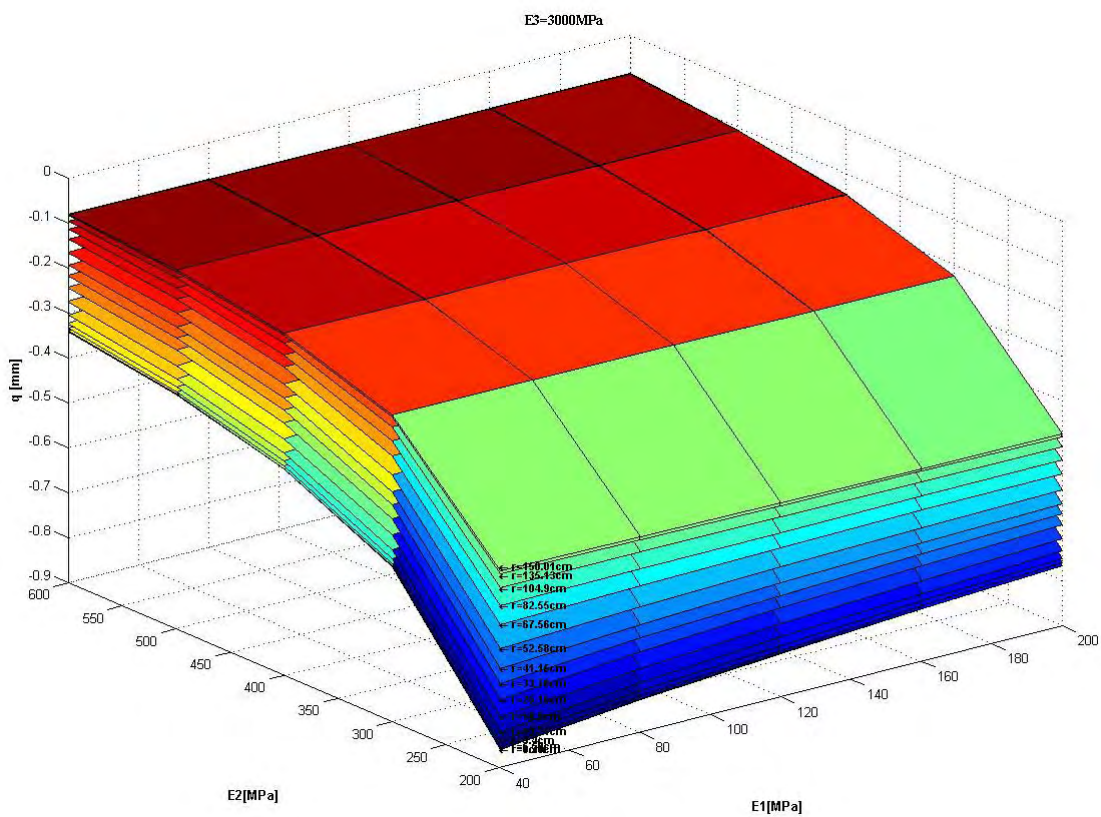
Przeanalizowano trójwarstwowy model nawierzchni podatnej (lub sztywno-podatnej) o stałych grubościach warstw konstrukcyjnych ( $h = 20 \text{ cm}$ ), ustalonych współczynnikach Poissona i nieskończonej miąższości podłoża ( $h = \infty$ ), poddany obciążeniu  $Q$ , odpowiadającemu naciskowi koła pojazdu ciężarowego (rys. 10.9). Przemieszczenia pionowe konstrukcji nawierzchni obliczono dla wszystkich możliwych kombinacji modułów sprężystości podłoża, podbudowy i warstw MMA odpowiednio w zakresach:  $E1$  – od 40 MPa do 200 MPa (ze skokiem 40 MPa);  $E2$  – od 200 MPa do 600 MPa (ze skokiem 100 MPa);  $E3$  – od 3000 MPa do 11000 MPa (ze skokiem 2000 MPa), bezpośrednio w osi obciążenia oraz w 14 innych punktach w różnych odległościach od osi obciążenia (w zakresie 0-1,5 m).

Otrzymano 1875 wyników, tworzących przestrzeń rozwiązań dla 125 możliwych kombinacji modułów, będącą podstawą identyfikacji parametrów modelu nawierzchni.

Na rys. 10.10 przedstawiono przykładową przestrzeń przemieszczeń pionowych (ugięć) konstrukcji nawierzchni przy ustalonej odległości od osi obciążenia ( $r = 0$ ), w zależności od wartości parametrów  $E1$ ,  $E2$  i  $E3$ . Na rys. 10.11 natomiast przedstawiono przykładową przestrzeń rozwiązań przy ustalonym module sprężystości warstw MMA ( $E3 = 3000 \text{ MPa}$ ), w zależności od wartości parametrów  $E1$ ,  $E2$  oraz odległości od osi obciążenia. Analogicznie przedstawić można przestrzeń rozwiązań dla dowolnej ustalonej odległości od osi obciążenia oraz dowolnych ustalonych wartości jednego z trzech parametrów –  $E1, E2$  i  $E3$ .



Rys. 10.10. Przykładowa przestrzeń rozwiązań przy ustalonym  $r$  i dowolnych  $E_1, E_2, E_3$



Rys. 10.11. Przykładowa przestrzeń rozwiązań przy ustalonym  $E_3$  i dowolnych  $E_1, E_2, r$

Po wywołaniu komendy **Identyfikacja**, podaniu odległości kolejnych geofonów od osi obciążenia  $r'$  oraz odpowiadających im przemieszczeń następuje wielomianowa aproksymacja przestrzeni rozwiązań: po podaniu stopnia wielomianu aproksymującego „s” dla wszystkich kombinacji  $E1,E2,E3$  wyznaczane są funkcje wielomianowe  $W^s$  opisujące czasie przemieszczeń:

$$q_i = W^s(r_i) = \sum_{n=0}^s a_n \cdot r_i^n \quad [\text{m}] \quad (10.4)$$

Następnie na podstawie wielomianów  $W^s$  wyznaczane są przemieszczenia  $q'$ , odpowiadające podanym odległościom  $r'$ :

$$q'_i = W^s(r'_i) = \sum_{n=0}^s a_n \cdot r'_i{}^n \quad [\text{m}] \quad (10.5)$$

W ten sposób następuje „przesunięcie” węzłów w przestrzeni rozwiązań, która staje się wzorcem dla przemieszczeń podanych w odległościach  $r'$ .

Niejako przy okazji program pozwala w ten sam sposób na rozwiązanie zadania odwrotnego do identyfikacji modułów sprężystości warstw – dla zadanych modułów tworzących węzły przestrzeni rozwiązań obliczane są przemieszczenia w zadanych odległościach po wywołaniu komendy **ZnajdźCzasze**.

We wcześniejszej części pracy czasie przemieszczeń aproksymowane były funkcjami wykładniczymi, które spełniają warunki brzegowe (9.4), jednak badania autora wykazały, że w rejestrowanym zakresie odległości, od 0 do około 2 m od osi obciążenia, równie dobre przybliżenie czasu uzyskuje się za pomocą wykorzystanych w programie wielomianów (10.4),(10.5).

Identyfikacja parametrów modelu polega na znalezieniu takiej kombinacji  $E1,E2,E3$  dla podanego zestawu odległości od osi obciążenia i odpowiadających im przemieszczeń, dla której czasie przemieszczeń pomierzonych i obliczonych będą najbardziej „podobne”, czyli gdy różnica między przemieszczeniami pomierzonymi  $q_p$  a obliczonymi  $q'$ , po wszystkich geofonach  $k$ , będzie jak najmniejsza.

Defuzyfikacja powyższego zagadnienia następuje po przez określenie funkcji przynależności  $F$  (stopnia podobieństwa) czasu pomierzonej do każdej możliwej kombinacji  $E1,E2,E3$ :

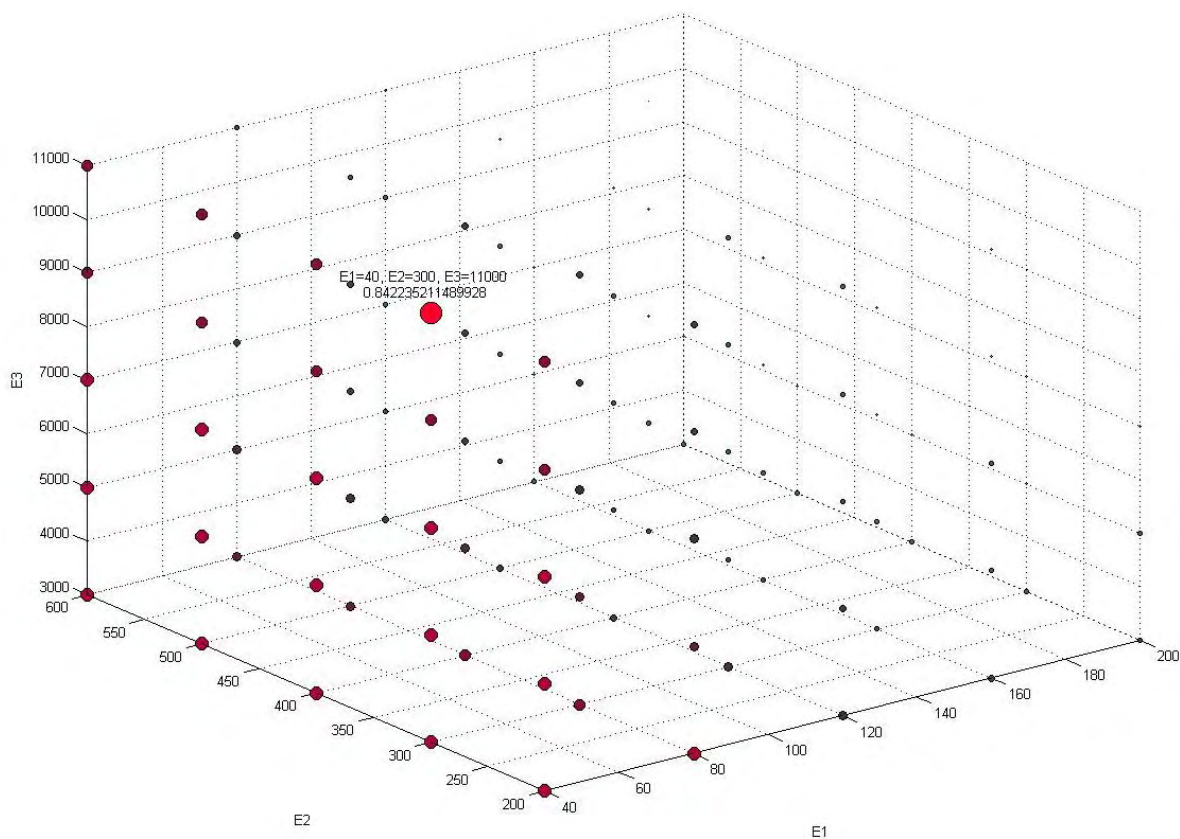
$$F_j = 1 - \sum_{i=1}^k |q_p(r'_i) - q'(r'_i)| \quad (10.6)$$

Najwyższa wartość funkcji przynależności odpowiada najlepszemu dopasowaniu danych pomiarowych z wzorcem.

Opcjonalnie uwzględnić można różną „ważność” danych pomiarowych, przypisując poszczególnym przemieszczeniom konkretne „wagi”  $w_i$ . Wtedy funkcja przynależności  $F$  przyjmuje postać (10.7). Domyślnie wszystkie wagi przyjmują wartość „1”, a f-cja przynależności ma postać (10.6).

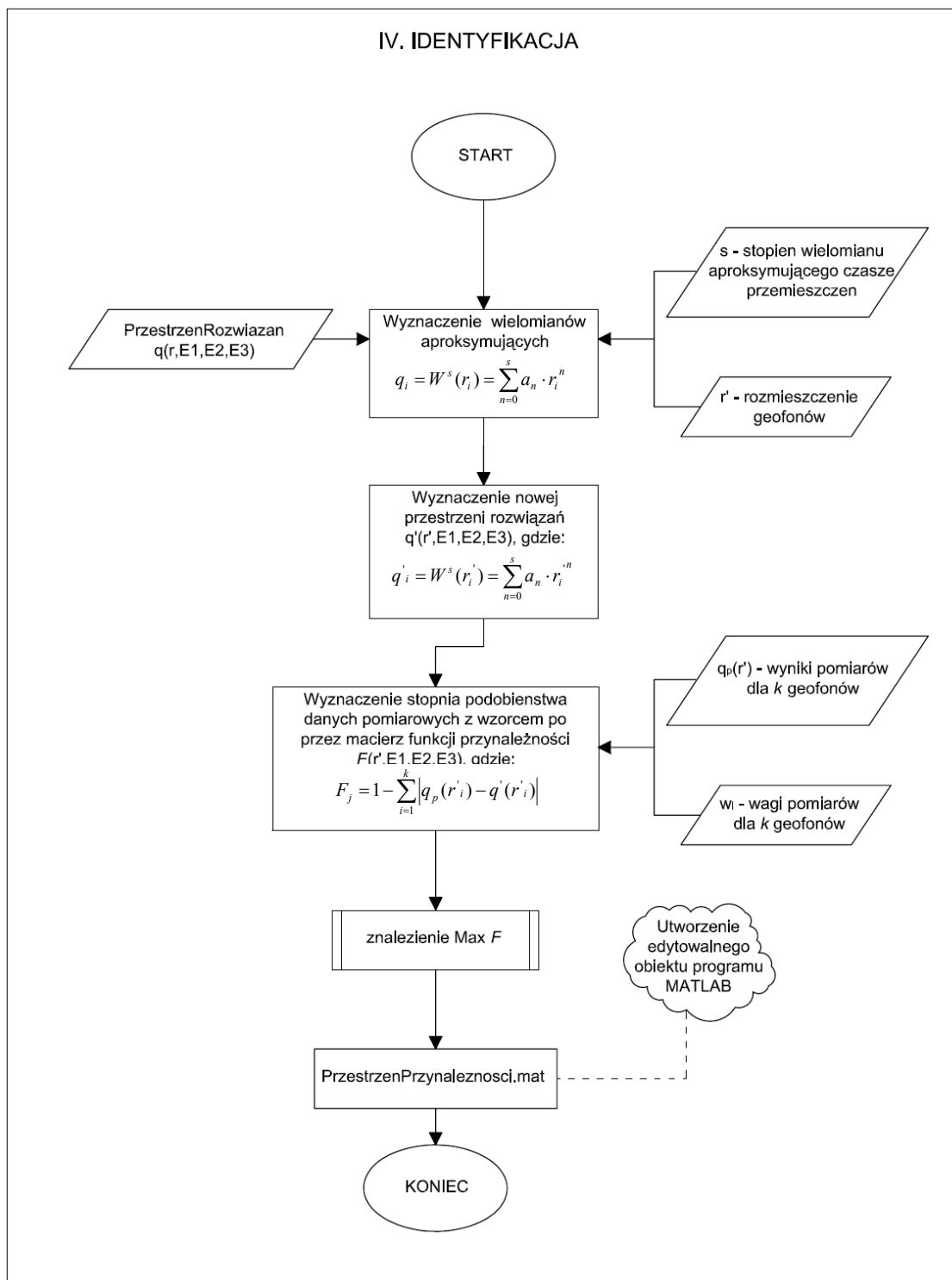
$$F_j = 1 - \sum_{i=1}^k \left| [q_p(r'_i) - q'(r'_i)] \cdot \frac{w_i}{\max w} \right| \quad (10.7)$$

Wynikiem identyfikacji jest trójwymiarowa macierz  $F_j[E1_k, E2_l, E3_m]$ , w której do każdej kombinacji  $E1, E2, E3$  przyporządkowana jest wartość f-cji przynależności  $F$ . W tej formie wyniki mogą być mało czytelne, dlatego program ostateczne rozwiązanie podaje również w formie przestrzeni (rys. 10.12), w której każdemu węzłowi przyporządkowana jest wartość  $F$ , wyrażona kolorem i rozmiarem „punktu” – im większy i bardziej czerwony, tym lepsze dopasowanie danych pomiarowych z wzorcem. Dla najlepszego dopasowania program wyświetla w przestrzeni wartości parametrów  $E1, E2, E3$  oraz wartość f-cji przynależności  $F$ .

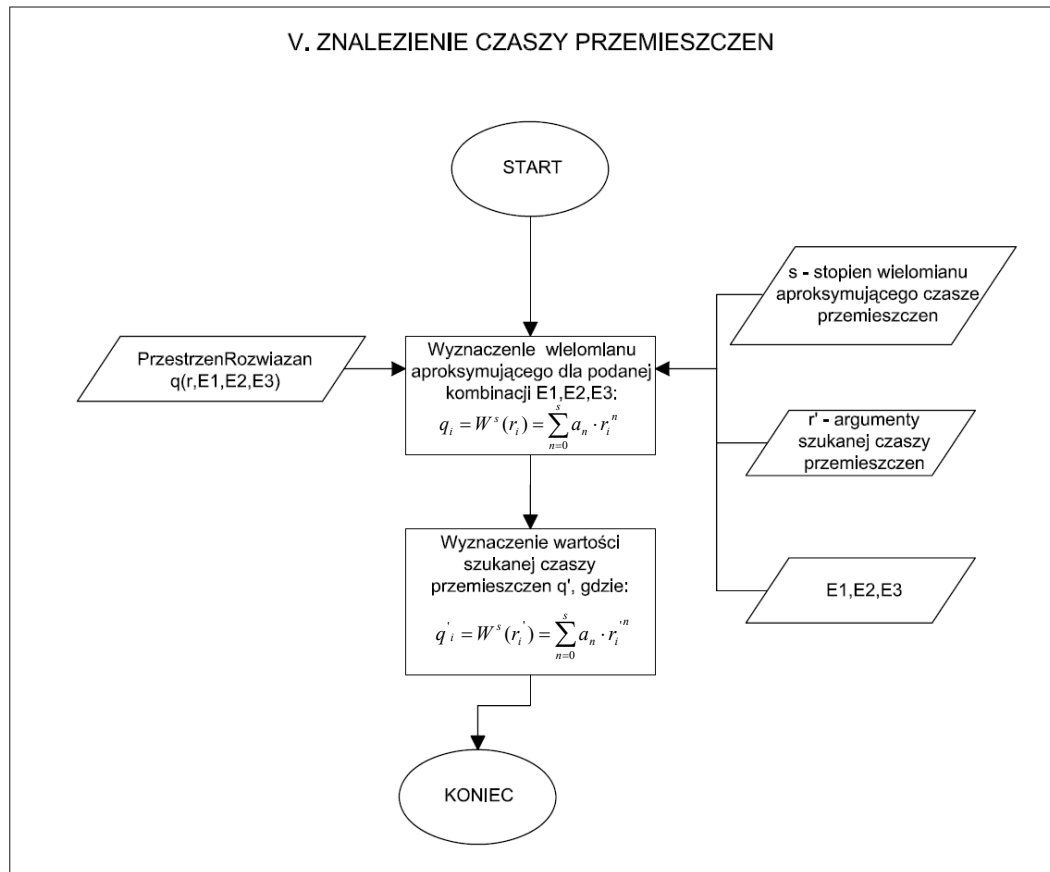


Rys. 10.12. Przykładowa przestrzeń rozwiązań identyfikacji parametrów modelu (Przestrzeń przynależności)

Schemat blokowy identyfikacji parametrów modelu przedstawiono na rys. 10.13, natomiast schemat blokowy zadania odwrotnego do identyfikacji (*ZnajdźCzasze*) przedstawiono na rys. 10.14.

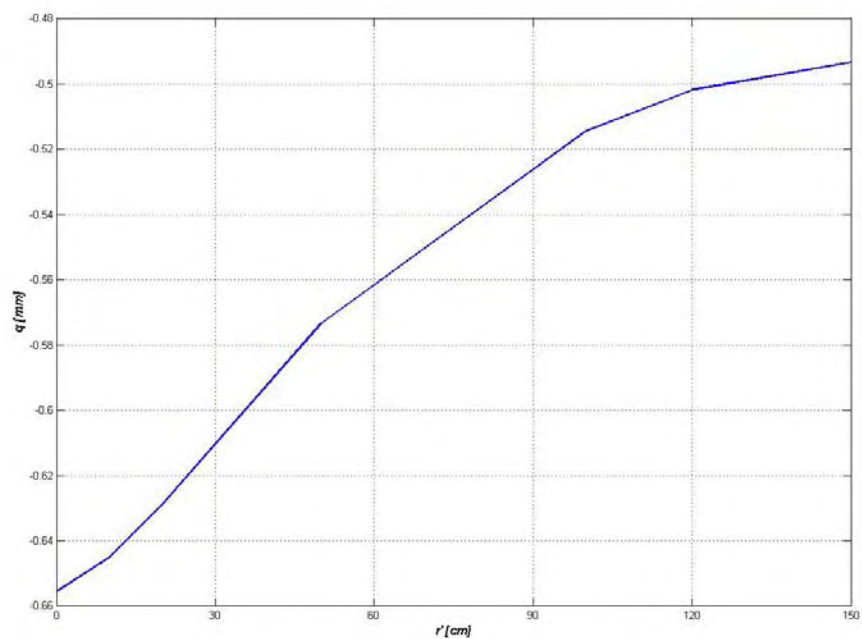


Rys. 10.13. Schemat identyfikacji parametrów modelu



Rys. 10.14. Schemat wyznaczania czasu przemieszczeń

Poniżej (na rys. 10.15) przedstawiono przykładową czasę przemieszczeń wyznaczonych dla zadanych modułów ( $E1 = 40$  MPa;  $E2 = 200$  MPa;  $E3 = 11000$  MPa) w odległościach  $r'$  [0 10 20 50 100 120 150] cm.



Rys. 10.15. Przykładowa czasę przemieszczeń wyznaczonych dla ustalonych  $E$  w odległościach  $r'$



## 10.7. Podsumowanie

Opracowany program FWD-CALC składa się z dwóch niezależnych części: pierwszej –służącej do transformacji przemieszczeń uzyskanych w teście dynamicznym FWD na ich statyczny odpowiednik i drugiej – służącej do identyfikacji parametrów modelu nawierzchni drogowej.

Część służąca transformacji jest w pełni funkcjonalna i kompatybilna z oprogramowaniem ugięciomierza FWD, gotowa do wykorzystania w praktyce pomiarowej. Pozwala na zaimplementowanie opracowanej przez autora metody korekty dynamicznej czaszy przemieszczeń przez zautomatyzowanie bardzo rozległych obliczeń numerycznych.

Część służąca identyfikacji jest natomiast modułem testowym. Zakres parametrów  $E1, E2$  i  $E3$  w oparciu o które rozwiązany jest trójwarstwowy wzorcowy model „uczący” zawiera powszechnie spotykane wartości modułów sprężystości podłoża, podbudowy i warstw asfaltowych. Również przyjęte obciążenie  $Q=57$  kN jest standardową wartością w badaniach FWD. Rozszerzenie przestrzeni rozwiązań o inne wartości  $E1, E2, E3$  oraz dodanie kolejnego wymiaru dla różnych wartości  $Q$  jest możliwe ale będzie przeprowadzone w drugiej kolejności. W pierwszej kolejności natomiast, do przemysłowego stosowania programu, konieczne byłoby wprowadzenie kolejnych wymiarów przestrzeni rozwiązań w postaci różnych kombinacji grubości warstw konstrukcji.

## 11. PODSUMOWANIE

W dzisiejszej praktyce badawczej coraz powszechniejsze stają się pomiary przemieszczeń pionowych (ugięć) nawierzchni metodami dynamicznymi – ze względu na swoją efektywność oraz możliwość rejestracji kompletnej czaszy przemieszczeń. Jednocześnie w praktyce projektowej w dalszym ciągu obowiązują teoretyczne modele nawierzchni poddane obciążeniom statycznym. Ponieważ rezultaty pomiarów przemieszczeń uzależnione są w dużym stopniu od metody badawczej (statyczna/dynamiczna), zaistniała konieczność opracowania metody transformacji wyników uzyskanych w metodzie dynamicznej na ich statyczny odpowiednik.

W niniejszej pracy wykazano, że przemieszczenia pionowe nawierzchni uzyskane za pomocą ugięciomierza dynamicznego FWD, w którym obciążenie realizowane jest w postaci impulsu siłowego, mogą być wykorzystywane do identyfikacji parametrów modeli statycznych z wykorzystaniem obliczeń odwrotnych (back calculation) po wprowadzeniu odpowiednich współczynników korekcyjnych, udowadniając tym samym tezę pracy.

Zrealizowano wszystkie postawione cele pracy, zarówno teoretyczne jak i praktyczne, w szczególności:

a) Przedstawiono metodę transformacji przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni uzyskanych w teście dynamicznym FWD na ich statyczny odpowiednik, wykorzystującą znajomość zarejestrowanych wartości maksymalnych oraz całek z przebiegu impulsu obciążającego  $Q$  i odpowiedzi konstrukcji  $q$  (przemieszczenia) w czasie. Zidentyfikowano współczynniki korekcyjne sprowadzające czaszę uzyskaną w teście dynamicznym do modelu statycznego, w zależności od rodzaju i grubości nawierzchni, wartości obciążenia i temperatury badania. W przypadku nawierzchni podatnych i półsztywnych stwierdzono monotoniczną (malejącą liniowo) zależność między wartością współczynnika korekcyjnego, a odległością od osi obciążenia punktu w którym jest on wyznaczany. Nie stwierdzono takiej zależności w przypadku nawierzchni sztywnych. Stwierdzono również wzrost wartości współczynników korekcyjnych wraz ze wzrostem grubości konstrukcji i wzrostem poziomu obciążenia.

Wykazano że w przypadku typowych konstrukcji podatnych współczynniki korekcyjne czaszy przemieszczeń w osi obciążenia (pod centralnym geofonem w badaniu FWD) przy standardowym obciążeniu  $Q = 57$  kN, odpowiadającym obciążeniu nawierzchni osią pojazdu ciężarowego, wahają się, w zależności od

grubości warstw asfaltowych, w granicach 1,2-1,3 (1,25-1,55 przy obciążeniu  $Q = 120\text{kN}$ ).

Stwierdzono liniową zależność między wzrostem temperatury badania nawierzchni podatnych a prędkością zmiany wartości współczynników korekcyjnych czaszy przemieszczeń w funkcji odległości od osi obciążenia punktu w którym współczynnik jest wyznaczany (wartość współczynnika w wyższych temperaturach szybciej maleje wraz ze wzrostem odległości od osi obciążenia). Nie stwierdzono przy tym wpływu temperatury badania nawierzchni podatnych na wartości współczynników korekcyjnych w osi obciążenia (pod centralnym geofonem w badaniu FWD).

b) Opracowano algorytm identyfikacji parametrów modelu nawierzchni, będącego półprzestrzenią warstwową, z wykorzystaniem pomierzonych za pomocą ugięciomierza FWD przemieszczeń, po wprowadzeniu odpowiednich współczynników korekcyjnych. Współczynniki korekcyjne  $f$  dla typowych nawierzchni podatnych zestawiono w formie tabelarycznej (w zależności od odległości od osi obciążenia oraz grubości warstw asfaltowych), co pozwala na praktyczną i szybką korektę pomierzonej w badaniu FWD dynamicznej czaszy przemieszczeń bez konieczności wykonywania każdorazowo skomplikowanych obliczeń.

c) Dokonano oceny wpływu dynamicznego charakteru badania FWD na identyfikowane parametry modelu nawierzchni i trwałość zmęczeniową konstrukcji. W porównaniu z parametrami identyfikowanymi na podstawie bezpośrednich pomiarów dynamicznych (bez uwzględniania współczynników korekcyjnych) stwierdzono zdecydowanie niższe moduły sprężystości warstw konstrukcji nawierzchni – średnio o 40 % w przypadku warstw MMA nawierzchni podatnych i 25 % w przypadku warstw sztywnych z betonu cementowego. Stwierdzono również znaczne (średnio – 2,5 krotne) przeszacowanie trwałości zmęczeniowej konstrukcji wyznaczonej na podstawie bezpośrednich pomiarów dynamicznych. Względne różnice trwałości zmęczeniowej oszacowanej na podstawie bezpośrednich pomiarów dynamicznych i skorygowanych-statycznych wahają się w granicach 55-70 % zarówno w przypadku nawierzchni podatnych, jak i nawierzchni sztywnych.

Wykazano także, że identyfikowane moduły zależą od poziomu obciążenia, a liniowo-sprężysta odpowiedź konstrukcji jest pewnym przybliżeniem na skutek

zwiększającego się, ze wzrostem obciążenia, udziału podłoża w całkowitym przemieszczeniu (ugięciu) nawierzchni.

d) Czasę statyczną – transformowaną z dynamicznej porównano z czasą statyczną – bezpośrednio pomierzoną, uzyskując bardzo dobrą zgodność. Identyfikowane moduły na podstawie czaszy transformowanej i bezpośrednio pomierzonej w badaniach statycznych różniły się średnio o 12 % – w przypadku warstw MMA i 5 % w przypadku podłoża.

e) Opracowano algorytm identyfikacji jednorodnych odcinków konstrukcji, pozwalających na szybką ocenę stanu nawierzchni (identyfikację modułów warstw), na podstawie zarejestrowanych w badaniu FWD czas przemieszczeń. Skuteczność opracowanej metody zweryfikowano na rzeczywistym odcinku nawierzchni o czterech zróżnicowanych konstrukcjach, uzyskując bardzo dobrą zgodność zidentyfikowanych odcinków jednorodnych, z wcześniejszą identyfikacją wglębną.

W niniejszej pracy wykazano, że, o ile współczesne metody pomiarowe *in situ*, w odróżnieniu do laboratoryjnych, pozwalają na prowadzenie badań w rzeczywistych warunkach pracy nawierzchni, o tyle obowiązujące modele teoretyczne nie do końca są do nich adekwatne – stąd konieczność transformacji. W związku z tym dalsze prace, zdaniem autora, powinny skupiać się na rozwijaniu dynamicznych metod pomiarowych – odpowiadających rzeczywistemu obciążeniu kołem poruszającego się pojazdu oraz, przede wszystkim, na opracowaniu analitycznych modeli konstrukcji nawierzchni poddanych obciążeniom dynamicznym.

## LITERATURA

- [1] “AMADEUS – Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures”: 4<sup>th</sup> Framework Programme Final Report, 2000.
- [2] Y.M. Ali, L.Zhang: “A methodology for fuzzy modeling of engineering systems”, *Fuzzy Sets and Systems* **118**, 2001, 181-197.
- [3] R. Al-Khoury, A. Scarpas, C. Kasbergen, J. Blaauwendraad: “Spectral element technique for efficient parameter identification of layered media. Part I: Forward calculation”, *International Journal of Solids and Structures* **38**, 2001, 1605-1623.
- [4] R. Al-Khoury, C. Kasbergen, A. Scarpas, J. Blaauwendraad: “Spectral element technique for efficient parameter identification of layered media. Part II: Inverse calculation”, *International Journal of Solids and Structures* **38**, 2001, 8753-8772.
- [5] I.L. Al-Qadi, M. Coni, S. Lahouar, S. Portas: “Runway Instrumentation and Response Measurements”, *Proc. of Transportation Research Board 89th Annual Meeting, Washington, D.C.*, 2010, paper number 10-3565.
- [6] J. Balayand, M. Nguyen, R. Gritti: “Dynamical analysis of FWD test on LCPC's accelerated load testing facility”, *Proc. of 6th European FWD User Group Meeting, Brussels* 2010.
- [7] S.S. Bandyopadhyay: “Dynamic deflections of pavement : measurements and applications”, *Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim* 1982, 858-869.
- [8] A. Barzilai: “Improving a Geophone to Produce an Affordable, Broadband Seismometer”, *PhD Thesis, Stanford University* 2000.
- [9] A. Barzilai, T.VanZandt, T.Pike, S.Manion, T.Kenny: “Improved Low Frequency Performance of a Geophone”, *Stanford University* 1998.
- [10] L.J Bendana, J.Lu, D.Mcauliffe, W.Yang: “Interpreting Data From the Falling-Weight Deflectometer”, *New York State Department of Transportation Research Report 160*, 1994.
- [11] A.F. Bissada, H.R. Guirguis: “Dynamic deflection measurements of asphalt pavements at high service temperatures”, *Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim* 1982, 394-403.
- [12] A.O. Bohn: “The history of the Falling Weight Deflectometer (FWD)”, <http://sites.grontmij.dk/Pavement-consultants-com/About-us/Fwd-history/Pages/default.aspx>.

- [13] J. Burgstaller, A. Jacot, I. Scazziga: “Dynamic deflection measurements under moving wheel loads”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 307-315.
- [14] I.C. Butler, C. K. Kennedy: “The use of maximum deflection and deflected shape measurements for assessing pavement performance”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 159-168.
- [15] “COST 336 Falling Weight Deflectometer”, Information Gathering Report, Task Group 2 – FWD at Network Level, 1998.
- [16] Q.X. Dong, Y. Hachiya, O. Takahashi, Y. Tsubokawa, K. Matsui: “An efficient backcalculation algorithm of time domain for large-scale pavement structures using Ritz vectors”, *Finite Elements in Analysis and Design* **38**, 2002, 1131-1150.
- [17] R.C. Deen, G.W. Sharpe, H.F. Southgate: “Correlation of road rater and Benkelman beam deflection”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 281-285.
- [18] B.K. Diefenderfer: “Investigation of the Rolling Wheel Deflectometer as a Network-Level Pavement Structural Evaluation Tool”, Virginia Transportation Research Council Final Report VTRC 10-R5.
- [19] “Dynatest FWD/HWD Test Systems”, Owner’s Manual Version 2.3.6, 2007.
- [20] J.L. Elvira, M. Pastor: “Correlating Spanish field measurements with the falling weight deflectometer”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 549-555.
- [21] H.J. Ertman Larsen, R.N. Stubstad: “The use of non destructive testing in flexible pavement rehabilitation design”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 31-41.
- [22] W.F. Flora, G.P. Ong, K.C. Sinha: “Development of a Structural Index as an Integral Part of the Overall Pavement Quality in the INDOT PMS”, Joint Transportation Research Program, Purdue University, 2010.
- [23] N. Garg, W.H. Marsey: “Comparison Between Falling Weight Deflectometer and Static Deflection Measurements on Flexible Pavements at The National Airport Pavement Test Facility (NAPTF)”, Proc. of Federal Aviation Administration Airport Technology Transfer Conference, 2002, 05/02.

- [24] M. Georgiadis: "Bearing capacity of prefabricated airfield pavements", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 110-118.
- [25] A.B. Goktepe, E. Agar, A.H. Lav: "Advances in backcalculating the mechanical properties of flexible pavements.", Advances in Engineering Software **37**, 2006, 421-431.
- [26] M. Graczyk: "Seasonal coefficients for the pavement roads in Polish climate conditions.", Proc. of 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Champaign 2009, 1063-1072.
- [27] M. Graczyk: "Nośność konstrukcji nawierzchni wielowarstwowych w krajowych warunkach klimatycznych", IBDIM, Warszawa 2010.
- [28] M. Graczyk, J. Rafa: "Model konstrukcji nawierzchni, uwzględniający zjawiska falowe, w ujęciu quasidynamicznym", Drogi i Mosty 1/2002, 25-44.
- [29] A. Grancic, V. Rikovsky: "Estimation of the bearing capacity and of the service life of pavements – investigation at experimental sites", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 42-50.
- [30] Y. Gouzhong: "The radius of curvature and the future design of bituminous pavement", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 51-64.
- [31] J. Gressin: "The Lacroix – LPC deflectograph", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 451-456.
- [32] I. Gschwendt, J. Nebesky: "Measurements of the bearing capacity of two-layer system", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 80-86.
- [33] "Guidance Notes on Backcalculation of Layer Moduli and Estimation of Residual Life Using FWD Test Data", Highways Department Research and Development Division RD/GN/027, 2000.
- [34] M.J. Harrell, D.A. Steele: "Comparison Study of the JILS Model 20T and Dynatest Model 8002 Falling Weight Deflectometers.", Applied Research Associates Project No. 16214, 2004.

- [35] W.R. Hudson, A.H. Meyer, E.A. Ricci, K.H. Stokoe: "The Falling Weight Deflectometer For Nondestructive Evaluation of Rigid Pavements.", University of Texas Center for Transportation Research, Raport No. 387-3F, 1985.
- [36] G.W. Jameson, P. Kadar, K.G. Sharp: "The Performance of overlay treatments and modified binders under accelerated loading: Callington Alf Trial. Final summary report.", AUSTRROADS Pavement Research Group Report No. 20, 1997.
- [37] J.N. Karadelis: „A numerical model for the computation of concrete pavement moduli: a nondestructive testing and assessment method.", NDT&E International **33**, 2000, 77-84.
- [38] "Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych", GDDP, Warszawa 1997.
- [39] "Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych", GDDP, Warszawa 2001
- [40] "Katalog Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych", GDDP, IBDiM, Warszawa 2001.
- [41] C.K. Kennedy: "Equipment for assessing the structural strength of road pavements", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 421-434.
- [42] H.W. Ker, Y.H. Lee, J.D. Lin, Y.B. Liu: "A robust approach for the evaluation of airport pavement bearing capacity.", Proc. of 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Champaign 2009, 941-950.
- [43] M. A. Kestler: "Current and Proposed Practices for Nondestructive Highway Pavement Testing", US Army Corps of Engineers Cold Regions Research & Engineering Laboratory, Special Report 97-28, 1997.
- [44] J. Kim, S. Mun: "Fast spectral analysis of an axisymmetric layered structure" Mechanics Research Communications **35**, 2008, 222-228.
- [45] R.C Koole, W. Visser: "Aircraft pavements: evaluation and overlay thickness design", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 806-815.
- [46] M. Kosztka, G.Marko, J. Peterfalvi, P. Primusz, C. Toth: "Measuring bearing capacity on forest roads in Hungary.", Proc. of International Scientific Conference on Landscape Management – Present and Future, Brno 2007.
- [47] J. Kukiełka, A. Szydło: „Projektowanie i budowa dróg.", WKiŁ 1986.



- [48] J. Langer, P. Ruta: “Dynamic identification of model’s parameters of road and airfield pavements”, Archives of Civil Engineering, XLI, **2**, 1995, 115-136.
- [49] “LTPP Guide to Asphalt Temperature Prediction and Correction”, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Publication FHWA-RD-98-085, 2011.
- [50] F. Mabood: “Evaluating Tire Pressure Control System to Improve Productivity and Mitigate Pavement Damage”, Masters of Applied Science Thesis, University of Waterloo 2008.
- [51] J. Mackerle: “Finite element and boundary element analysis of bridges, roads and pavements. A bibliography (1994-1997)”, Finite Elements in Analysis and Design **29**, 1998, 65-73.
- [52] K. Majidzadeh: “An overview of deflection parameters for performance analysis”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 22-30.
- [53] K. Majidzadeh: “Dynamic deflection as pavement performance indicator”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 97-109.
- [54] G. Martinec, T. Kadlecik: “The use of wave propagation method in evaluation of road pavement stiffness”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 119-127.
- [55] A. Mateos, J. P. Ayuso: “NDT for the Accelerated Pavement Testing”, Proc. of 2nd International Symposium on Non-Destructive Testing for Design Evaluation and Construction Inspection, Ljubljana 2008.
- [56] “Measuring In Situ Mechanical Properties of Pavement Subgrade”, Transportation Research Board NCHRP Synthesis 278, 1999.
- [57] T. Mechowski, P. Harasim, A. Kowalski, J. Kusiak, R. Borucki: „Analiza wpływu stanu podbudowy na ocenę nośności nawierzchni o konstrukcji półsztywnej”, IBDiM, Warszawa 2007.
- [58] M.S. Mesdary, M.O. Abdelkader, H.R. Guirguis: “Deformation characteristics of a subgrade soil under static and dynamic loads”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 316-327.

- [59] Y. Miura, K. Kawashima, H. Uschida: "Influences of structure and temperature on deflection of asphalt pavement – an approach to temperature correlation", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 384-393.
- [60] J.W. Newman: "Dynalect dynamic deflection determination system", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 471-473.
- [61] C. Overby: "A comparison between Benkelman beam, DCP and Clegg-hammer measurements for pavement strength evaluation", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 138-147.
- [62] A.J.J.A. Oome, J.L.G. Janssen, L. Encica, E. Lomonova, J.A.A.T. Dams: "Modeling of an electromagnetic geophone with passive magnetic spring", Sensors and Actuators A **153**, 2009, 142-154.
- [63] B. Orbom: "Field studies of long time structural performance of two-layer pavement constructions", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 711-721.
- [64] „Pavement Structural Design Practices Across Canada”, C-SHARP Technical Brief # 23, 2002.
- [65] B. Picoux, A.El.Ayadi, C.Petit: "Dynamic response of a flexible pavement submitted by impulsive loading.", Soil Dynamics and Earthquake Engineering **29**, 2009, 845-854.
- [66] B. Pidwerbesky: "Evaluation of non-destructive in situ tests for unbound granular pavements", IPENZ Transactions, Vol. 24, No. 1/CE, 1997.
- [67] M. Pszczoła: "Spękania niskotemperaturowe warstw asfaltowych nawierzchni.", Drogi i Mosty Nr 3, 2006, 43-80.
- [68] C.A.V. Queiroz: "Use of deflection to model pavement performance in Brazil", Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 247-256.
- [69] R.H. Ramadhan, H. Wahhab: "Temperature Variation of Flexible and Rigid Pavements in Eastern Saudi Arabia.", Building and Environment **32**, 1997, 367-373.

- [70] G. Refsdal, C. Warninghoff: “Statistical Considerations concerning the spacing between measuring points for bearing capacity measurements”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 595-600.
- [71] E. Reinslett: “Bearing capacity as a function of pavement deflection and curvature”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 87-96.
- [72] P. Ruta, A. Szydło: “Drop-weight test based identification of elastic half-space model parameters.”, Journal of Sound and Vibration **282**, 2005, 411-427.
- [73] N. Ryden, M.A. Mooney: “Analysis of surface waves from the light weight deflectometer.”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering **29**, 2009, 1134-1142.
- [74] T. Saarenketo, T. Scullion: “Road evaluation with ground penetrating radar.”, Journal of Applied Geophysics **43**, 2000, 119-138.
- [75] G. Salt, D. Stevens: “Pavement Performance Prediction. Determination and Calibration of Structural Capacity (SNP)”, ARRB Conference, 2001.
- [76] M. Saltan , S. Saltan, A. Sahiner: “Fuzzy logic modeling of deflection behavior against dynamic loading in flexible pavements”, Construction and Building Materials **21**, 2007, 1406-1414.
- [77] M. Saltan, H. Sezgin: “Hybrid neural network and finite element modeling of sub-base layer material properties in flexible pavements”, Materials and Design **28**, 2007, 1725-1730.
- [78] M. Saltan, S. Terz: “Modeling deflection basin using artificial neural networks with cross-validation technique in backcalculating flexible pavement layer moduli”, Advances in Engineering Software **39**, 2008, 588-592.
- [79] Cz. Sapien: “Warstwa sprężysta obciążona stemplem”, XVI Konf. Nauk. Komitetu Inż. Łąd. PAN i Kom. Nauki PZITB, Krynica 1970, 457-465.
- [80] Cz. Sapien: “Płyta kolista na wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej” Praca doktorska, Politechnika Wroclawska, 1963.
- [81] E. Scrivner: “Heavy Haul Weight and Axe use in Oregon”, Oregon Department of Transportation – Motor Career Transportation Division, 2007.
- [82] J. Seo, S. Kim, J. Choi, D. Park: “Evaluation of layer properties of flexible pavement using a pseudo-static analysis procedure of Falling Weight Deflectometer”, Construction and Building Materials **23**, 2009, 3206-3213.

- [83] A.A. Sha'at: "Analysis of highway pavements and their structural maintenance requirements based on NDT measurements", *Structural Engineering Review* **8**, 1996, 259-267.
- [84] M.Y. Shahin: "Pavement Management for Airports, Roads and Parking Lots. Second Edition", Springer Science + Business Media LLC 2005.
- [85] A. Sørensen: „Seismic Transducers for Monitoring FWD Deflections” Dynatest Papers – Seismic Transducers, [www.dynatest.com](http://www.dynatest.com).
- [86] A. Sørensen, M. Hayven: "The Dynates 8000 Falling Weight Deflectometer test system", *Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982*, 464-470.
- [87] J. Sudyka: "Technika radarowa w drogownictwie – nowa jakość w ocenie konstrukcji nawierzchni", IBDiM, Warszawa 2006.
- [88] J. Sudyka, R. Borucki, A. Grączewski, J. Kusiak, T. Mechowski: „Wpływ parametrów termiczno-mechanicznych nawierzchni asfaltowej na trwałość zmęczeniową nawierzchni”, IBDiM, Warszawa 2005
- [89] A. Szydło, B. Krawczyk, I. Ruttmar: „Rozrzuty Wyników Pomiarów Przemieszczeń Nawierzchni Rejestrowanych za Pomocą Ugięciomierza Dynamicznego FWD”, Międzynarodowa Konferencja Nowoczesne Technologie w Budownictwie Drogowym, Poznań 2009, 215-224.
- [90] A. Szydło: „Analiza wyników pomiarów ugięć konstrukcji nawierzchni oznaczanych za pomocą Belki Benkelmana i ugięciomierza FWD”, VI Międzynarodowa Konferencja Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe, Kielce 2000, 251-258.
- [91] A. Szydło: "Statyczna identyfikacja parametrów modeli nawierzchni lotniskowych", *Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław 1995.
- [92] A. Szydło: "Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego", *Polski Cement*, Kraków 2004.
- [93] A. Szydło, R. Wardęga: „Struktura ruchu samochodów ciężarowych na wybranych drogach w Polsce”, I Polski Kongres Drogowy, Warszawa 2006.
- [94] O. Tholen: "Falling Weight deflectometer Kuab 50", *Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982*, 446-450.
- [95] T.M. Thomsen: "Phonix Falling Weight Deflectometer and registration equipment", *Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982*, 457-463.

- [96] P. Ullidtz, N. F. Coetzee: “Analytical Procedures in Nondestructive Testing Pavement Evaluation”, Transportation Research Record 1482, 1995.
- [97] P. Ullidtz, O. Hartvig, G. Lentz: “Overlay strategy based on mechanistic analyses and design. A case history”, Proc. of International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982, 1001-1010.
- [98] “Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation”, European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research COST 336, 2005.
- [99] C. VanGeem: “Overview of interpretation techniques based on measurement of deflections and curvature radius obtained with the Curviameter”, Proc. of 6th European FWD User’s Group Meeting, Sterrebeek 2010.
- [100] R. Wardęga: “Wpływ struktury ruchu na nośność nawierzchni drogowych” Praca doktorska, Politechnika Wroclawska, 2006.
- [101] A.W. Weaver: “Correlation of Non-Destructive Pavement Test Devices”, Master of Science in Engineering Thesis, University of New Brunswick 2000.
- [102] A. J. Wimsatt, T. Scullion, E. Fernando, S. Hurlebaus, R. Lytton, D. Zollinger, R. Walker: “A Plan for Developing High-Speed, Nondestructive Testing Procedures for Both Design Evaluation and Construction Inspection”, SHRP2 REPORT S2-R06-RW, 2009.
- [103] Z. Wu: “Structural Overlay Design Using NDT Methods”, Proc. of Louisiana Transportation Research Center Transportation Engineering Conference, Baton Rouge 2007.
- [104] H. Yin, M. Solaimanian, T. Kumar, S. Stoffels: “The effect of loading time on flexible pavement dynamic response: a finite element analysis”, Mechanics of Time-Dependent Materials Volume **11**, 2008, 265-288.
- [105] L. Yongqi: “Pavement testing and evaluation”, Handbook of Transportation Engineering, McGraw-Hill 2004, Part II Chapter 15.
- [106] L. Zhou, Q. Wu, J. Ling: “Comparison of FWD and Benkelman Beam in Evaluation of Pavement Structure Capacity”, Proc. of GeoShanghai International Conference, Shanghai 2010, 405-411.

Strony www:

- [107] 2010 Arkansas Code § 27-35-203 – Single and tandem axle load limits:  
<http://law.justia.com/codes/arkansas/2010/title-27/subtitle-3/chapter-35/subchapter-2/27-35-203/>
- [108] California Department of Transportation – Weight Limitations: <http://www.dot.ca.gov/>
- [109] DYNAFLCET Dynamic Deflection Determination System: [www.dynaflect.com](http://www.dynaflect.com)
- [110] Florida Department of Transportation – Florida Trucking Manual:  
<http://www11.myflorida.com/mcco/>
- [111] GRONTMIJ: The story of Falling Weight Deflectometers – in brief:  
<http://sites.grontmij.dk/Pavement-consultants-com/About-us/Fwd-history/Pages/default.aspx>
- [112] KUAB Falling Weight Deflectometer: <http://www.erikuab.com/kuab.htm>
- [113] Michigan Department Of Transportation – Maximum Legal Truck Loadings and Dimensions: [www.michigan.gov/mdot/](http://www.michigan.gov/mdot/)
- [114] New York City Department of Transportation – Size and Weight Restrictions:  
<http://www.nyc.gov/html/dot/html/motorist/sizewt.shtml>
- [115] Oregon Department of Transportation – Truck weight Limits:  
[www.oregon.gov/ODOT/MCT/OD.shtml](http://www.oregon.gov/ODOT/MCT/OD.shtml)
- [116] Pavement Analysis: <http://www.pavementanalysis.com>
- [117] Pavement Interactive – Deflections:  
<http://pavementinteractive.org/index.php?title=Deflection>
- [118] Pavement Interactive – Deflection Based Nondestructive Pavement Analyses:  
[http://pavementinteractive.org/index.php?title=Deflection\\_Based\\_Nondestructive\\_Pavement\\_Analyses](http://pavementinteractive.org/index.php?title=Deflection_Based_Nondestructive_Pavement_Analyses)
- [119] Pavement Interactive – Limiting Deflection – Asphalt Institute:  
[http://pavementinteractive.org/index.php?title=Limiting\\_Deflection\\_-\\_Asphalt\\_Institute](http://pavementinteractive.org/index.php?title=Limiting_Deflection_-_Asphalt_Institute)
- [120] Polska Inżynieria - Sprzęt pomiarowy do diagnostyki drogowej:  
<http://www.polskainzynieria.pl>
- [121] Texas Department of Transportation – Legal Size and Weight Limits:  
<http://www.txdot.gov/>

### Inne:

- [122] Elmod Training Course Copenhagen 2008 – Prezentacja multimedialna.
- [123] Falling Weight Deflectometers from Grontmij – Materiały producenta.
- [124] Falling Weight Deflectometers JILS 20T FWD – Materiały producenta.
- [125] FWD/HWD Dynatest Test Systems – Materiały producenta.
- [126] Korespondencja własna z firmą Dynatest, 2010.
- [127] Świadectwo wzorcowania nr 2821: Geofon, typ 86211, nr 5900, wytwórca DYNATEST –  
Laboratorium Akustyki Technicznej Głównego Instytutu Górnictwa.

# **IDENTYFIKACJA PARAMETRÓW MODELI NAWIERZCHNI DROGOWYCH NA PODSTAWIE IMPULSOWYCH TESTÓW DYNAMICZNYCH**

## **STRESZCZENIE**

Obciążenia wywierane przez ugięciomierz FWD mają krótkotrwały charakter dynamiczny (udarowy), podczas gdy obowiązujące modele obliczeniowe nawierzchni są modelami statycznymi. Identyfikacji podlegają więc parametry modelu statycznego (najczęściej moduły) na podstawie czasu przemieszczeń uzyskanej pod obciążeniem dynamicznym (w postaci impulsu siłowego). Stwarza to niewątpliwy konflikt metodologiczny. W niniejszej pracy wykazano, że przemieszczenia pionowe nawierzchni uzyskane za pomocą ugięciomierza dynamicznego FWD, w którym obciążenie realizowane jest w postaci impulsu siłowego, mogą być wykorzystywane do poprawnej identyfikacji parametrów modeli statycznych z wykorzystaniem obliczeń odwrotnych (back calculation) po wprowadzeniu odpowiednich współczynników korekcyjnych.

Wykorzystując metodę transformacji przemieszczeń pionowych konstrukcji nawierzchni uzyskanych w teście dynamicznym na ich statyczny odpowiednik zidentyfikowano współczynniki korekcyjne sprowadzające czasę uzyskaną w teście dynamicznym do modelu statycznego, w zależności od rodzaju i grubości nawierzchni, wartości obciążenia i temperatury badania. Opracowano algorytm identyfikacji parametrów modelu nawierzchni z wykorzystaniem współczynników korekcyjnych czasu przemieszczeń. Czasę statyczną – transformowaną z dynamicznej skonfrontowano w pomiarach porównawczych z czasą statyczną – bezpośrednio pomierzoną, uzyskując bardzo dobrą zgodność.

Wyznaczone współczynniki korekcyjne czasu przemieszczeń wykorzystano do oceny wpływu dynamicznego charakteru badania FWD na identyfikowane moduły sprężystości warstw nawierzchni i trwałość zmęczeniową konstrukcji. Stwierdzono znaczne różnice w identyfikowanych modułach oraz trwałości zmęczeniowej konstrukcji, wyznaczonej na podstawie bezpośrednich pomiarów dynamicznych i skorygowanych czas „statycznych”. Wykazano również zależność wartości identyfikowanych modułów od poziomu obciążenia.

Opracowano ponadto metodę identyfikacji jednorodnych odcinków konstrukcji nawierzchni na podstawie pomierzonych w badaniu FWD przemieszczeń pionowych.



# **IDENTIFICATION OF PARAMETERS FOR ROAD PAVEMENT MODELS DERIVED FROM DYNAMIC IMPULSE TESTS**

## **SUMMARY**

The parameters (moduli) of static models are being derived from dynamic impulse tests, which is the cause of undeniable methodological conflict. The load applied in a FWD test is a short dynamic impulse, whereas currently used pavement models (elastic layered systems) subjected to static load. It has been proven in this paper that it is possible to back-calculate the parameters of static models from deflections obtained in dynamic impulse tests, applying predetermined corrective factors.

Using a method that enabled the conversion of dynamic drop-weight (impulse) test results into a static substitute, the deflection basin corrective factors (dependent on type and thickness of the construction, load magnitude and temperature) have been derived. An algorithm of identifying the parameters of pavement models using derived corrective factors has been developed. Corrected static deflections – derived from dynamic deflections and measured static deflections have been compared, showing good agreement.

Obtained corrective factors have been used to evaluate the impact of the FWD test's dynamic character on derived model parameters and residual pavement life. Great differences have been found, both in parameters values and residual pavement life, derived from measured dynamic deflection basins and modified static deflection basins. It has also been proven that the models' parameter values are greatly dependent on the load magnitude.

A method of identifying homogeneous pavement sections using registered vertical displacements has also been developed.

## ZAŁ. NR 1

### POMIARY ZAKRESU SPRĘŻYSTOŚCI KONSTRUKCJI

Tab. z1.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe konstrukcji nr 1 wg 5.2

Nr punktu	Q [kN]	r [cm]								
		0	20	30	45	60	90	120	150	180
1	29,47	74,7	62,1	53,7	42,9	34,2	21,3	14,3	10,4	8,1
	44,85	110,8	92,5	80,6	65,5	52,5	34,7	23	17,4	14,1
	54,62	152,7	126,8	111,9	90,7	73,7	49,6	34,6	26,5	22,7
	88,55	245,6	203	177,2	144,2	119,2	81,1	57,7	44,9	37
	130,27	358,3	293,8	259,5	213,5	177,2	121,8	87,3	68	55,1
2	29,51	84,3	68,5	58,7	45,7	35,9	22,6	14,9	10,9	8,4
	44,72	122	99,1	85,8	67,8	54,9	36,2	26	20,6	16,9
	54,41	173,8	142	122,6	98,4	80,9	54,8	38,9	30,8	25,6
	88,69	271,7	222,7	194,9	157,9	130,8	91,2	66,1	51,7	43,5
	130,41	404,8	328,1	286,1	235,3	195,5	137,4	101,1	79,2	65,3
3	29,56	80,4	66,1	57,5	45,8	36,4	23,5	16,3	12	9,2
	44,81	111,4	92,3	81,2	65,7	54,1	36,5	24,5	18,2	15,6
	54,99	162,4	138	121,1	99,3	81,9	56,2	39,5	30,6	25,8
	88,3	252,2	215,4	190,7	158,1	132,1	92,7	66,4	52	42,6
	130,23	386,8	329,2	290,8	240,9	200,7	140,7	101,3	78,1	63,9
4	29,97	91,3	75,3	65,1	52	41,5	25,7	16,3	12,1	9,4
	44,86	122,3	99,7	87,1	71	58	37,8	26,2	20,3	18,9
	55,09	177,3	147,3	129,9	108,6	90	63,4	46	35,9	29,7
	88,62	271,4	229,2	204,4	171,6	145,6	103	75,3	59,6	49,7
	131,51	421	345,9	306,6	255,9	215	153,1	112,4	88,5	74,2
5	29,36	91	74,5	64,2	50,3	40,3	25,6	16,9	13,4	9,7
	44,7	126,8	105,6	91,8	74,1	60,2	40,2	29,8	23,3	20,2
	55,41	193,5	161,2	141,1	115,3	95,9	67	49,3	39,2	32,9
	88,58	303	254	223,2	183,7	153,4	109	80,5	63,6	52,7
	129,79	454,2	378	331,5	272,4	228,3	163,1	119,6	95,9	79,5

Tab. z1.2. Maksymalne przemieszczenia pionowe konstrukcji nr 2 wg 5.2

Nr punktu	Q [kN]	r [cm]								
		0	20	30	45	60	90	120	150	180
1	29,36	81,7	69,6	61,7	50,7	42	28,3	18,9	14	10,5
	44,53	121,3	103,7	93,3	76,4	63,9	44,4	31,3	24	19,4
	54,94	186,3	162,1	148,6	129,2	113,3	85,7	64,8	51,8	39,8
	88,65	299,6	262,9	241,1	209,5	183	139,6	107,4	86,6	71,2
	129,05	447,9	384,6	348,5	299,6	259	196,8	147,6	122,6	99,9
2	29,65	120	101,9	90	71,5	57,6	37,1	26,1	20,5	16,6
	44,26	169,7	145,1	127,5	103	82,2	54,1	38,2	29,1	23,6
	54,37	268,5	234,7	213,8	179,9	152,8	110,1	81,9	64,7	53,1
	88,12	417,2	360,2	325	275,2	234	169,3	127,2	101,5	82,8
	129,37	597,8	518	465,5	387,7	324,3	235,5	170,7	147,5	118,3
3	29,45	121,3	97,9	83	64,6	51,6	35,2	25,6	20,4	16,4
	44,17	181,9	146,3	121	94,3	74,8	50,4	37,2	29,3	23,8
	54,74	261,4	216,2	189,4	156	132,7	99,2	76,5	63,2	53,9
	88,55	399,8	334,2	294,1	245	206,7	153,7	119,1	99,2	83,7
	129,86	605,8	492,7	432,3	350,4	293,6	216,2	170,5	133,8	122,6
4	29,81	84,6	67,3	57,6	45,3	34,3	20,4	14,5	12,5	10,8
	44,4	116,6	93	78,2	58,7	44,5	29,4	23,5	19,2	16,1
	54,67	153,8	129,3	114,9	95,6	81,8	62,2	49,6	43,7	37,5
	87,8	238,8	200,9	177,3	148,1	126,6	97,4	80,4	68,2	58,7
	131,54	351	289,2	254,9	211,9	182	142,4	116,4	99,8	86,5

Tab. z1.3. Maksymalne przemieszczenia pionowe konstrukcji nr 3 wg 5.2

Nr punktu	Q [kN]	r [cm]								
		0	20	30	45	60	90	120	150	180
1	29,49	253,8	205,2	171,9	130,2	103,2	62,3	43,2	33,7	27,4
	44,21	391,8	315,9	265,6	203	156,3	96,3	69,2	54,1	43,2
	54	622,8	522,7	457,5	376,3	314,5	225,7	158,4	116,9	88,6
	85,01	954,1	832,8	730,6	594,2	480,8	335,2	245,3	183,1	141,6
	129,03	1363	1259,9	1100	910,6	749,3	507,7	362,8	271,8	217,2
2	29,56	264,8	202,3	160,1	113,9	86,5	58	41,1	31,4	24,2
	44,53	391,8	296,2	230,3	165,5	127	82,1	59,4	46,4	36,3
	54,23	586,5	466,2	388	300	240,6	164,6	120,3	93,5	76,1
	85,37	882,9	709,8	590,1	456,5	369,3	252,4	185,5	144,7	119,1
	131,42	1309,8	1059,2	874,4	675,5	547,1	382,4	283	220,4	177,5
3	29,91	113	98,2	87,4	71,5	59,7	41,8	31,8	25,3	19,8
	44,53	215,4	159,5	134,4	106,9	88,2	63,7	47,9	36,8	29,9
	54,33	323,5	265,3	234,6	197,7	172	131,1	100,6	80,9	69,4
	88,67	463,2	376,4	333	283,8	247,5	190	148,3	119,8	100,4
	130,92	724,3	591,8	514,7	430,2	369,3	275,6	207,8	168,4	142,1
4	29,75	124,7	97,9	83,8	67,8	55,7	36,6	25,1	19,2	15,5
	44,33	210	164,6	136	104,9	84,7	57,2	37,6	28,1	28,9
	54,44	310	254,5	221,6	177,7	149,3	108,6	80	67,1	56,8
	88,39	458,9	372,2	324,1	269,9	231,9	171,2	126,6	101,8	86,2
	129,4	727,2	598,3	507	404,6	338,5	243,6	174,5	139	116,3
5	29,65	183,6	141,1	105,9	69,8	57,8	46,2	36,2	29,1	23
	44,26	222,5	191,6	164	125,6	93,7	65,4	53,1	42,8	33,7
	54,56	364,2	326	276,7	210,3	170,2	138,5	112,2	92,2	74,6
	87,95	615	464,1	401,4	343,4	308,1	242,6	189	145,9	116,6
	132,11	903,1	670,3	535,5	421,6	373,6	303,9	241,3	192,8	154,2

Tab. z1.4. Maksymalne przemieszczenia pionowe konstrukcji nr 4 wg 5.2

Nr punktu	Q [kN]	r [cm]								
		0	20	30	45	60	90	120	150	180
1	29,67	227,1	168,2	129,4	93,9	73,5	52	39,3	31,5	28,2
	44,56	341,6	237,5	183	137,7	107,5	73,4	56,4	43,5	39,5
	54,12	442,5	337,4	282,4	227,2	188,3	136,9	106,2	86,2	71,3
	88,39	733	543,7	438,4	339,7	279,2	200,2	158,1	131,8	111,5
	130,76	1025,5	790,5	626	479,8	389	279,8	220,7	182,9	156,7
2	29,52	119,6	106,7	98,3	87	75,6	54	34,9	22,8	15,4
	44,47	182	158	144,8	124,9	107,9	74,7	50,1	33,5	23
	54,55	324,4	291,7	267,5	231,8	203	149,7	110,3	83,6	65,5
	88,71	583,3	453,4	418,4	365,3	318,8	237,2	170,2	126,1	96,7
	131,97	770,2	676,2	613,6	531,8	457,4	333,2	236,7	177,2	134,3
3	29,98	223,6	167,7	141,5	108,5	85,8	57,7	41,4	29,7	22,6
	44,16	348,7	261,4	210,5	163,2	133,5	91,3	62,8	48,1	38,5
	55,02	548,6	448,6	380,3	305	251	173,2	121,8	92,9	74,9
	88,25	1127,9	719,1	615	499	409,8	283,4	203,7	156,7	123,3
	130,73	1481,3	971,9	850,2	685,7	566,8	392,6	282,5	218,7	171,9
4	29,58	96,6	82,1	73,9	61,6	52,5	37,2	27,3	20,6	15,1
	44,23	140,2	122,6	110,9	95,4	81,2	56,9	40,4	29,2	21,4
	54,64	217,4	193,9	180,5	159,9	144	112,6	86,9	70,4	56,3
	88,53	370,6	324,8	300,4	266,5	236	182,4	141,1	112,2	91,3

ZAŁ. NR 2  
BADANIA JEDNORODNOŚCI KONSTRUKCJI

Tab. z2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe konstrukcji wg 9.3

km	r [cm]								
	0	20	30	45	60	90	120	150	180
0,00	300,90	268,90	253,60	230,20	209,50	168,80	131,60	104,00	80,10
0,05	321,20	286,30	271,70	250,50	230,80	191,10	154,30	125,10	100,80
0,10	301,50	256,10	232,40	204,40	183,20	148,50	121,90	103,20	89,50
0,15	303,90	269,70	253,00	228,50	207,20	167,80	132,50	105,80	86,70
0,20	337,10	292,00	267,80	235,30	209,00	163,20	128,00	104,50	87,50
0,25	225,70	195,40	182,70	163,00	149,20	122,10	98,20	81,90	72,20
0,30	316,70	282,30	263,80	235,30	211,70	168,90	133,70	106,80	87,00
0,35	300,00	262,60	242,30	212,70	188,60	146,30	110,50	90,50	75,90
0,40	351,10	299,90	273,00	237,00	209,20	161,60	124,40	99,00	83,00
0,45	335,00	289,30	266,20	234,20	208,30	164,00	128,40	103,30	84,70
0,50	304,80	268,50	248,90	221,20	197,80	157,50	124,40	100,40	83,20
0,55	295,60	254,10	232,90	203,90	181,20	142,50	112,60	91,00	74,60
0,60	252,90	222,30	206,50	184,90	168,60	138,30	114,00	95,20	80,70
0,65	249,30	214,90	199,70	179,90	164,20	135,70	110,10	91,10	76,30
0,70	249,20	213,20	195,60	171,80	152,80	120,20	95,00	77,20	62,80
0,75	300,80	267,10	250,40	225,00	203,00	161,40	125,50	96,30	75,40
0,80	456,30	392,20	357,60	308,50	267,10	195,70	139,60	101,90	77,70
0,85	598,50	390,80	357,00	308,90	267,80	197,60	142,90	104,50	78,40
0,90	590,00	516,40	463,50	390,80	328,40	229,30	159,30	116,70	89,00
0,95	644,60	554,60	494,60	409,30	341,90	235,80	162,00	117,20	92,80
1,00	589,50	514,90	464,80	393,30	335,30	235,60	167,30	122,30	93,00
1,05	415,20	365,90	333,10	289,50	250,50	185,70	136,50	102,00	78,70
1,10	454,50	397,90	359,70	303,70	257,00	185,40	137,60	104,60	83,90
1,15	478,60	417,50	377,40	320,90	274,70	201,90	148,30	113,30	88,30
1,20	106,20	65,30	55,80	51,20	49,70	46,80	43,20	40,90	38,50
1,25	197,00	164,80	151,80	137,40	127,00	106,40	87,20	72,40	60,50
1,30	224,60	154,80	131,00	114,70	105,30	88,50	73,40	61,80	51,60
1,35	337,70	261,30	217,80	172,20	142,20	105,00	82,50	66,70	54,10
1,40	371,70	291,50	246,10	193,90	160,40	117,60	93,50	78,80	68,20
1,45	383,70	318,60	281,30	233,20	199,10	150,00	116,70	96,80	80,60
1,50	472,00	379,30	327,90	270,60	230,00	171,60	129,50	101,40	82,00
1,55	407,10	344,50	306,50	262,10	225,20	169,40	132,00	107,90	90,20
1,60	422,00	348,90	306,20	253,80	215,00	160,50	125,30	94,70	82,70
1,65	573,40	455,50	391,00	313,90	260,60	186,20	138,80	110,30	91,80
1,70	502,50	434,40	385,90	322,60	274,10	194,60	142,90	109,10	88,50
1,75	836,10	463,50	398,20	322,80	267,70	189,90	141,20	111,00	94,00
1,80	490,40	403,10	349,30	282,60	235,10	171,40	131,80	106,70	89,70
1,85	376,70	334,00	306,90	267,40	233,30	174,10	132,60	106,10	87,40
1,90	526,50	432,30	372,80	300,50	248,10	169,90	124,30	98,50	79,20
1,95	512,10	421,10	369,40	303,30	253,30	180,20	134,50	106,30	91,30
2,00	432,20	384,00	353,60	307,10	269,10	204,90	160,00	128,70	104,80
2,05	417,30	331,40	291,00	237,80	197,00	134,00	92,10	67,20	51,70
2,09	397,40	345,70	317,50	276,00	244,60	189,70	147,50	117,90	95,10

Tab. z2.2. Sumy skumulowane wg 9.3

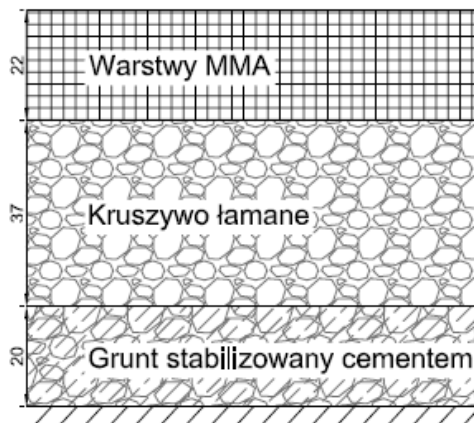
km	Sumy skumulowane różnic od wartości średniej dla przemieszczeń zarejestrowanych pod geofonem nr 2	Sumy skumulowane różnic od wartości średniej dla sumy przemieszczeń pod wszystkimi geofonami (przeskalowane x 1/5)	Sumy skumulowane różnic od wartości średniej dla różnicy przemieszczeń zarejestrowanych na geofonie nr 2 i nr 9
0,00	57,30	40,26	56,84
0,05	97,21	43,68	116,99
0,10	167,31	105,32	196,03
0,15	223,82	144,07	258,68
0,20	258,02	168,97	299,82
0,25	388,83	300,67	422,27
0,30	432,73	329,21	472,61
0,35	496,34	393,11	531,55
0,40	522,64	415,25	560,30
0,45	559,55	442,35	601,34
0,50	617,25	490,78	661,69
0,55	689,36	562,88	727,83
0,60	793,26	659,98	831,87
0,65	904,57	765,52	938,92
0,70	1017,57	887,74	1034,16
0,75	1076,67	936,54	1088,11
0,80	1010,68	867,00	1019,25
0,85	946,08	767,49	952,50
0,90	755,89	580,59	770,74
0,95	527,49	359,81	554,58
1,00	338,80	166,39	378,33
1,05	299,10	124,75	336,77
1,10	227,41	57,67	268,42
1,15	136,11	20,00	184,86
1,20	397,02	253,53	403,70
1,25	558,42	422,40	545,05
1,30	729,83	611,04	687,49
1,35	794,73	712,92	725,94
1,40	829,43	778,36	748,28
1,45	837,04	796,14	755,93
1,50	783,94	753,06	704,27
1,55	765,65	733,86	695,61
1,60	742,95	721,81	675,06
1,65	613,66	607,29	557,00
1,70	505,46	506,15	456,75
1,75	368,17	331,05	332,89
1,80	291,27	268,81	265,13
1,85	283,48	254,89	264,18
1,90	177,38	174,25	156,72
1,95	82,49	89,72	72,57
2,00	24,69	10,62	39,01
2,05	19,50	36,50	4,96
2,09	0,00	0,00	0,00

## ZAL. NR 3

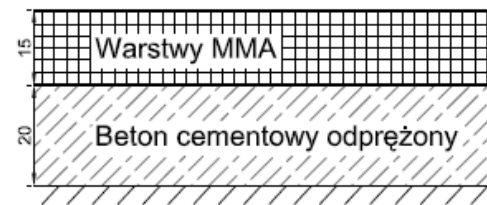
PRZEKROJE KONSTRUKCYJNE BADANYCH NAWIERZCHNI



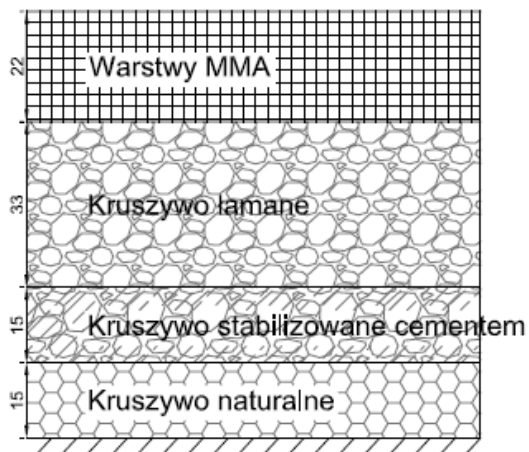
1)



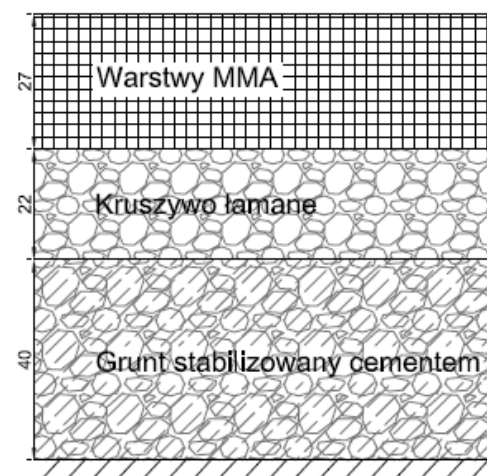
4)



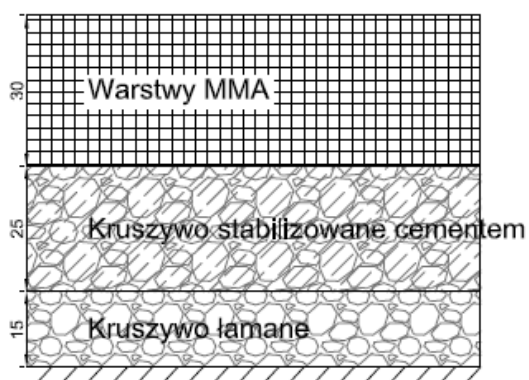
2)



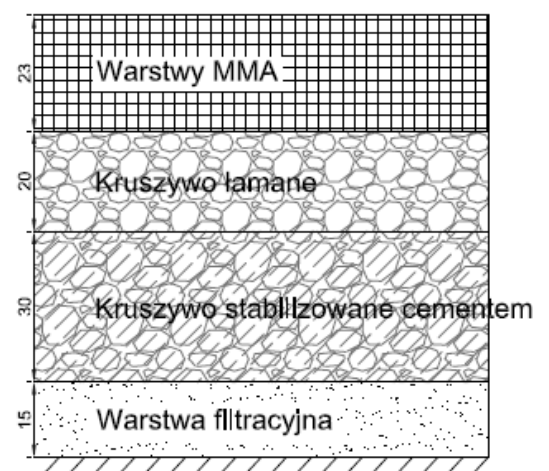
5)



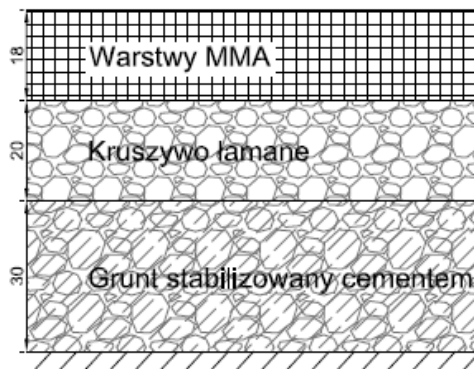
3)



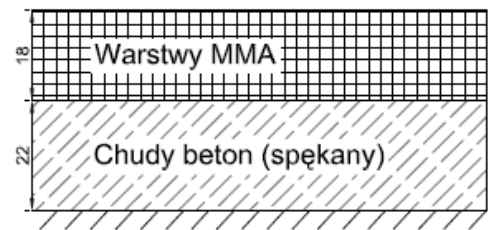
6)



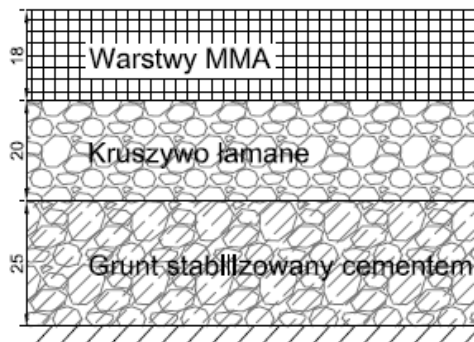
7)



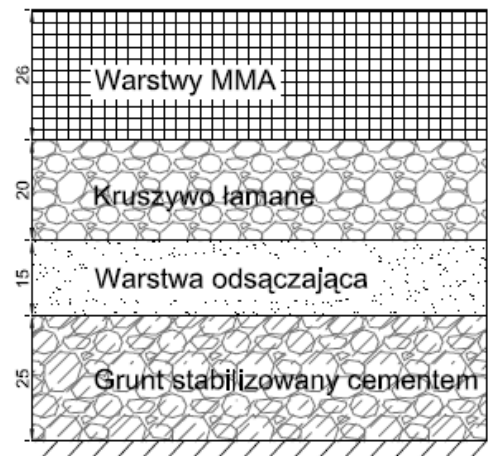
10)



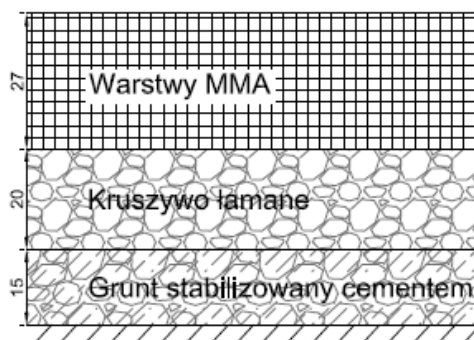
8)



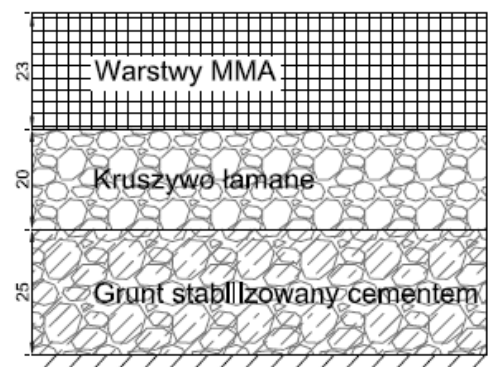
11)



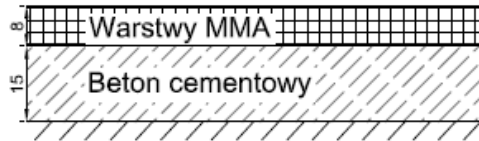
9)



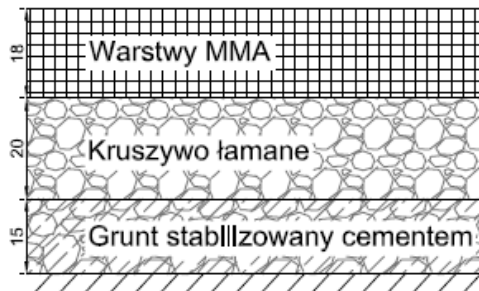
12)



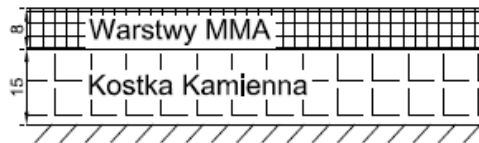
13)



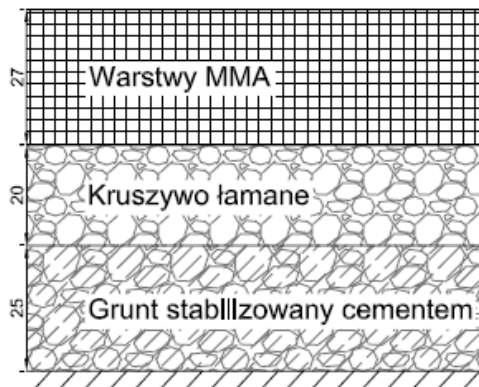
14)



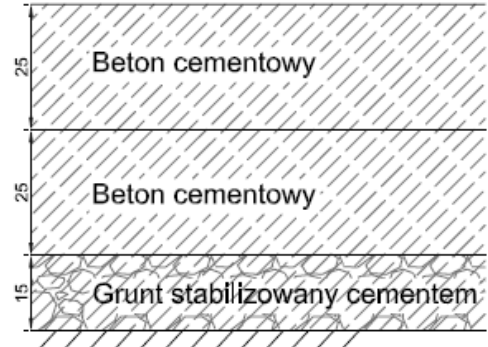
15)



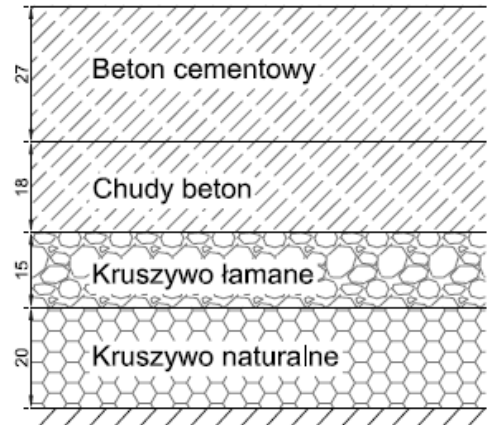
16)



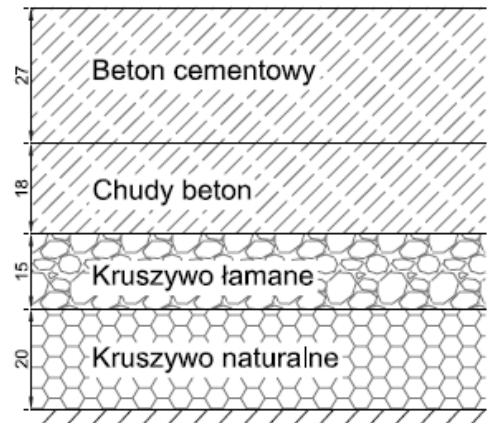
17)



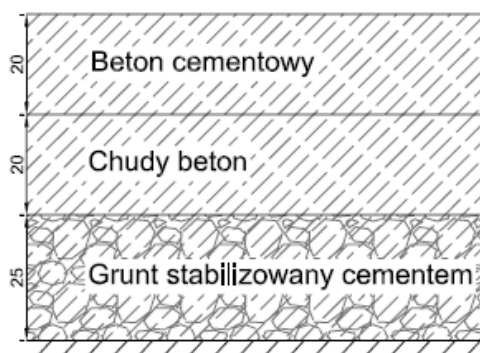
18)



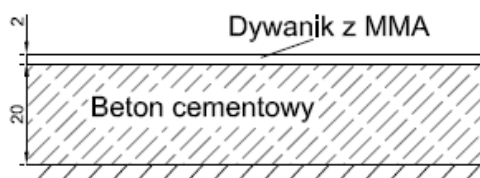
19)



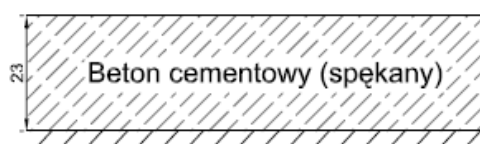
20)



21)



22)



Autor: mgr inż. Bartłomiej Krawczyk

Politechnika Wroclawska  
Instytut Inżynierii Lądowej  
Katedra Dróg i Lotnisk  
Wybrzeże Wyspiańskiego 27  
50-370 Wrocław

Praca wpłynęła do Redakcji Wydawnictw Instytutu Inżynierii Lądowej w lutym 2012 r.

Lista odbiorców:

Recenzenci	2 egz.
Promotor	1 egz.
Autor	2 egz.
Biblioteka Główna	1 egz.
Instytut I-14	1 egz.

Razem	<hr/> 7 egz.
-------	--------------