POLITECHNIKA ŚLĄSKA W GLIWICACH
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
KATEDRA DRÓG I MOSTÓW
ZAKŁAD MOSTÓW

PROCEDURA MODELOWANIA OBIEKTÓW RZECZYWISTYCH W POSTACI PEWNEGO TYPU KONSTRUKCJI MOSTOWYCH

ROZPRAWA DOKTORSKA

Autor: **mgr inż. Piotr ŁAZIŃSKI**

Promotor: **dr hab. inż. Jerzy WESELI Prof. Pol. Śl.**

Gliwice, 2009

SPIS TREŚCI

PRZEDMOWA **5**

STOSOWANE OZNACZENIA I SKRÓTY **7**

1. CEL I ZAKRES PRACY **1-1**

1.1 TEZA I ZASADNICZE CELE PRACY 1-1
1.2 ZAKRES PRACY 1-1

2. PRÓBNE OBCIĄŻENIA OBIEKTÓW MOSTOWYCH **2-1**

2.1 WPROWADZENIE 2-1
2.2 OMÓWIENIE BADAŃ MOSTÓW POD PRÓBNYM OBCIĄŻENIEM 2-2
2.2.1 Istota badań odbiorczych 2-2
2.2.2 Przepisy regulujące badania mostów pod próbnym obciążeniem 2-3
2.2.2.1 Norma PN-99/S-10040 ..... *2-3*
2.2.2.2 Zarządzenie nr 35 GDDKiA *2-5*
2.2.3 Własne uwagi odnośnie do próbnych obciążeń 2-6
2.3 SPECYFIKA BADAŃ IN SITU OBIEKTÓW MOSTOWYCH 2-8
2.4 PODSUMOWANIE 2-8

3. PRZEGLĄD LITERATURY **3-1**

3.1 UWAGI OGÓLNE 3-1
3.2 OMÓWIENIE NAJWAŻNIEJSZYCH OPRACOWAŃ WEDŁUG SŁÓW KLUCZOWYCH 3-1
3.2.1 Normy i przepisy 3-1
3.2.2 Próbne obciążenia 3-2
3.2.3 Modele obliczeniowe 3-4
3.2.4 Teoria betonu 3-5
3.2.5 Moduł sprężystości betonu 3-6
3.2.6 Wyposażenie mostów 3-7
3.2.7 Badania 3-7

4. BADANIA WŁASNE **4-1**

4.1 WPROWADZENIE 4-1
4.1.1 Próbne obciążenia statyczne typowego mostowego ustroju nośnego 4-1
4.1.1.1 Środki obciążające konstrukcję *4-1*
4.1.1.2 Modele obliczeniowe konstrukcji *4-2*
4.1.1.3 Schematy obciążeń normowych *4-2*
4.1.1.4 Schematy obciążeń próbnych przęseł *4-3*
4.1.1.5 Punkty pomiarowe *4-4*
4.1.1.6 Sprzęt pomiarowy *4-5*
4.1.2 Sprawozdania z próbnych obciążeń 4-6
4.2 ZESTAWIENIE PRZEBADANYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH 4-6
4.2.1 Żelbetowe płyty pomostowe „typ 1” 4-7
4.2.1.1 Opis konstrukcji *4-7*
4.2.1.2 Wyniki badań *4-8*
4.2.1.3 Wnioski *4-9*
4.2.2 Sprężone płyty pomostowe „typ 2” 4-9
4.2.2.1 Opis konstrukcji *4-10*
4.2.2.2 Wyniki badań *4-10*
4.2.2.3 Wnioski *4-11*
4.2.3 Żelbetowe belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 3” 4-11
4.2.3.1 Opis konstrukcji *4-11*
4.2.3.2 Wyniki badań *4-12*
4.2.3.3 Wnioski *4-13*

4.2.4 Sprężone belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 4” 4-13
4.2.4.1 Opis konstrukcji *4-13*
4.2.4.2 Wyniki badań *4-14*
4.2.4.3 Wnioski *4-15*
4.2.5 Prefabrykowane belki sprężone zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 5” 4-15
4.2.5.1 Opis konstrukcji *4-15*
4.2.5.2 Wyniki badań *4-16*
4.2.5.3 Wnioski *4-17*
4.2.6 Stalowe dźwigary blachownicowe zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 6” 4-17
4.2.6.1 Opis konstrukcji *4-17*
4.2.6.2 Wyniki badań *4-18*
4.2.6.3 Wnioski *4-19*
4.2.7 Spostrzeżenia do wyników badań sześciu typów konstrukcji mostów 4-19
4.3 WYNIKI BADAŃ DWUBELKOWYCH I DWUPRZĘSŁOWYCH WIADUKTÓW NAD AUTOSTRADĄ 4-20
4.3.1 Konstrukcja obiektów 4-21
4.3.2 Próbne obciążenia statyczne 4-22
4.3.3 Wyniki badań 4-24
4.3.4 Wnioski 4-25
4.4 BADANIA LABORATORYJNE BETONU „MOSTOWEGO” 4-27
4.4.1 Receptura laboratoryjna mieszanki betonowej 4-27
4.4.2 Przygotowanie próbek 4-28
4.4.3 Sposób badania 4-29
4.4.4 Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie przy użyciu prasy wytrzymałościowej 4-30
4.4.5 Określenie modułu sprężystości betonu 4-32
4.4.6 Wnioski 4-36
4.5 POSZERZONE BADANIA ODBIORCZE WYBRANEGO OBIEKTU 4-37
4.5.1 Wprowadzenie 4-37
4.5.2 Charakterystyka badanego obiektu autostradowego 4-37
4.5.3 Zamocowanie kapy chodnikowej 4-38
4.5.4 System pomiarowy do rejestracji ciągłej 4-39
4.5.5 Próbne obciążenie statyczne 4-42
4.5.5.1 Środki obciążające *4-43*
4.5.5.2 Schemat próbnego obciążenia *4-43*
4.5.5.3 Punkty pomiarowe *4-44*
4.5.5.4 Wyniki badań w dwóch etapach budowy *4-45*
4.5.5.5 Wnioski *4-46*
4.5.6 Badania betonu 4-46
4.5.6.1 Przygotowanie próbek *4-46*
4.5.6.2 Badanie wytrzymałości betonu *4-49*
4.5.6.3 Moduł sprężystości betonu *4-53*
4.5.6.4 Wnioski *4-56*
4.6 PODSUMOWANIE 4-56

5. MODELE OBLICZENIOWE 5-1

5.1 WPROWADZENIE 5-1
5.2 MODEL MATERIAŁU 5-3
5.2.1 Stal 5-3
5.2.2 Beton 5-4
5.3 MODEL OBCIĄŻENIA 5-5
5.4 MODEL GEOMETRII 5-7
5.4.1 Założenia analizy numerycznej 5-9
5.4.2 Model-1 belkowy z nieważką płytą – klasa (e^1,p^2) i (e^2,p^2) 5-10
5.4.2.1 Wprowadzenie *5-10*
5.4.2.2 Model obliczeniowy *5-10*
5.4.2.3 Wyniki *5-12*

5.4.3 Model-2 belkowo-płytowy – klasa (e^1,p^2) i (e^2,p^2) 5-13
5.4.3.1 Wprowadzenie *5-13*
5.4.3.2 Model obliczeniowy *5-13*
5.4.3.3 Wyniki *5-14*
5.4.4 Model-3 płytowy – klasa (e^2,p^2) 5-15
5.4.4.1 Wprowadzenie *5-15*
5.4.4.2 Modele obliczeniowe *5-17*
5.4.4.3 Wyniki *5-20*
5.4.5 Model-4 powłokowy – klasa (e^2,p^3) 5-23
5.4.5.1 Wprowadzenie *5-23*
5.4.5.2 Model obliczeniowy *5-24*
5.4.5.3 Wyniki *5-25*
5.4.6 Model-5 bryłowy – klasa (e^3,p^3) 5-27
5.4.6.1 Wprowadzenie *5-27*
5.4.6.2 Model obliczeniowy *5-28*
5.4.6.3 Wyniki *5-29*
5.5 WYBÓR MODELU OBLICZENIOWEGO 5-31
5.6 PODSUMOWANIE 5-33

6. ANALIZA WPŁYWU ZMIENNOŚCI CECH BETONU 6-1

6.1 WPROWADZENIE 6-1
6.2 WŁAŚCIWOŚCI BETONU 6-1
6.2.1 Uwagi ogólne 6-1
6.2.2 Wytrzymałość na ściskanie betonu 6-3
6.2.3 Moduł sprężystości betonu 6-8
6.3 WPŁYW WIEKU BETONU NA WYTRZYMAŁOŚĆ 6-14
6.4 WPŁYW RODZAJU KRUSZYWA NA MODUŁ SPRĘŻYSTOŚCI BETONU 6-17
6.5 WPŁYW PIELĘGNACJI PRÓBEK NA WYTRZYMAŁOŚĆ I MODUŁ SPRĘŻYSTOŚCI BETONU 6-19
6.5.1 Wprowadzenie 6-19
6.5.2 Wyniki 6-20
6.5.3 Wnioski 6-22
6.6 PROGNOZOWANIE WARTOŚCI MODUŁU SPRĘŻYSTOŚCI BETONU 6-22
6.6.1 Wprowadzenie 6-22
6.6.2 Propozycja według Eurokodu 2 6-23
6.6.3 Propozycja według CEB-FIP Model Code 1990 6-24
6.6.4 Propozycja według L.J. Parrott 6-25
6.6.5 Propozycja według ACI Committee 6-26
6.6.6 Propozycja według Japan Society of Civil Engineering Standard 6-27
6.6.7 Propozycja według autorów Bogucka J., Grabiec-Mizera T. i Mroczkowski M. 6-28
6.6.8 Wnioski 6-29
6.7 PODSUMOWANIE 6-30

7. ANALIZA WPŁYWU WYPOSAŻENIA BADANEGO OBIEKTU MOSTOWEGO 7-1

7.1 WPROWADZENIE 7-1
7.2 ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE 7-2
7.2.1 Płyta chodnikowa 7-3
7.2.2 Balustrady, barieroporęcze i bariery energochłonne 7-4
7.2.3 Nawierzchnia jezdni 7-4
7.3 WPŁYW PŁYTY CHODNIKOWEJ 7-5
7.3.1 Wprowadzenie 7-5
7.3.2 Proponowany współczynnik efektywnego zespolenia 7-5
7.3.3 Procedura uwzględniająca zespolenie płyty chodnikowej 7-7
7.3.4 Weryfikacja proponowanego współczynnika 7-8
7.4 PODSUMOWANIE 7-11

8. PROPOZYCJA ADEKWATNEJ PROCEDURY MODELOWANIA I PLANOWANIA BADAŃ ODBIORCZYCH OMAWIANEGO TYPU OBIEKTÓW RZECZYWISTYCH 8-1

8.1 WPROWADZENIE 8-1
8.2 ADEKWATNA PROCEDURA MODELOWANIA I PLANOWANIA BADAŃ ODBIORCZYCH OBIEKTÓW RZECZYWISTYCH TYPU 4 8-1
8.2.1 Cel procedury 8-1
8.2.2 Zakres stosowania procedury 8-2
8.2.3 Terminy i definicje 8-2
8.2.4 Opis postępowania 8-3
8.2.4.1 Rodzaj badanych obiektów 8-3
8.2.4.2 Szukane wielkości 8-3
8.2.4.3 Opis postępowania na etapie projektu próbnego obciążenia 8-3
8.2.4.4 Opis postępowania w trakcie wykonywania próbnego obciążenia 8-5
8.2.4.5 Opis postępowania na etapie sprawozdania z próbnego obciążenia 8-5
8.2.5 Dokumenty związane 8-6
8.3 PODSUMOWANIE 8-7

9. WNIOSKI 9-1

9.1 PODSUMOWANIE 9-1
9.2 WNIOSEK KOŃCOWY 9-4
9.3 KIERUNEK DALSZYCH PRAC 9-4

SPIS LITERATURY 11

PRZEDMOWA

Badania pod próbnym obciążeniem mają długą tradycję wśród pracowników Katedry Dróg i Mostów Politechniki Śląskiej. Cieszę się, że od początku studiów doktoranckich mogłem czynnie uczestniczyć w tych pracach. Chciałem tym samym podziękować mojemu Promotorowi, którym był Pan Profesor Jerzy Weseli, za jego cenne uwagi i pomoc na etapach pracy.

Dziękuję również Panu Czesławowi Bieleckiemu z naszej Katedry, który uczestniczył we wszystkich badaniach i przyczynił się istotnie w realizacji zamierzonych doświadczeń. Składam podziękowania wszystkim pracownikom Katedry Dróg i Mostów za życzliwość i wszelką pomoc, a w szczególności całemu Zespołowi Badań Terenowych. Dziękuję pracownikom firmy Polimex-Mostostal S.A. Zakład Budownictwa Drogowego z Katowic oraz Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad Oddział Katowice za możliwość przeprowadzenia poszerzonych badań w trakcie budowy wybranego wiaduktu autostradowego. Chciałbym również podziękować Panu Markowi Salamakowi i Adamowi Silarskiemu za umożliwienie mi równoległej pracy naukowej i projektowej.

Na koniec chciałbym podziękować mojej żonie i synowi za cierpliwość i wyrozumiałość okazaną w trakcie studiów, a także całej najbliższej rodzinie za wsparcie.

STOSOWANE OZNACZENIA I SKRÓTY

Oznaczenia arabskie

Oznaczenie	Objaśnienie
a	współczynnik uwzględniający rodzaj cementu
b	współczynnik uwzględniający rodzaj cementu
f_c	wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{cd}	obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ci}	wytrzymałość betonu na ściskanie i-tej próbki
f_{ck}	charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie
$f_{c,28}$	wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach od wytworzenia
f_{cm}	średnia wytrzymałość betonu na ściskanie
$f_{cm}(t)$	średnia wytrzymałość betonu na ściskanie w czasie t
f_e	granica plastyczności stali konstrukcyjnej
k	współczynnik zależny od poziomu prawdopodobieństwa wystąpienia wartości równych lub wyższych od wytrzymałości charakterystycznej
k_f	współczynnik charakteryzujący zmniejszenie sztywności (zwiększenie ugięć) elementu żelbetowego w następstwie zarysowania (faza II)
l_0	długość próbki walcowej
q	obciążenie rozłożone taborem samochodowym
q_t	obciążenie rozłożone tłumem pieszych
s	współczynnik zależny od rodzaju cementu
$s(f)$	odchylenie standardowe wytrzymałości
t	Czas (wiek betonu)
$v(f)$	wskaźnik zmienności
w	współczynnik uwzględniający wzrost sztywności przęseł betonowych z uwagi na prognozowaną wartość siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa
$w_{p,eff}$	współczynnik efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym (własna propozycja na podstawie badań)
y_p	odległość osi obojętnej przekroju efektywnej płyty chodnikowej względem osi obojętnej zespolonego przekroju
y_u	odległość osi obojętnej przekroju ustroju nośnego względem osi obojętnej zespolonego przekroju
C	współczynnik wieku betonu
E	moduł sprężystości
E_c	moduł sprężystości betonu
E_{cm}	średni sieczny moduł sprężystości betonu
$E_{cm}(28)$	średni sieczny moduł sprężystości betonu po 28 dniach dojrzewania

Oznaczenie	Objaśnienie
$E_{cm}(t)$	średni sieczny moduł sprężystości betonu w funkcji wieku
$E_{cm}(t)_p$	średni sieczny moduł sprężystości betonu w funkcji wieku płyty chodnikowej
$E_{cm}(t)_u$	średni sieczny moduł sprężystości betonu w funkcji wieku ustroju nośnego
E_{c0}	chwilowy moduł sprężystości betonu
E_s	moduł sprężystości stali
$F_{p,eff}$	efektywne pole powierzchni płyty chodnikowej zespolonej z ustrojem nośnym
$F_{p,rzecz}$	rzeczywiste pole powierzchni płyty chodnikowej wraz z gzymsem monolitycznym
G	współczynnik sprężystości poprzecznej (moduł Kirchoffa)
I	moment bezwładności
$I_{p,eff}$	moment bezwładności na zginanie przekroju efektywnej płyty chodnikowej
I_{rzecz}	rzeczywisty moment bezwładności na zginanie ustroju nośnego zespolonego z płytą chodnikową
I_u	moment bezwładności na zginanie ustroju nośnego
K	obciążenie pojazdem drogowym
L_1	odległość punktu pomiarowego od podpory
L_t	rozpiętość teoretyczna badanego przęsła mostu
P	przemieszczenie całkowite (pionowe) przęsła w punkcie pomiarowym
P_n	siła obciążenia przy zniszczeniu badanej próbki betonowej
U_c	ugięcie całkowite (pionowe) przęsła w punkcie pomiarowym
U_o	ugięcia obliczone teoretycznie
U_{ow}	ugięcia obliczone teoretycznie w modelu obciążenia próbnego wstępnego
U_{oz}	ugięcia obliczone teoretycznie w modelu obciążenia próbnego zweryfikowanego
U_s	ugięcie sprężyste przęsła w punkcie pomiarowym
U_t	ugięcie trwałe (pionowe) przęsła w punkcie pomiarowym

Oznaczenia greckie

Oznaczenie	Objaśnienie
α	współczynnik określający aktywność cementu w czasie dojrzewania betonu (lub współczynnik konieczny do ustalenia współczynnika wieku betonu C)
α_E	współczynnik uwzględniający wpływ rodzaju kruszywa na wartość modułu sprężystości betonu
β	współczynnik konieczny do ustalenia współczynnika wieku betonu C
β_o	współczynnik uwzględniający różnice wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji czasu (ustroju nośnego i płyty chodnikowej)
$\beta_{cc}(t)$	współczynnik zależny od wieku betonu t
$\beta_E(t)$	współczynnik zależny od wieku betonu t

Oznaczenie	Objaśnienie
γ_f	współczynnik obciążenia
ε	odkształcenie
$d\varepsilon$	początkowy przyrost odkształcenia
λ	współczynnik konieczny do ustalenia współczynnika wieku betonu C
ν	współczynnik Poissona
ρ	gęstość
ρ_c	gęstość objętościowa betonu
φ	współczynnik dynamiczny
$\psi(t)$	współczynnik korekcyjny wyrażający wpływ podwyższonych temperatur twardnienia betonu
σ	naprężenie
$d\sigma$	początkowy przyrost naprężenia
Δl	zmiana długości próbki wywołana osiągnięciem f_{cm}
$\Delta\varepsilon$	przyrost odkształcenia próbki betonowej wywołana osiągnięciem f_{cm}
Δ_{c1}	osiadanie całkowite podpory nr 1
Δ_{c2}	osiadanie całkowite podpory nr 2
Δ_{t1}	osiadanie trwałe podpory nr 1
Δ_{t2}	osiadanie trwałe podpory nr 2

Macierze i wektory

Oznaczenie	Objaśnienie
$\boldsymbol{B}$	macierz wiążąca przemieszczenia i odkształcenia (macierz odkształceń),
$\boldsymbol{C}$	macierz tłumienia
$\boldsymbol{D}$	macierz sprężystości określającą związek między odkształceniami a naprężeniami
$\boldsymbol{K}$	macierz sztywności
$\boldsymbol{M}$	macierz mas
$\boldsymbol{N}$	macierz funkcji opisujących przemieszczenia w dowolnym punkcie konstrukcji w zależności od przemieszczeń w układzie dyskretnym (macierz aproksymacyjna)
$\boldsymbol{F}$	wektor obciążeń
$\boldsymbol{\delta}$	wektor przemieszczeń w układzie dyskretnym

Wyjaśnienie stosowanych określeń

Oznaczenie	Objaśnienie
Inspektor Mostowy	Osoba pełniąca obowiązki w zakresie utrzymania i eksploatacji drogowych obiektów mostowy w myśl zasad opracowanych przez Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad
Laboratorium betonu	Jednostka badawcza wykonująca niszczące badania betonu na zlecenie wykonawcy obiektu budowlanego na etapie jego budowy
Projekt Próbnego Obciążenia	Opracowanie mające na celu wyznaczeniu ekstremalnych sił wewnętrznych w przekrojach miarodajnych przęseł od obciążeń normowych, wykonanie obliczeń statycznych i ewentualnie dynamicznych w celu doboru samochodów próbnych, określeniu zakresu i metod pomiarów podczas badania
Projektant	Osoba odpowiedzialna za opracowanie projektu budowlanego wraz z obowiązkami zawartymi w Art. 20.1 Prawa Budowlanego z dnia 7 lipca 1994 r. W pracy tej dodatkowo osoba wykonująca obliczenia statyczne i wytrzymałościowe projektowanej konstrukcji mostowej
Rzeczywisty	Słowo to w pracy oznacza możliwie bliski rzeczywistości
Sprawozdanie z Próbnego Obciążenia	Opracowanie zawierające opis przeprowadzonego badania terenowego w oparciu o projekt próbnego obciążeni, analizę wyników pomiarów wraz z oceną rzeczywistej sztywności konstrukcji
Zespół Badań Terenowych	Zespół osób posiadających odpowiednie kwalifikacje do wykonywania projektów próbnych obciążeń, przeprowadzania badań pod próbnym obciążeniem i opracowywania sprawozdań z próbnych obciążeń.

Skróty

Oznaczenie	Znaczenie angielskie	Znaczenie polskie
MES	Finite-Element Method (FEM)	Metoda Elementów Skończonych
MOPW	-	Model Obciążenia Próbnego Wstępny
MOPZ	-	Model Obciążenia Próbnego Zweryfikowany
MPB	-	Model Projektu Budowlanego
DPS	-	Dodatkowy pręt sztywny

1. CEL I ZAKRES PRACY

1.1 TEZA I ZASADNICZE CELE PRACY

Przedmiotem rozprawy są analizy zmierzające do wyjaśnienia i usunięcia rozbieżności systematycznie pojawiających się między modelami obliczeniowymi, a wynikami badań rzeczywistych konstrukcji mostowych. W szczególności dotyczy to betonowych ustrojów nośnych składających się z szerokich belek trapezowych połączonych płytą pomostową.

Teza pracy brzmi następująco:

„Próbne obciążenie jest doświadczeniem identyfikacyjnym, w którym model obliczeniowy powinien odzwierciedlać rzeczywistą pracę konstrukcji. Występujące różnice relacji ugięć w badanych obiektach rzeczywistych i modelach obliczeniowych nie są zapasem nośności konstrukcji rzeczywistej, lecz modelu obliczeniowego. Dlatego badania próbnych obciążeń należy przeprowadzać opierając się na adekwatnym modelu obliczeniowym eliminującym różnice sztywności pomiędzy obiektem rzeczywistym i obliczeniowym".

Zasadnicze cele pracy to:

- porównanie wyników badań pod próbnym obciążeniem różnych typów konstrukcji mostowych,
- szczegółowe omówienie różnic w relacjach między ugięciami w badaniach pod próbnym obciążeniem i ugięciami z modeli obliczeniowych, występujących w autostradowych obiektach mostowych, których sprężony ustrój nośny składa się z dwóch belek trapezowych połączonych płyta pomostową,
- analiza wyników otrzymanych w różnych klasach modelu obliczeniowego badanego wiaduktu,
- wyznaczenie „rzeczywistych", czasowych rozkładów cech betonu ustroju nośnego przez badania niszczące próbek w kilku etapach budowy,
- określenie wpływu wyposażenia mostu na sztywność konstrukcji, na podstawie badań pod próbnym obciążeniem wiaduktu drogowego w trzech etapach jego budowy,
- zaproponowanie adekwatnej procedury modelowania i planowania badań odbiorczych obiektów rzeczywistych.

1.2 ZAKRES PRACY

Cała praca składa się z dziewięciu rozdziałów. Na początku zamieszczono wykaz najczęściej używanych oznaczeń i skrótów, natomiast na końcu pracy przedstawiono spis wykorzystywanej literatury w kolejności alfabetycznej.

W drugim rozdziale omówiono istotę badań odbiorczych, ich specyfikę wraz ze sposobem interpretacji wyników w odniesieniu do rzeczywistej konstrukcji. Zwrócono uwagę na potrzebę ujednolicenia procedur badawczych i na podział modelu obliczeniowego w zależności od etapu procesu budowlanego.

Trzeci rozdział jest zwięzłym przeglądem literatury związanej z tematem pracy. Przejrzano wyniki badań odbiorczych różnych obiektów mostowych. Poruszono temat przepisów technicznych dotyczących badań odbiorczych pod próbnym obciążeniem. Zwrócono uwagę na znaczne różnice rzeczywistych cech

betonów mostowych w stosunku do wartości normowych oraz wpływ współpracy wyposażenia na rzeczywistą sztywność przęseł. Przedstawiono problematykę tworzenia numerycznych modeli obliczeniowych wykorzystujących Metodę Elementów Skończonych (MES).

W czwartym rozdziale przedstawiono własne badania terenowe oraz niszczące badania betonu, pokazując rozbieżności systematycznie pojawiające się między modelami obliczeniowymi, a wynikami badań rzeczywistych konstrukcji mostowych. Szczegółowo omówiono wyniki ośmiu betonowych ustrojów nośnych oznaczonych jako typ 4, składających się z szerokich belek trapezowych połączonych płytą pomostową. Wybrany wiadukt autostradowy poddano poszerzonym badaniom odbiorczym w trzech etapach budowy wraz z badaniami betonu.

Piąty rozdział poświęcony jest numerycznym modelom obliczeniowym. Zbudowano dziewięć różnych klas modeli obliczeniowych, których teoretyczne wyniki ugięć porównano z wartościami uzyskanymi podczas badania wiaduktu w pierwszym etapie jego budowy. Przeprowadzono analizę porównawczą otrzymanych wyników i wytypowano adekwatny model obliczeniowy.

W szóstym rozdziale przeprowadzono analizę wpływu wzrostu wytrzymałości betonu „mostowego" w okresie 28-90 dni dojrzewania w warunkach laboratoryjnych uzyskaną z badań niszczących i otrzymaną z wielu innych propozycji. Przeprowadzono ją w celu prognozowania wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu i wybranie adekwatnej propozycji.

Siódmy rozdział zawiera analizę wpływu wyposażenia mostu na wzrost rzeczywistej sztywności przęseł dla zaproponowania empirycznej formuły uwzględnienia wpływu przede wszystkim płyty chodnikowej. Przeprowadzono weryfikację zaproponowanego współczynnika zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym na przykładzie ośmiu obiektów mostowych typu 4, spełniających opisany zakres stosowania.

W ósmym rozdziale opisano adekwatną procedurę modelowania i planowania badań odbiorczych omawianego typu obiektów mostowych opartą na wieloletnich doświadczeniach naszego zespołu badań terenowych i szczegółowych analiz omówionych w poprzednich rozdziałach. Zaproponowana procedura badawcza została podzielona na trzy części, z której pierwsza dotyczy postępowania na etapie projektu próbnego obciążenia, druga część opisuje działania w trakcie wykonywania badania pod próbnym obciążeniem, a trzecia część omawia etap sprawozdania z próbnego obciążenia.

W ostatnim rozdziale zebrano wnioski ze wszystkich części pracy i podsumowano je kończąc omówieniem kierunków dalszej pracy.

2. PRÓBNE OBCIĄŻENIA OBIEKTÓW MOSTOWYCH

2.1 WPROWADZENIE

Niemal każdego dnia najprawdopodobniej przechodzimy lub przejeżdżamy przez co najmniej jeden obiekt mostowy. Szybkiemu rozwojowi globalnej gospodarki towarzyszy rozwój infrastruktury drogowej. Nieodłącznym elementem tej infrastruktury są między innymi obiekty mostowe. Bezpieczeństwo użytkowe takich konstrukcji jest bardzo ważne, gdyż pozwala na szybką wymianę handlową między odległymi krajami, jak również służy społecznością w swobodnym podróżowaniu.

Rozwój techniki na przestrzeni dziejów sprawił, że od wykorzystania położonego drzewa nad strumieniem przez Neandertalczyków (Rys. 2-1), współcześni inżynierowie przeszli do tworzenia smukłych konstrukcji mostowych (Rys. 2-1) z wykorzystaniem nowoczesnych materiałów w celu pokonywania wielokilometrowych przeszkód. Mosty są dowodem, że ludzkości zawsze nieobca była technika. Słowa „budowanie mostów", często używane we współczesnym języku, stały się metaforą dla ludzkiej działalności – łączenie, a nie dzielenie, współpraca, a nie konfrontacja, czy pomoc, a nie szkodzenie.

Rys. 2-1 Pień drzewa nad potokiem (z lewej) i wiadukt Millau we Francji (z prawej)

Każdy most pokonujący przeszkodę, wykorzystuje właściwości materiałów konstrukcyjnych w celu przyjęcia i przeniesienia sił, którym jest poddany. W przeszłości nie znano tych wartości, więc dobranie odpowiedniej średnicy pnia drzewa do rozpiętości było intuicyjne. Weryfikacja takiej myśli technicznej odbywała się jedynie przez bezpieczne przejście po takiej konstrukcji. W późniejszym okresie, dzięki sukcesywnemu rozwojowi myśli technicznej, chcąc pokonywać dłuższe przeszkody, zaczęto wykorzystywać różne materiały i stosować złożone schematy statyczne. Konieczne było poznanie zachowania się „wnętrza" konstrukcji (sił wewnętrznych), których źródłem w ustroju nośnym jest ciężar własny, obciążenia użytkowe oraz obciążenia środowiskowe. Kombinacja różnych typów sił wewnętrznych i różnych cech wytrzymałościowych materiałów skutkuje różnorodnością oraz złożonością zastosowanej konstrukcji. Najpełniejsze rozpoznanie rzeczywistej pracy prototypowych systemów, nowych obiektów, jak również przebudowywanych lub eksploatowanych dają badania *in situ*, a w szczególności próbne obciążenie.

2.2 OMÓWIENIE BADAŃ MOSTÓW POD PRÓBNYM OBCIĄŻENIEM

2.2.1 Istota badań odbiorczych

Badania są integralną częścią każdego rozwoju, gdyż pozwalają zweryfikować postawione hipotezy. Jednym z rodzajów takich badań są próbne obciążenia mostów. Zwyczaj ich przeprowadzania jest bardzo stary. Pod maksymalnie obciążonym obiektem stał jego budowniczy, który gwarantował swoją obecnością przyjęcie właściwego rozwiązania konstrukcyjnego. Badania takie miały duże znaczenie psychologiczne. Mosty były niegdyś dziedziną wiedzy o dużym stopniu wtajemniczenia dostępnego dla nielicznych. Budowniczowie mostów podejrzewani byli o kontakty z magią. Przekraczanie szerokich rzek „suchą stopą" traktowano za zadanie niebezpieczne. Dlatego budowniczy pod obiektem dawał świadectwo swej odwagi oraz okazywał ufność swemu dziełu.

W przeszłości próbne obciążenia przeprowadzano bez dodatkowych pomiarów. Takie badanie nie informowało w pełni o przydatności eksploatacyjnej i bezpieczeństwie mostu, jak również nie ujawniało istniejących zapasów bezpieczeństwa. W celu bliższej oceny rzeczywistych cech obecnie budowanych mostów, należy wykonać w trakcie takiego obciążenia pomiary między innymi przemieszczeń i odkształceń, ewentualnego rozwarcia rys, częstości i amplitud drgań oraz określenie rzeczywistych właściwości zastosowanego materiału. Otrzymane wyniki przy porównaniu z wartościami wyznaczonymi analitycznie dają pełny obraz rzeczywistego zachowania się konstrukcji oraz weryfikują model obliczeniowy.

Oprócz możliwości porównania wyników teoretycznych z rzeczywistymi, próbne obciążenia powinny mieć za zadanie:

- ocenę poprawności wykonania całej konstrukcji,
- ocenę rzeczywistego stanu badanego obiektu,
- ujawnienie ukrytych wad konstrukcyjnych,
- dostosowanie konstrukcji do wymagań eksploatacyjnych poprzez dopasowanie ustroju nośnego do łożysk, likwidację luzów w połączeniach poprzez wywołanie trwałych odkształceń,
- sporządzenie sprawozdania z próbnego obciążenia, które w trakcie użytkowania służyć będzie, jako podstawa porównań (stan początkowy) w metryce obiektu, przy ewentualnych badaniach eksploatacyjnych.

Otrzymane w trakcie budowy mostu wyniki badań wytrzymałościowych ulegają zmianie w okresie eksploatacji, szczególnie w przypadku konstrukcji betonowych. Zmiany te można stosunkowo łatwo wychwycić w badaniach kontrolnych, wykonywanych w czasie użytkowania mostu poprzez porównanie otrzymanych wartości z uzyskanymi z badań przeprowadzonych w trakcie próbnego obciążenia. Badania odbiorcze mostowych ustrojów nośnych, dzięki sporządzeniu wymienionej bazy, rejestrują odpowiednie mierniki dotyczące rzeczywistej konstrukcji, które są przydatne do oceny bezpieczeństwa mostu w czasie użytkowania.

Dodatkowo, przy jednakowych procedurach przeprowadzania próbnych obciążeń, można gromadzić, i systematyzować informacje o zachowaniu się różnych rodzajów ustrojów nośnych. Utworzona w ten sposób baza danych zawiera cenne informacje o rzeczywistej pracy konstrukcji. W przyszłości może być wykorzystywana przez inspektorów mostowych, jak również osób wykonujących ekspertyzy.

Próbne obciążenia wykorzystywane są również przy ocenie nośności istniejących mostów. Gdy sytuacja wymaga, aby po określonej trasie przeprowadzić ruch pojazdów o ładunku nienormatywnym, w sposób doświadczalny określa się nośność konstrukcji na niej występujących. Badanie sprawdzające odbywa się przez stopniowe zwiększanie obciążenia do wartości z góry ustalonej. Gdy obiekt nie wykazuje niepokojących zachowań (np. rysy) lub uszkodzeń, takie obciążenie traktowane jest jako bezpieczne. Wartość tego obciążenia podzielona przez odpowiedni współczynnik bezpieczeństwa staje się dopuszczalnym ładunkiem do transportowania po moście. Takie badanie jest jednak ryzykowne z

uwagi na możliwość uszkodzenia konstrukcji, dlatego ważne jest duże doświadczenie i wiedza prowadzącego eksperyment.

Innym celem przeprowadzania próbnych obciążeń jest weryfikacja założonego sposobu wzmocnienia przebudowywanych obiektów mostowych. Po wykonaniu remontu obiektu, dzięki któremu nastąpiło wzmocnienie konstrukcji, należy przeprowadzić badanie pod próbnym obciążeniem. Wyniki takich badań potwierdzają lub nie efektywność zastosowanego wzmocnienia, które często z przyczyn technicznych jest nietypowe.

Jak widać, próbne obciążenia mostów mają wiele zalet i szeroki zakres zastosowania, które dzięki otrzymanym wynikom pozwalają lepiej zrozumieć rzeczywistość i zweryfikować teoretyczne modele obliczeniowe.

2.2.2 Przepisy regulujące badania mostów pod próbnym obciążeniem

Obecnie w Polsce obowiązują trzy normy odbiorcze[125][127][128], omawiające wymagania dotyczące elementów i konstrukcji mostowych. Podają metody badań kontrolnych oraz odbiorczych w zależności od rodzaju zastosowanego materiału konstrukcyjnego. Są to:

- mosty stalowe: *PN-89/S-10050 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania*,
- mosty betonowe: *PN-99/S-10040 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wymagania i badania*,
- mosty drewniane: *PN-92/S-10080. Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane. Wymagania i badania*.

W wymienionych normach próbne obciążenie traktowane jest jako jedno z wielu badań odbiorczych. Dokumenty te dotyczą wszystkich obiektów mostowych niezależnie od funkcji, jakie spełniają i jednostek je administrujących.

Dodatkowo od października 2008 roku wprowadzono zarządzenie [165] obejmujące wszelkie drogowe obiekty mostowe znajdujące się na drogach krajowych:

- *Zarządzenie nr 35 Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad w sprawie wprowadzenia zaleceń dotyczących wykonywania badań pod próbnym obciążeniem drogowych obiektów mostowych.*

Dokument ten jest uzupełnieniem norm odbiorczych i pewnym uszczegółowieniem procedur przeprowadzania takich badań, lecz w moim odczuciu niewystarczającym dla ujednolicenia procedur badawczych wykonywanych przez różne jednostki naukowe.

Ponieważ w mojej pracy szczegółowo zajmuję się badaniami mostów z betonu sprężonego, omówienie obowiązujących przepisów ograniczę do normy [127] i zarządzenia [165].

2.2.2.1 Norma PN-99/S-10040

Betonowe obiekty mostowe podczas próbnego obciążenia mogą być obciążane statycznie lub statycznie i dynamicznie (Rys. 2-4). Próbnemu obciążeniu statycznemu zgodnie z [127] należy poddać:

- wszystkie obiekty o konstrukcji prototypowej,
- wszystkie przęsła mostów kolejowych,
- wszystkie przęsła typowe mostów drogowych o rozpiętości powyżej 20,00 m,
- wszystkie obiekty przebudowywane lub wzmacniane, jeżeli przebudowa lub wzmocnienie dotyczyły konstrukcji nośnej, lub nastąpiła zmiana warunków pracy mogąca mieć wpływ na nośność i jakość obiektu,
- inne obiekty na życzenie inwestora lub użytkownika.

Próbnemu obciążeniu dynamicznemu mostów betonowych [127] należy poddać:

- wszystkie przęsła mostów kolejowych o rozpiętości przęsła powyżej 15,00 m,
- inne obiekty na życzenie inwestora lub użytkownika.

Rys. 2-2 Próbne obciążenie statyczne (z lewej) i dynamiczne (z prawej)

Norma [127] nie wymaga przeprowadzania próbnych obciążeń betonowych kładek dla pieszych, z wyjątkiem wskazanych przez inwestora lub użytkownika.

Próbnym obciążeniom zgodnie z [127] poddawane są konstrukcje nośne obiektów mostowych, którym towarzyszy badanie osiadań podpór. Obiekty nowe należy poddawać obciążeniu bezpośrednio po ich wykonaniu i po osiągnięciu przez beton wytrzymałości charakterystycznej, czyli co najmniej po 28 dniach od betonowania.

Próbne obciążenie obiektów drogowych według [127] powinno wywoływać skutki od 75 % do 100 % skutków obciążenia normowego charakterystycznego określonej klasy, przy jego najniekorzystniejszym ustawieniu. Obciążenie wywołujące skutki poniżej 75 % skutków obciążenia charakterystycznego określonej klasy normy nie może być traktowane jako próbne obciążenie obiektu.

Badania w czasie próbnego obciążenia [127] obejmują:

- obmiar podstawowych elementów konstrukcji nośnej,
- badania betonu w konstrukcji,
- oględziny konstrukcji przed obciążeniem i odnotowanie jej stanu ze szczególnym zwróceniem uwagi na rysy, pęknięcia i raki,
- pomiary w czasie próbnego obciążenia,
- oględziny konstrukcji w czasie próbnego obciążenia i odnotowanie takich zjawisk jak: rysy, pęknięcia i wykruszenia,
- oględziny konstrukcji po zakończeniu próbnego obciążenia obiektu.

Po badaniu według [127] dokonuje się analizy wyników w nawiązaniu do rzeczywistych wymiarów konstrukcji i rzeczywistej jakości betonu oraz sporządza wnioski dotyczące oddawanego do eksploatacji obiektu.

Pomiary ugięć (przemieszczeń) zgodnie z [127] są podstawowym rodzajem pomiarów w czasie próbnego obciążenia statycznego, które po uwzględnieniu wartości trwałych służą porównaniu z wielkościami obliczonymi. Takie pomiary tworzą podstawę do odtworzenia odkształconej przestrzeni konstrukcji i wyciągnięcia wniosków o jej rzeczywistej pracy.

2.2.2.2 Zarządzenie nr 35 GDDKiA

W dokumencie tym przedstawiono zalecenia dotyczące wykonywania badań pod próbnym obciążeniem drogowych obiektów mostowych na podstawie doświadczeń krajowych i zagranicznych. Zalecenia [165] uwzględniają zasady badań przedstawione w [125] i [127], stanowiąc ich uzupełnienie. Odnoszą się do nowych konstrukcji mostowych przed ich przekazaniem do użytkowania jak i do oceny nośności istniejących obiektów.

Podstawowy zakres stosowania zaleceń [165] to badania odbiorcze, które mają na celu weryfikację modelu obliczeniowego konstrukcji i potwierdzenie projektowanych zapasów bezpieczeństwa. Drugi zakres stosowania zarządzenia [165] dotyczy diagnostyki istniejących obiektów, które dzięki próbnym obciążeniom pozwalają doświadczalnie określić dozwolone obciążenie oraz nośność obiektów mostowych.

Z uwagi na cel przeprowadzania badań obiektów istniejących rozróżniono następujące ich rodzaje:

- uzupełniające obciążenia próbne,
- sprawdzające obciążenia próbne.

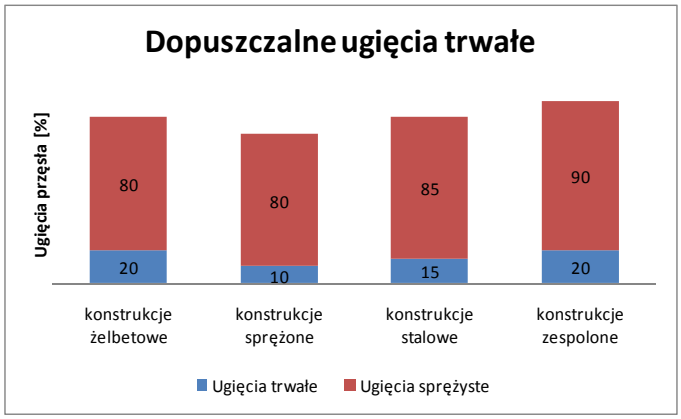
Uzupełniające obciążenia próbne przeprowadza się, gdy zachodzą wątpliwości związane z analizą obliczeniową konstrukcji lub przyjętego do obliczeń modelu obliczeniowego, dostarczając cennych informacji o rzeczywistym rozkładzie obciążenia na poszczególne elementy konstrukcyjne. Diagnozowanie konstrukcji z użyciem uzupełniających próbnych obciążeń przedstawiono w 14 krokach postępowania tworząc w ten sposób uporządkowaną procedurę badania.

W przypadku sprawdzających obciążeń próbnych, głównym celem zgodnie z [165] jest doświadczalne znalezienie wielkości obciążenia o maksymalnych bezpiecznych wartościach. Tu również przedstawiono w 12 krokach postępowanie w diagnozowaniu konstrukcji z użyciem sprawdzających próbnych obciążeń.

Obciążenia próbne obiektów nowych (odbiorcze obciążenie próbne) opisane w [165] w większości pokrywa się z opisaną wcześniej normą [127]. W zarządzeniu tym za główny cel próbnych obciążeń uznano weryfikację modelu obliczeniowego konstrukcji i potwierdzenie projektowanych, normowych zapasów bezpieczeństwa.

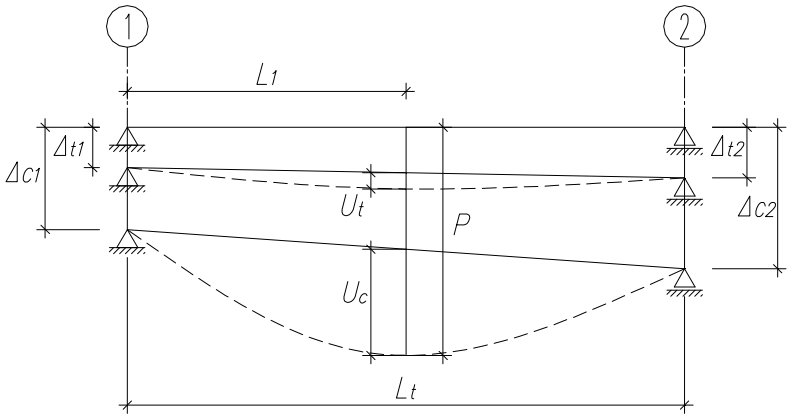
Tak jak w normach [125] i [127], zarządzenie zakłada dopuszczalne pozostałości trwałe po odciążeniu o wartościach poniżej:

- dla konstrukcji żelbetowych 20% wartości całkowitych,
- dla konstrukcji z betonu sprężonego 10% wartości całkowitych,
- dla konstrukcji stalowych 15% wartości całkowitych,
- dla konstrukcji zespolonych 20% wartości całkowitych.



Rys. 2-3 Dopuszczalne ugięcia trwałe w różnych konstrukcjach mostowych

Ilustrację wyznaczającą pomiar przemieszczeń pionowych przedstawiono poniżej:



Rys. 2-4 Wyznaczanie ugięć z pomiarów przemieszczeń pionowych

Na podstawie zmierzonych przemieszczeń całkowitych obciążanego przęsła (*P)* oraz osiadań całkowitych podpór (Δ_{c1} i Δ_{c2}), oblicza się ugięcia całkowite (U_c) z następującego wzoru:

$$U_c = P - 0{,}5 \cdot (\Delta_{c1} + \Delta_{c2}) \tag{2-1}$$

Ugięcia sprężyste (U_s) po uwzględnieniu osiadań trwałych podpór (Δ_{t1} i Δ_{t2}) i ugięć trwałych przęsła (U_t) zgodnie z zapisem:

$$U_s = U_c - U_t \tag{2-2}$$

Przekroczenie podanych powyżej pozostałości trwałych (U_t) traktuje się za anomalię, którą należy przeanalizować i wyjaśnić. Zarządzenie [165] dopuszcza w takich przypadkach warunkowe odebrania, nakazując długotrwałą obserwację i pomiary łącznie z ciągłym monitoringiem.

W zarządzeniu zaleca się analizę teoretyczną konstrukcji w oparciu o dane z dokumentacji powykonawczej z uwzględnieniem rzeczywistych stałych materiałowych określonych w wyniku atestów materiałowych (stal) lub badań laboratoryjnych (beton). Podano również zakres uwzględniania efektów nieliniowych, reologicznych oraz drugorzędnych w analizie teoretycznej.

Podano program badań, plan realizacji pod próbnym obciążeniem zmieniając okres próbkowania z 15 minut według normy [127] do 5-10 minut przy odczytach ręcznych.

Uwzględniono aspekt ekonomiczny przeprowadzania badan pod próbnym obciążeniem, dopuszczając dla obiektów o dużej ilości przęseł ograniczenie schematów obciążenia. Zgodnie z [165] ograniczenie to może mieć miejsce w przypadku przęseł identycznych z uwagi na ich konstrukcję i sposób wykonania. Minimalna liczba identycznych przęseł do obciążenia nie może być mniejsza od dwóch i zapewniać wywołanie reprezentatywnych sił wewnętrznych przęsłowych i podporowych w zakresie określonym w planie próbnego obciążenia.

Wymaga się również, aby w czasie badań odbiorczych konstrukcji betonowych, konstrukcja nie była pokryta powłokami ochronnymi.

W zarządzeniu podano kryteria, które musi spełniać jednostka badawcza, narzucając obowiązek posiadania systemu jakości oraz akredytacji. Przedstawiono również uwagi dotyczące systemu jakości, metod badawczych oraz sposobu przedstawienia wyników badań pod próbnym obciążeniem.

2.2.3 Własne uwagi odnośnie do próbnych obciążeń

Przy analizie wyników próbnego obciążenia często znacznie mniejsze od teoretycznych wyniki badań są traktowane jako rezerwa nośności. Jest to pogląd niesłuszny.

Znaczne rozbieżności między teorią, a badaniami są znakiem przyjęcia błędnego modelu do badań.

Ocena rezerw jest rzeczą wtórną. Powinna polegać na porównaniu modeli z projektowania i przyjętego do badań. Nie zawsze model z projektowania jest po stronie bezpiecznej. A nawet jeśli jest, ważna jest znajomość dodatkowych składników modeli. Nie wszystkie mogą podlegać ekstrapolacji w stronę analizy zniszczenia. Niektóre mogą być nietrwałe, podlegając starzeniu (np. kapa chodnikowa) lub o wpływie nieliniowym na rezerwy nośności (np. nawierzchnia).

W pracy wprowadzono podział modelu obliczeniowego w zależności od etapu jego budowy na trzy modele. Model Projektu Budowlanego (*MPB*) wykonywany jest przez projektanta na etapie projektowania w oparciu o cechy materiałowe zgodnie z obowiązującymi normami [122], [126]. Model Obciążenia Próbnego Wstępny (*MOPW*) buduje się przy tych samych założeniach normowych, co (*MPB)*, na etapie projektu próbnego obciążenia przez zespół badawczy. Model Obciążenia Próbnego Zweryfikowany (*MOPZ*) uwzględnia wyniki z próbnych obciążeń oraz wartości rzeczywistych cech betonu w oparciu o badania niszczące otrzymane z laboratorium betonu.

Obecnie trwa w Polsce na niespotykaną dotąd skalę program budowy autostrad, których odcinki sukcesywnie są lub będą oddawane do eksploatacji. Duża liczba obiektów autostradowych znajdująca się na nich poddawana jest badaniom pod próbnym obciążeniem. Zarządzającymi tymi procesami budowlanymi jest Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, która wymaga wykonywanie badań opartych na normach [125] i [127] oraz dodatkowo zgodnie z wprowadzonymi zaleceniami [165].

Poprawne przygotowanie programu badań pod próbnym obciążeniem nowych obiektów wraz z ich przeprowadzeniem i weryfikacją otrzymanych wyników wymaga zastosowania ujednoliconej procedury. Pozwoli to przez różne jednostki badawcze gromadzić dane o obiektach, które będą przydatna w trakcie użytkowania. Dla nowych obiektów z opisanej wcześnie normie [127] i zaleceniach [165] podano jedynie ogólne wymaganie. Osoba przygotowująca eksperyment zgodnie z [165] powinna przeprowadzić statyczną analizę wytrzymałościową z przyjęciem stałych materiałowych określonych w wyniku badań. Z mojego doświadczenia wiem, że wykonanie projektu próbnego obciążenia odbywa się na kilka tygodni do kilku miesięcy przed samym badaniem. Autor takiego opracowania nie zna wyników niszczących betonu zastosowanego na ustrój nośny i może jedynie przyjąć w analizie projektowane cechy, które podane są w normie obliczeniowej [126]. Jednak rzeczywista wytrzymałość betonu jak również moduł sprężystości znacznie różnią się od podanych w normie [126]. Takie podejście jest więc nieadekwatne. Moim zdaniem, projekt próbnego obciążenia wręcz należy opracować z zastosowaniem projektowych cechy betonu, gdyż mamy wówczas porównanie z wynikami analizy przeprowadzonej przez projektanta. Dopiero po przeprowadzonych badaniach pod próbnym obciążeniem, znając wyniki laboratoryjne badań oraz czas od betonowania do samego badania, uwzględniamy te czynniki. Pozwala to podczas sprawozdania z próbnego obciążenia uwzględnić „rzeczywiste" cechy betonu. Obliczanie prognozowanych cech betonu omówiona zostanie w dalszej części pracy.

Kolejna uwaga dotyczy wpływu wyposażenia mostu. Nie podano, jak traktować wyposażenie mostu, które występuje na obiekcie podczas przeprowadzania eksperymentu. Obecnie stosowane rozwiązania np. kotwienia kap chodnikowych sprawiają, że silnie zostaje ten element zespolony z ustrojem nośnym. Efektem takiej sytuacji jest znaczne usztywnienie ustroju nośnego, które zmniejsza mierzone ugięcia konstrukcji. Idealną sytuacją byłoby przeprowadzenie próbnego obciążenia w takim etapie budowy, gdzie jeszcze brak elementów wyposażenia, a badanie wykonujemy po 28 dniach od betonowania. Jest to jednak w większości przypadków niemożliwe z przyczyn technicznych (np. brak nasypów) i organizacyjnych (terminy synchronizujące specjalistyczne brygady podwykonawców). Aspekt związany z określeniem wpływu wyposażenia na podstawie rzeczywistych badań mostu w trakcie jego budowy jest również przedmiotem tej pracy.

Problem występuje także podczas tworzenia adekwatnego modelu obliczeniowego. Każdy z dokumentów [127] i [165] przytacza zdanie, że próbne obciążenie ma na celu między innymi zweryfikować model obliczeniowy. Model taki składa się z modelu geometrii, modelu obciążenia i modelu materiału. W przypadku dwóch pierwszych składowych modelu obliczeniowego jesteśmy bliscy rzeczywistości, jednak już sam model materiału betonowych ustrojów nośnych jest obarczony dużą niepewnością. Zakładając sposób uwzględniania wyposażenia i procedurę wyznaczania „rzeczywistego" modułu sprężystości powinniśmy być spokojni o adekwatność modelu. Jednak doświadczenie pokazuje,

że model obliczeniowy oparty na MES nie jest adekwatny do wszystkich niewiadomych, które wyliczamy. Zdarza się, że w celu określenia uogólnionych sił wewnętrznych model prętowy jest stosowny, lecz wyznaczone jednocześnie przemieszczenia mogą być w niektórych przypadkach nieadekwatne, i na odwrót. Należy pamiętać, że tworzone modele obliczeniowe nie są równomiernie bliskie „rzeczywistości" dla wszystkich poszukiwanych wartości. Dlatego należy tworzyć takie modele odnośnie do konkretnych wartości poszukiwanych mając świadomość o mniejszej przydatności dla innych parametrów. W próbnych obciążeniach mamy do czynienia z sytuacją, gdzie dobieramy wartości obciążenia z siłami wewnętrznymi w przekrojach miarodajnych, a zachowanie się takiej konstrukcji jest identyfikowane przez pomiar rzeczywistych przemieszczeń. Porównanie różnych typów modeli obliczeniowych i analiz otrzymywanych wyników zostaną omówione w późniejszej części pracy.

Jak widać, rozbieżności wyników teoretycznych z otrzymanymi w trakcie badań *in situ* ma kilka przyczyn, które postaram się wyjaśnić w tej pracy proponując procedury modelowania obiektów rzeczywistych w postaci pewnego typu konstrukcji mostowych.

2.3 SPECYFIKA BADAŃ IN SITU OBIEKTÓW MOSTOWYCH

Badania *in situ* betonowych obiektów mostowych przeprowadza się na podstawie projektu próbnego obciążenia zgodnego z normami [127] i [165]. Uwzględniając uwagi opisane w 2.2.3, w projekcie próbnego obciążenia znamy teoretyczne ugięcia badanych przęseł obliczone na podstawie cech betonu zgodnie z [126]. Obliczenia te również nie uwzględniają wpływu wyposażenia, które w niektórych przypadkach ma istotny udział. Takie podejście jest uzasadnione, gdyż pozwala jeszcze przed próbnym obciążeniem porównań wyniki obliczone teoretycznie przez projektanta obiektu i zespół badawczy. Porównanie tych wyników przy tych samych założeniach normowych weryfikuje modele obliczeniowe przyjęte przez dwie niezależne strony. Uzyskuje się w ten sposób cenne informacje o ewentualnych różnicach w wynikach obliczeń jeszcze przed badaniem *in situ.*

Istotne znaczenie ma przeprowadzenie badania pod próbnym obciążeniem, które przy zachowaniu odpowiedniego systemu jakości, minimalizuje błędy pomiarowe. Weryfikacja otrzymanych wyników badań wymaga dużego doświadczenia od zespołu badawczego. Powinna uwzględniać wszystkie czynniki, które wpływają na ewentualną zmianę sztywności rzeczywistego ustroju nośnego ze sztywnością przyjętą w obliczeniach teoretycznych. Jak już wcześniej wspomniałem, w konstrukcjach betonowych istotne jest odniesienie się do powszechnie stosowanych badań wytrzymałości na ściskanie wykonanych po 28 dniach dojrzewania betonu. Należy również uwzględnić recepturę betonu, która poprzez między innymi rodzaj kruszywa i wskaźnik wodno – cementowego wpływa na rzeczywiste właściwości betonu. Występująca często większa sztywność rzeczywista przęsła betonowego w stosunku do projektowanej, powinna być korygowana przez analizę wartości modułu sprężystości normowego i rzeczywistego z badań niszczących betonu.

Sprawozdanie z próbnego obciążenia betonowych obiektów mostowych powinno zawierać porównanie wyników ugięć teoretycznych i pomierzonych z uwzględnieniem wpływu wieku betonu, rodzaju kruszywa oraz współpracy wyposażenia. Oszacowanie tych wielkości pozwala na prawidłową ocenę zachowania się rzeczywistego obiektu.

Z uwagi na różnorodność rozwiązań betonowych ustrojów nośnych, w pracy tej zająłem się typowymi wiaduktami autostradowymi, które najliczniej występują na obecnie budowanych i eksploatowanych odcinkach w Polsce. W dalszej części pracy zostaną omówione wyniki badań tych obiektów oraz szczegółowe badania wybranego obiektu na etapie jego budowy.

2.4 PODSUMOWANIE

Rozdział ten poświęcony był badaniom odbiorczym pod próbnym obciążeniem obiektów mostowych. Omówiono w nim istotę badań, genezę powstania oraz rozwój zakresu badań do obecnych czasów. Porównano obowiązującą w Polsce od 1999 roku normę odbiorczą [127] z nowym Zarządzeniem

[165], które weszło w życie w 2008 roku. Przedstawiono specyfikę badań oraz interpretację wyników w odniesieniu do rzeczywistej konstrukcji.

Próbne obciążenia nowych obiektów mostów, dzięki towarzyszącym im pomiarom i obserwacją, dają pełny obraz rzeczywistego zachowania się konstrukcji oraz weryfikują model obliczeniowy. Takie badanie ma za zadanie ocenić poprawność wykonania całej konstrukcji i rzeczywistego stanu badanego obiektu, ujawnić ewentualnie ukryte wady konstrukcyjne, dostosować ustrój nośny do wymagań eksploatacyjnych poprzez dopasowanie się do łożysk oraz likwidację luzów w połączeniach poprzez wywołanie trwałych odkształceń.

Przy zachowaniu jednolitych procedur badawczych, można gromadzić wyniki w bazie danych , które są odniesieniem stanu początkowego każdego obiektu przy ewentualnych badaniach eksploatacyjnych.

Próbne obciążenia wykorzystywane są również przy ocenie nośności istniejących mostów. Badanie sprawdzające pozwala określić dopuszczalny ładunek do transportowania po istniejącym obiekcie. Innym celem przeprowadzania próbnych obciążeń jest weryfikacja założonych sposobów wzmacniania przebudowywanych obiektów mostowych.

Obowiązujące równolegle ze sobą norma [127] i zarządzenie [165] w większości pokrywają się co do wymagań i zaleceń. W zarządzeniu dodatkowo wymaga się przeprowadzanie badań dynamicznych dla wszystkich badanych obiektów, nie dopuszcza się do badania konstrukcji betonowych pokrytych powłokami malarskimi oraz zaleca się maksymalny okres próbkowania co 5-10 minut przy odczytach ręcznych. Dokument [165] uwzględnia aspekt ekonomiczny dopuszczając ograniczenie badań identycznych przęseł do minimum dwóch, które zapewniają wywołanie reprezentatywnych sił wewnętrznych. Zarządzenie [165] dopuszcza w przypadku przekroczenia ugięć trwałych na warunkowe odebranie obiektu narzucając ciągłą obserwację wraz z monitoringiem. Przedstawiono również uwagi dotyczące systemu jakości, metod badawczych oraz sposobu przedstawienia wyników badań pod próbnym obciążeniem narzucając obowiązek posiadania systemu jakości oraz akredytacji.

W rozdziale zwrócono uwagę na potrzebę ujednolicenia procedur badawczych. Zaproponowano wykonywanie projektów próbnych obciążeń z przyjęciem normowych cech materiału, co umożliwia porównywanie wyników na modelach obliczeniowych wykonanych przez projektanta i zespół badawczy. Analiza wyników ugięć teoretycznych i rzeczywistych powinna uwzględniać poza wiekiem betonu i rodzajem kruszywa, wpływ wyposażenia, które w niektórych przypadkach jest znaczące.

Wprowadzono podział modelu obliczeniowego w zależności etapu jego budowy na trzy modele. Model Projektu Budowlanego (MPB) wykonywany jest przez projektanta na etapie projektowania w oparciu o cechy materiałowe zgodnie z obowiązującymi normami [122], [126]. Model Obciążenia Próbnego Wstępny (MOPW) buduje się przy tych samych założeniach normowych, co (MPB), na etapie projektu próbnego obciążenia przez zespół badawczy. Model Obciążenia Próbnego Zweryfikowany (MOPZ) uwzględnia wyniki z próbnych obciążeń oraz wartości rzeczywistych cech betonu w oparciu o badania niszczące otrzymane z laboratorium betonu.

Z uwagi na różnorodność rozwiązań konstrukcyjnych i specyfikę badań *in situ* betonowych ustrojów nośnych, wytypowano do szerszego zakresu badań na etapie budowy typowy betonowy obiekt autostradowy, którego wyniki z oszacowaniem wpływów wzrostu rzeczywistej sztywności przęseł zostaną omówione w dalszej części pracy.

3. PRZEGLĄD LITERATURY

3.1 UWAGI OGÓLNE

Postawiona teza rozprawy wraz z przyjętymi przez autora celami pracy, obejmuje zróżnicowany obszar wiedzy. Dotyczy części teoretycznej i badawczej. Przede wszystkim jest próbą doświadczalnego wyjaśnienia różnic teoretycznych i rzeczywistych, występujących w procesie próbnych obciążeń mostów. Z tego względu związana jest z wieloma zagadnieniami, miedzy innymi szeroko rozumianą teorią betonu, wynikami jego badań, a także praktycznym stosowaniem w oddawanych obecnie w Polsce betonowych wiaduktów autostradowych. Kolejnym zagadnieniem są teoretyczne modele numeryczne, na podstawie których współcześni inżynierowie wykonują obliczenia statyczne w praktyce inżynierskiej, poszukując z pośród wielu sposobów odwzorowania rzeczywistego przęsła adekwatnego modelu obliczeniowego dla wybranego typu obiektu. Następnym zagadnieniem są rzeczywiste rozwiązania konstrukcyjne, występujące na tych obiektach i ich wpływ na rzeczywistą sztywność. Występujące wątpliwości potwierdzone są rzeczywistymi wynikami badań pod próbnym obciążeniem przeprowadzone przez autora i tymi opisanymi w literaturze.

Przedstawiony obszaru wiedzy w trakcie pisania pracy był poznawany przede wszystkim z wykorzystaniem literatury krajowej i obcej. Dodatkowo dzięki obecnemu rozwojowi Internetu, to źródło informacji umożliwiało dostęp do wiedzy.

Na potrzeby niniejszej pracy uporządkowano zgromadzoną literaturę w zbudowanej bazie danych, gdzie każdej pozycji odpowiadało słowo kluczowe wraz z krótkim streszczeniem. W tekście rozprawy zestawiono tylko te pozycje, na które powoływano się w trakcie pisania, uznając je za istotne.

Zagadnienie stanowiące tezę rozprawy nie zostało znalezione w pozycjach literatury. W przedstawionych tutaj pozycjach zawarte są raczej zagadnienia pomocnicze w przedstawionych zakresach tematycznych. Poniżej omówiono je w takim właśnie ujęciu.

Przegląd literatury przedstawiono według następujących słów kluczowych:

- normy i przepisy,
- próbne obciążenia,
- modele obliczeniowe,
- teoria betonu,
- moduł sprężystości betonu,
- wyposażenie mostów,
- badania.

3.2 OMÓWIENIE NAJWAŻNIEJSZYCH OPRACOWAŃ WEDŁUG SŁÓW KLUCZOWYCH

3.2.1 Normy i przepisy

Przedstawione w pracy wyniki badań pod próbnym obciążeniem przeprowadzono zgodnie z obowiązującymi normami odbiorczymi: [125] (obiekty stalowe) i [127] (obiekty betonowe). Dodatkowo wprowadzony od października 2008 roku przepis [165], który jest uzupełnieniem wymienionych norm i dotyczy drogowych obiektów mostowych znajdujących się na drogach krajowych, był uwzględniany w badaniach pod próbnym obciążeniem. Z uwagi na brak jeszcze ujednoliconych norm odbiorczych obiektów mostowych, w innych krajach europejskich obowiązują odrębne przepisy, w których opisane są zalecenia i sposób przeprowadzania takich badań. Przykładem jest dokument [82] wprowadzony w

październiku 2006 we Francji. Zawiera obszerne informacje dotyczące zakresu badań, ich organizacji, analizy obliczeniowej, pomiarów i prezentacji wyników oraz standardowych programów badań.

W projektach próbnych obciążeń do obliczeń statycznych wykorzystano następujące normy: [123] (obciążenia obiektów mostowych), [126] (projektowanie obiektów betonowych) i [122] (projektowanie obiektów stalowych).

Badania betonu przeprowadzono z uwzglednieniem nowej normy PN-EN 206-1 [116], która w niedługim czasie zastąpi jeszcze obowiazującą i stosowaną równolegle przez producentów betonu normę PN-88/B-06250 Beton zwykły [124]. Do badań betonu pobierano próbki walcowe zgodnie z wymaganiami zawartymi w części 1 normy [117], gdzie opisano sposób napełniania i zagęszczania mieszanki. Część pielęgnowanych próbek betonu przechowywana była do czasu badania w wodzie według wymagań normy [118]. Badania niszczące w prasie wytrzymałościowej wykonywano zgodnie z zaleceniami części 3 normy [119].

Przedstawiona w rozdziale 8 procedura badawcza zawiera terminy zgodne z normą PN-EN ISO/IEC 17025 [120] i definicje zgodne z normą PN-EN ISO 9000 [121] , w celu zapewnienia przez jednostkę wykonującą badania systemu jakości. Zgodnie z przepisami [165], system jakości musi być akredytowany przez jednostkę akredytacyjną, upoważnioną na terenie Polski do akredytacji laboratoriów badawczych. Zespół Badań Terenowych, wydzielony w Katedrze Dróg i Mostów Poliotechniki Śląskej wprowadził taki system jakości, a w najbliższym czasie ubiegać będzie się o akredytację.

Tab. 3-1 Uproszczony raport z bazy zgromadzonej literatury (normy i przepisy)

ID	X	Lp	Nazwiska	Tytuł	Publikacja	Rok	Forma	Klucze
142	o	82	Loading	Loading tests on road bridges and footbridges	The Technical Department for Trans	2006	ksero	norma
150	o	116	PN-EN 206-1:20	PN-EN 206-1:2003 Beton Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność		2003	ksero	norma
160	o	117	PN-EN 12350-1	PN-EN 12350-1:2001 Badania mieszanki betonowej. Część 1:Pobieranie próbek		2003	ksero	norma
161	o	118	PN-EN 12390-2	PN-EN 12390-2:2001 Badanie betonu. Część 2. Wykonywanie i pielęgnacja próbek		2003	ksero	norma
168	o	119	PN-EN 12390-3	PN-EN 12390-3:2001 Badanie betonu. Część 3. Wytrzymałość na ściskanie próbek		2003	ksero	norma
179	o	120	PN-EN ISO/IEC	PN-EN ISO/IEC 17025 : 2001 Ogólne wymagania dotyczące laboratoriów badawczy		2001	ksero	norma
180	o	121	PN-EN ISO 900	PN-EN ISO 9000:2006 Systemy zarządzania jakością – Podstawy i terminologia		2006	ksero	norma
120	o	122	PN-82/S-10052	PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie		1982	ksero	norma
151	o	123	PN-85/S-10030	PN-85/S-10030 Obiekty mostowe Obciążenia		1985	ksero	norma
163	o	124	PN-88/B-06250	PN-88/B-06250 Beton zwykły		1988	ksero	norma
148	o	125	PN-89/S-10050	PN-89/S-10050 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania.		1989	ksero	norma
121	o	126	PN-91/S-10042	PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Proj		1991	ksero	norma
122	o	127	PN-S-10040/199	PN-S-10040/1999 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. W		1999	ksero	norma
195	o	128	PN-92/S-10080	Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane. Wymagania i badania		1992	ksera	norma
123	o	134	Rozporządzenie	Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w		2000	ksero	norma
141	o	165	Zarządzenie nr 3	Zarządzenie nr 35 GDDKiA z dnia 12 sierpnia 2008 roku w sprawie zaleceń dotyczą	GDDKiA	2008	ksero	norma

3.2.2 Próbne obciążenia

Badania pod próbnym obciążeniem mostów mają wiele zalet i szeroki zakres zastosowania. W wielu pracach [54] [55] [68] [83] [100] [136] [137] [138] [139] autorzy omawiają istotnę tych badań. Dzięki otrzymanym wynikom [12] [13] [17] [24] [31] [42] [51] [74] [86] [91] [92] [105] [145] [169] można lepiej zrozumieć rzeczywistość i zweryfikować teoretyczne modele obliczeniowe. W przypadku obiektów o dużych rozpiętościach uzyskuje się dużą zgodność wyników teoretycznych i rzeczywistych [7] [8] [9] [10] [11] [16] [29] [30] [66] [77] [97] [110].

Obecnie podczas próbnych obciążeń statycznych do pomiaru przemieszczeń przęseł najczęściej używa się sprawdzone w praktyce czujniki zegarowe lub czujniki indukcyjne. Jednak dzięki rozwojowi nowych technologii próbuje się wykorzystywać inne metody pomiarowe. Autorzy pracy [14] opisują metodę laserową pomiaru statycznego i dynamicznego przemieszczeń dużych konstrukcji mostowych, gdzie najczęściej warunki terenowe uniemożliwiają wykorzystanie typowych metod. Innym sposobem pomiaru przemieszczeń może być wykorzystanie metody fotogrametrycznej [47] lub kamery cyfrowej [111]. Eksperymentalne metody wykorzystywane w konstrukcjach inżynierskich przedstawia autor pracy [81].

Spostrzeżenia z badań pod próbnym obciążeniem wraz z występującymi rozbieżnościami między modelami obliczeniowymi, a rzeczywistym zachowaniem się konstrukcji zawarte są w pracach [15] [72] [85] [96] [104]. Próby określenia czynników wpływających na wzrost rzeczywistej sztywności przęseł betonowych podejmowane były w następujących pozycjach [87] [88] [89] [90] [93].

Tab. 3-2 Uproszczony raport z bazy zgromadzonej literatury (próbne obciążenia)

ID	X	Lp	Nazwiska	Tytuł	Publikacja	Rok	Forma	Klucze
45	o	7	Bień J., Adamce	Badania wschodniej konstrukcji nowego mostu Warszawskiego we Wrocławiu	Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty st	2008	książka	próbne obc
46	o	8	Bień J., Banakie	Badania mostu Grunwaldzkiego we Wrocławiu pod obciążeniem eksploatacyjnym	Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty st	2008	książka	próbne obc
89	o	9	Bień J., Kmita J.	Próbne obciążenia mostu autostradowego przez Wisłę koło Torunia	Inżynieria i Budownictwo 9/1999	1999	artykuł	próbne obc
81	o	10	Bień J., Kmita J.	Nowy most drogowy przez Wisłę w Wyszogrodzie - próbne obciążenia konstrukcji	Inżynieria i Budownictwo 9/2000	2000	artykuł	próbne obc
85	o	11	Bień J., Kmita J.	Badania mostu Świętokrzyskiego przez Wisłę w Warszawie	Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002	2002	artykuł	próbne obc
86	o	12	Bień J., Kmita J.	Obciążenia próbne wiaduktów łukowych nad autostradą A4	Inżynieria i Budownictwo 6/2002	2002	artykuł	próbne obc
90	o	13	Bień J., Kmita J.	Statyczne i dynamiczne badania zespolonych konstrukcji mostowych	Konferencja: Badania materiałów bu	2004	artykuł	próbne obc
84	o	14	Bień J., Rawa P.	Laserowe pomiary statycznych i dynamicznych przemieszczeń dużych konstrukcji m	Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002	2002	artykuł	próbne obc
83	o	15	Bień J., Rawa P.	Próbne obciążenia autostradowych obiektów mostowych	Inżynieria i Budownictwo 11/2001	2001	artykuł	próbne obc
88	o	16	Bień J., Rawa P.	Obwodnica Śródmiejska Wrocławia - wybrane aspekty próbnych obciążeń obiektów r	Inżynieria i Budownictwo 1-2/2004	2004	artykuł	próbne obc
92	o	17	Bień J., Rawa P.	Badania zarysowanej konstrukcji wiaduktu autostradowego	Konferencja: Badania materiałów bu	2004	artykuł	próbne obc
96	o	24	Burdet O., Cotha	Static and dynamic load testing of Swiss bridges	International Bridge Conference, Wa	1994	referat	próbne obc
87	o	29	Chróścielewski J	Badania mostu III Tysiąclecia im. Jana Pawła II w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdań	Inżynieria i Budownictwo 12/2002	2002	artykuł	próbne obc
42	o	30	Chróścielewski J	Próbne obciążenie mostu przez Wisłę w Puławach	Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty st	2008	książka	próbne obc
44	o	31	Chróścielewski J	Arch bridges under test loadings	Journal of KONES 2008, Vol. 15, No	2008	książka	próbne obc
97	o	42	Fryba L., Pirner I	Load tests and modal analysis of bridges	Engineering Structures 23 (2001) 10	2001	artykuł	próbne obc
77	o	47	Górko M., Lacho	Określenie ugięć elementów żelbetowych metodą fotogrametryczną	Inżynieria i Budownictwo 3/2000	2000	artykuł	próbne obc
101	o	50	Hartley M.J., Pav	Investigation of pedestrian walking loads on a cable stayed footbridge using modal te	IMAC-XVII Proceedings	1999	referat	próbne obc
93	o	51	Hassan M., Burd	Analysis and Evaluation of Bridge Behavior Under Static Load Testing Leading to Be	Fourth International Bridge Engineer	1995	artykuł	próbne obc
125	o	54	Hołowaty J.	Próbne obciążenie jako element diagnostyki obiektu mostowego	I Sympozjum Diagnostyka i badania	2001	referat	próbne obc
137	o	55	Hołowaty J.	Sposób oceny rezerw nośności starych mostów dźwigarowych	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	próbne obc
129	o	66	Karlikowski J., S	Badania mostu zespolonego pod próbnym obciążeniem statycznym i dynamicznym	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	próbne obc
104	o	68	Kawecki J.	Perspektywy rozwoju diagnostyki budowli	Inżynieria i Budownictwo 9/1998	1998	artykuł	próbne obc
128	o	72	Kmita J., Kamiń	Problemy próbnych obciążeń budowli mostowych	Prace Naukowe Instytutu Inżynierii L	1975	referat	próbne obc
105	o	74	Ko W.J., Hung C	Extraction of structural system matrices from an identified state-space system using	Journal of Sound and Vibration (200	2002	artykuł	próbne obc
48	o	77	Kużawa M., Cruz	Analysis and fatigue evaluation of Pinhao Bridge in Portugal	Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty st	2008	książka	próbne obc
106	o	81	Liang D.	CIE 616 - Experimental methods in structure engineering	University at Buffalo, 1999	1999	książka	próbne obc
130	o	83	Łagoda M.	Zagadnienia próbnych obciążeń w diagnostyce mostów	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	próbne obc
165	o	84	Łagoda M., Wier	Nowe stale konstrukcyjne dla mostownictwa	Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty st	2008	książka	próbne obc
27	o	85	Łaziński P.	Rzeczywista sztywność konstrukcji przęsła w próbnych obciążeniach	Wrocławskie Dni Mostowe, Technol	2006	książka	próbne obc
28	o	86	Łaziński P.	Doświadczalna identyfikacja właściwości dynamicznych trzech różnych konstrukcji m	Wrocławskie Dni Mostowe, Kładki dl	2007	książka	próbne obc
31	o	87	Łaziński P.	Współpraca płyty chodnikowej z betonowym ustrojem nośnym	V Ogólnopolska Konferencja Mostow	2008	książka	próbne obc
32	o	88	Łaziński P.	Rzeczywista sztywność dwubelkowych trapezowych mostów betonowych	Badania statutowe BK-247/RB-3/200	2006	ksero	próbne obc
33	o	89	Łaziński P.	Wyznaczenie rzeczywistych czasowych rozkładów cech betonu w konstrukcjach mos	Badania własne BW-422/RB-3/2007	2007	ksero	próbne obc
26	o	90	Łaziński P., Rad	Wpływ dodatkowych elementów na sztywność konstrukcji przęsła	IV Ogólnopolska Konferencja Mostor	2005	książka	próbne obc
29	o	91	Łaziński P., Sala	Experimental identification of the dynamic properties of Tyree diffrent footbridge struc	Thirs International Conference, Foot	2008	ksero	próbne obc
30	o	92	Łaziński P., Sala	Badania odbiorcze Śląskich kładek dla pieszych	Magazyn Drogi, 10/2008, s. 75-81	2008	ksero	próbne obc
34	o	93	Łaziński P., Wes	Wyznaczenie rzeczywistych czasowych rozkładów cech betonu dla modelowania i pl	Projekt badawczy promotorski N506	2008	ksero	próbne obc
79	o	96	Machelski C., Bi	W sprawie próbnych obciążeń mostów z betonu sprężonego	Inżynieria i Budownictwo 2/2000	2000	artykuł	próbne obc
80	o	97	Machelski C., Bi	Ocena mostu drogowego w Opolu na podstawie próbnego obciążenia	Inżynieria i Budownictwo 9/2000	2000	artykuł	próbne obc
9	o	100	Madaj A., Wołow	Budowa i utrzymanie mostów	WKŁ, Warszawa 2007	2007	książka	próbne obc
82	o	104	Maliszkiewicz P.	Spostrzeżenia wykonawcy obiektów mostowych na odcinku autostrady A4	Inżynieria i Budownictwo 11/2001	2001	artykuł	próbne obc
127	o	105	Mańko Z.	Badania sprężonego przęsła mostu drogowego nad rzeką Nysa Kłodzka w ciągu ulicy	I Sympozjum Diagnostyka i badania	2001	referat	próbne obc
136	o	110	Olaszek P., Łago	Badania w trakcie budowy i odbioru mostu Siekierkowskiego w Warszawie	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	próbne obc
132	o	111	Opilski Z., Salan	Wykorzystanie kamery cyfrowej do pomiarów statycznych i dynamicznych przemiesz	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	próbne obc
91	o	113	Paczkowska T.,	Ocena wiarygodności wyników obciążeń próbnych wiaduktu o konstrukcji zespolonej	XLVIII Konferencja Naukowa Komite	2002	artykuł	próbne obc
110	o	136	Rybak M.	W sprawie próbnych obciążeń mostów	Drogownictwo 12/99	1999	artykuł	próbne obc
126	o	137	Rybak M.	O pożytkach z doświadczeń i badań na konstrukcjach mostowych	I Sympozjum Diagnostyka i badania	2001	referat	próbne obc
133	o	138	Rybak M.	Badania mostów norma A EN 1990	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	próbne obc
111	o	139	Ryżyński A.	Badania konstrukcji mostowych	WKŁ, Warszawa 1983	1983	książka	próbne obc
135	o	145	Syguła S.	Badania mostów betonowych	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	próbne obc
112	o	151	Weseli J.	Teoretyczne podstawy opisu i analizy uogólnionego modelu układu most - środowisko	Zeszyty Naukowe Politechniki Śląski	1987	książka	próbne obc
113	o	152	Weseli J.	Teoretyczne wyznaczanie zmęczeniowej funkcji Wohlera dla zmodyfikowane metody	XXX Konferencja Naukowa Komitetu	1984	referat	próbne obc
114	o	153	Weseli J.	Przewidywanie cykli naprężenia i trwałości zmęczeniowej mostów	XXIX Konferencja Naukowa Komitet	1983	referat	próbne obc
115	o	154	Weseli J.	Ogólny przypadek obciążenia dowolnego ustroju mostowego układem nieinercyjnych	XXVII Konferencja Naukowa Komitet	1981	referat	próbne obc
116	o	155	Weseli J.	Funkcja obciążenia mostów drogowych w modelu probabilistycznym	XXVII Konferencja Naukowa Komitet	1981	referat	próbne obc
117	o	156	Weseli J.	Wyznaczenie nacisku osi samochodu wjeżdżającego na most przez nierówność prog	Archiwum Inżynierii Lądowej - Tom X	1968	artykuł	próbne obc
118	o	157	Weseli J., Radzi	Modelowanie losowego procesu obciążenia dowolnego mostu	II Konferencja Bezpieczeństwo Budo	1982	referat	próbne obc
40	o	169	Żółtowski K., Wa	Cable stayed bridge over Vistula river in Plock. Dynamic analysis and site test	Bridge: proceedings of the Internatio	2006	książka	próbne obc

3.2.3 Modele obliczeniowe

W procesie projektowania obiektów mostowych jak również na etapie próbnych obciążeń do obliczeń statycznych i analizy wyników współczesny inżynier wykorzystuje komputerowe systemy wspomagające projektowanie, umożliwiając numeryczną analizę konstrukcji. W pracy tej analizę teoretyczną przeprowadzono metodą elementów skończonych (MES) w środowisku programu Autodesk Robot Structural Analisys Professional 2010 [5] [133]. Do odwzorowania rzeczywistej konstrukcji badanego ustroju nośnego wykorzystywano podstawy teoretyczne opisane w [27] [33] [49] [70] [73] [166]. Opis klas modeli (zbudowano dziewieć) był zgodny z propozycją autorów pracy [73].

Przykładowe modele obliczeniowe różnych typów obiektów mostowych i elementów konstrukcyjnych przedstawiają autorzy prac [18] [19] [23] [28] [32] [61] [65] [94] [101] [103] [115] [142] [143] [168]. Współczesne możliwości analizy statycznej i dynamicznej obiektów mostowych przedstawił autor pracy [168], podkreślając konieczność weryfikacji przez analityczne rozwiązania ścisłe lub próbne obciążenia.

Natomiast autor pracy [6] omawiając zagadnienie modelowania obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji zauważa, że ostatecznym rezultatem procesu projektowania jest obiekt przekazywany do eksploatacji. Stwierdza również, że w zagadnieniach zarządzania eksploatacją infrastruktury mostowej przedmiotem modelowania są rzeczywiste obiekty, a ich numeryczne modele są wykorzystywane w procesie podejmowania decyzji oraz nadzoru nad realizacją działań utrzymaniowych. Taka samą sytuację mamy w procesie przeprowadzania przeprowadzania próbnych obciążeń, gdzie powinniśmy dążyć do adekwatnego modelu obliczeniowego, uzyskując dużą zgodność wyników teoretycznych i rzeczywistych.

Podczas projektowania złożonych konstrukcji o dużej rozpiętości przęseł projektanci na tym etapie stosują uproszczone modele obliczeniowe [61], umożliwiając szybkie wprowadzanie korekt projektowych. Ich weryfikacja odbywa się dopiero na etapie próbnych obciążeń.

Sposoby dyskretyzacji układów płytowo-belkowych na przykładzie trójprzęsłowego mostu drogowego przedstawili autorzy pracy [23]. Podobną analizę różnych modeli obliczeniowych na przykładzie stropu płytowo-żebrowego opisał autor w pracy [143].

Tab. 3-3 Uproszczony raport z bazy zgromadzonej literatury (modele obliczeniowe)

ID	X	Lp	Nazwiska	Tytuł	Publikacja	Rok	Forma	Klucze
184	o	5	Autodesk	Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Podręcznik użytkownika, Robot	Kraków	2010	książka	modele
181	o	6	Bień J.	Modelowanie obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji	Oficyna Wydawnicza Politechniki W	2002	książka	modele
16	o	18	Biliszczuk J.	Mosty podwieszone	Arkady, Warszawa 2005	2005	książka	modele
20	o	19	Biliszczuk J. i in	Projektowanie stalowych kładek dla pieszych	DWE, Wrocław 2007	2007	książka	modele
124	o	23	Budka E., Loren	Sposoby dyskretyzacji układów płytowo-belkowych na przykładzie trójprzęsłoweg	I Sympozjum Diagnostyka i badani	2001	referat	modele
21	o	27	Chmielewski T.,	Podstawy dynamiki budowli	Arkady, Warszawa 1998	1998	książka	modele
43	o	28	Chróścielewski J	Modelowanie konstrukcji mostowych - obliczenia i weryfikacja "in situ"	Rozdział 4 pracy pod redakcją nau	2007	książka	modele
41	o	32	Chróścielewski J	Modelowanie konstrukcji mostowych w świetle badań	51 Konferencja Naukowa Komitetu	2005	książka	modele
39	o	33	Chudzikiewicz A	Statyka Budowli	Wydawnictwo PWN, Warszawa 19	1976	książka	modele
13	o	43	Furtak K.	Mosty zespolone	PWN, Warszawa Kraków 1999	1999	książka	modele
76	o	44	Furtak K.	Ocena stanu zarysowania żelbetowych belek mostowych o poszerzonych środnik	Inżynieria i Budownictwo 1-2/2004	2004	artykuł	modele
166	o	49	Hambly E. C.	Bridge Deck Behaviour	E & FN Spon, London and New Yo	1991	książka	modele
36	o	61	Jędrzejek S., Gd	Modelowanie statyczne skomplikowanych konstrukcji inżynierskich	V Ogólnopolska Konferencja Mosto	2008	książka	modele
19	o	65	Karlikowski J., M	Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe	WKŁ, Warszawa 2007	2007	książka	modele
17	o	70	Klasztorny M.	Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi	Wydawnictwo Naukowo-Techniczn	2005	książka	modele
164	o	73	Kmita J., Bień J	Komputerowe wspomaganie projektowania mostów	WKŁ, Warszawa 1989	1989	książka	modele
18	o	94	Machelski C.	Obliczanie mostów z betonowych belek prefabrykowanych	DWE, Wrocław 2006	2006	książka	modele
10	o	101	Madaj A., Wołov	Mosty betonowe	WKŁ, Warszawa 2002	2002	książka	modele
139	o	103	Makowski A., Ne	Badania i obliczanie sztywności drewnianych dźwigarów	Inżynieria i Budownictwo 10/2008	2008	referat	modele
94	o	115	Pięciorak E.	Model numeryczny belki z falistym środnikiem	Zeszyt Naukowy Politechniki Śląsk	2006	artykuł	modele
108	o	133	Robot Millennium	Robot Millennium 21.0 Podręcznik użytkownika	RoboBAT, Kraków 2008	2008	książka	modele
95	o	142	Smarzewski P.	Numeryczna analiza niesprężystej belki żelbetowej	Zeszyt Naukowy Politechniki Śląsk	2006	artykuł	modele
140	o	143	Starosolski W.	O modelowaniu belek w stropach płytowo-żebrowych	Inżynieria i Budownictwo 10/2008	2008	referat	modele
23	o	166	Zienkiewicz O.	Metoda elementów skończonych	Arkady, Warszawa 1972	1972	książka	modele
38	o	168	Żółtowski K.	Współczesne możliwości analizy statycznej i dynamicznej mostów stalowych	Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty s	2008	książka	modele

3.2.4 Teoria betonu

Część pracy doktorskiej poświęcona jest możliwie bliskim „rzeczywistości" określeniu cech fizycznych betonu. Znajomość rzeczywistej wytrzymałości betonu, a w szczególności modułu sprężystości w chwili badania obiektów betonowych pod próbnym obciążeniem pozwala uzyskać lepszą zgodność wyników teoretycznych i rzeczywistych, a więc między innymi prawidłowo weryfikować model obliczeniowy.

W pracy wykorzystano informacje o podstawowych właściwościach betonu zawarte przede wszystkim w książce A. M. Neville [109]. Uzupełnienie tych informacji zaczerpnięto w pracach [34] [36] [37] [40] [41] [58] [69] [75] [78] [80] [129] [147] [167]. Propozycje zawarte w normie PN-EN 206-1 [116] wraz z komentarzem autorów pracy [34] były podstawą do określania cech betonu na podstawie wyników badań niszczących betonu.

Przy wyznaczaniu wytrzymałości betonu na ściskanie stosowano zalecenie opisane w normie PN-EN 206-1 [116] i jej komentarzu [34]. W pracach [56] [71] [76] [102] [114] [141] opisano między innymi wpływ smukłości próbek na wytrzymałość betonu podczas ściskania w jednoosiowym stanie naprężeń. Przedstawiono wyniki wytrzymałości na ściskanie betonów z cementów różnych klas po 2 i 28 dniach dojrzewania oraz w zależności od różnego stosunku wodno - cementowego.

Autor pracy [2] uznał domieszki za najważniejsze składniki nowoczesnych betonów, a ich stosowanie są kluczowe w poprawie właściwości świeżego i stwardniałego betonu. Naukową metodę ustalania składu mieszanki betonowej zaprezentował autor pracy [78], a trwałość betonów wysokich wytrzymałości i jego właściwości opisano w [48] [144].

Badania własne pokazały istotny wpływ sposobu pielęgnacji próbek betonu (w stanie rzeczywistym i przechowywane w wodzie) na wytrzymałość betonu. Autorzy pracy [22] opisali wpływ warunków wilgotnościowych środowiska na ugięcia zginanych elementów betonowych zbrojonych podłużnie.

W pracy przy planowaniu sposobu pielęgnacji próbek betonu w okresie zimowym wykorzystano doświadczenia zawarte w artykułach [26] [38] i książce [135].

Wpływ czasu na mosty żelbetowe i z betonu sprężonego szeroko zostały opisane przez autora pracy [39]. W artykule stwierdzono, że dopiero łączne rozpatrywanie zjawisk takich jak wpływ czasu, wytrzymałość zmęczeniowa betonu, oddziaływanie środowiska zewnętrznego i wpływ cech reologicznych pozwala dojrzeć złożoność zachowania się konstrukcji mostowych.

Naturalne zjawiska termiczne w mostach zaczerpnięto z książki [167], a także z artykułu [52]. W pracy skorzystano z wyników badań doświadczalnych betonu opisanych w pracach [35] [53] [63] [64] [79] [95] [99] [132] [146] [163], gdzie opisano między innymi współczesne możliwości laboratorium badawczego materiałów i konstrukcji budowlanych, metody badań i spostrzeżenia z otrzymanych wyników.

Tab. 3-4 Uproszczony raport z bazy zgromadzonej literatury (teoria betonu)

ID	X	Lp	Nazwiska	Tytuł	Publikacja	Rok	Forma	Klucze
173	o	1	ACI	ACI Committee 318-05, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills 2009			ksero	beton
55	o	2	Aitcin P.	Domieszki: najważniejszy składnik nowoczesnego betonu	Cement-Wapno-Beton 5/2006	2006	artykuł	beton
61	o	22	Bogucka J., Uryg	Wpływ warunków wilgotnościowych środowiska na ugięcia zginanych elementów bet	Inżynieria i Budownictwo 5/2004	2004	artykuł	beton
73	o	26	Ceglarska A.	Wpływ zamrożenia młodego betonu na jego właściwości po 28 dniach dojrzewania	Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskie	2008	artykuł	beton
3	o	34	Czarnecki L. i inn	Beton według normy PN-EN 206-1 -komentarz-	Polski Cement, Kraków 2007	2007	książka	beton
63	o	35	Czkwianianc A.	Laboratorium badawcze materiałów i konstrukcji budowlanych w Politechnice Łódzkie	Inżynieria i Budownictwo 11/2006	2006	artykuł	beton
162	o	36	EN	EN 1992. Eurocode 2: Design of concrete structures (projektowanie konstrukcji z betonu)		2004	norma	beton
14	o	37	EuroCode No.4	Desing of Composite Steel and Concrete Structures; Part 1-1: General Rules and Ru	European Committee for Standardiz	1992	norma	beton
57	o	38	Fiertak M., Strys	Dodatek pyłu krzemionkowego a odporność na mróz betonów cementowych	Cement-Wapno-Beton 6/2005	2005	artykuł	beton
69	o	39	Flaga K.	Wpływ czasu na mosty żelbetowe i z betonu sprężonego	Inżynieria i Budownictwo 6/1997	1997	artykuł	beton
144	o	40	Flaga K.	Pełzanie betonu według Eurokodu 2	Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002	2002	referat	beton
146	o	41	Flaga K.	Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych	Seria Inżynieria Lądowa. Monografia	2004	książka	beton
65	o	48	Grodzicka A.	Trwałość BWW na przykładzie konstrukcji mostowych	Cement-Wapno-Beton 3/2003	2003	artykuł	beton
145	o	52	Helowicz A.	Rozkład temperatury twardnienia betonu w masywnych elementach obiektu mostowe	Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002	2002	referat	beton
64	o	53	Hoła J.	Wpływ czynników technologicznych i eksploatacyjnych na poziom naprężeń inicjujący	Cement-Wapno-Beton 2/2001	2001	artykuł	beton
143	o	56	Instrukcja	Instrukcja 194/98. Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonywanych	Instytut Techniki Budowlanej, Warsz	1998	instrukcja	beton
59	o	58	Jamrozy Z.	O rozwoju betonu w XXI wieku	Inżynieria i Budownictwo 5/2002	2002	artykuł	beton
182	o	60	Japan Society of	Standard Specification for Desing and Construction of Concrete Structures (JSCE S	Tokyo	2009	norma	beton
62	o	63	Karaś S.	O badaniach betonu mostów metodami "pull-off" i "pull-out"	Inżynieria i Budownictwo 7/2004	2004	artykuł	beton
138	o	64	Karaś S.	Uwagi o badaniach betonu mostów przy zastosowaniu metod PULL-OFF i PULL-OU	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	beton
2	o	69	Kiernożycki W.	Betonowe konstrukcje masywne	Polski Cement, Kraków 2003	2003	książka	beton
68	o	71	Klemczak B.	Badania wytrzymałości młodego betonu w stanie trójosiowego ściskania	Cement-Wapno-Beton 6/2006	2006	artykuł	beton
54	o	75	Kon E.	PN- EN 12390 : 2001 " Badania betonu"	Cement-Wapno-Beton 3/2002	2002	artykuł	beton
53	o	76	Kubissa J., Kope	O wskaźnikach zmienności wytrzymałości współczesnych betonów konstrukcyjnych	Inżynieria i Budownictwo 4/2001	2001	artykuł	beton
58	o	78	Larrard F.	Naukowa metoda ustalania składu mieszanki betonowej	Cement-Wapno-Beton 1/2005	2005	artykuł	beton
72	o	79	Lewandowski S.	Odkształcalność betonów wysokiej wytrzymałości w żelbetowych elementach zginach	Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskie	2004	artykuł	beton
49	o	80	Lewicki B. i inni	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2(	Instytut Techniki Budowlanej, Warsz	2005	książka	beton
75	o	95	Machelski C.	Ocena prawdopodobieństwa zarysowania mostów belkowych z betonu sprężonego	Inżynieria i Budownictwo 3/2003	2003	artykuł	beton
131	o	99	Madaj A.	Wyniki badań jakości betonu w szeregu obiektów inżynierskich	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	beton
170	o	102	Majewski S., Wa	Numeryczna ocena badań wytrzymałościowych betonu	Księga Referatów XLI Konferencji N	1995	referat	beton
1	o	109	Neville A.M.	Właściwości Betonu - Wydanie Czwarte	Polski Cement, Kraków 2000	2000	książka	beton
74	o	112	Orzechowska M.	Wpływ szybkości przyrostu obciążenia na charakterystykę naprężenie-odkształcenie	Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskie	2008	artykuł	beton
56	o	114	Piasta W., Góra	Wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie betonów zwykłych i wysokowartościowych z	Cement-Wapno-Beton 3/2006	2006	artykuł	beton
149	o	129	Radomski W.	Czy beton ma przyczłość w mostownictwie?	Budownictwo, Technologie, Architek	2003	artykuł	beton
60	o	132	Rajski O., Rowiń	Doświadczenia ze stosowania betonu klasy B60 na budowie estakady we Wrocławiu	Inżynieria i Budownictwo 10/2002	2002	artykuł	beton
5	o	135	Rusin Z.	Technologia betonów mrozoodpornych	Polski Cement, Kraków 2002	2002	książka	beton
134	o	141	Skrzypczak I., W	Metody statystycznej kontroli jakości betonu na podstawie badań wytrzymałości na śc	II Sympozjum Diagnostyka i badania	2003	referat	beton
67	o	144	Starzyk K.	Wpływ rodzaju cementu na właściwości BWW z kruszywa bazaltowego	Cement-Wapno-Beton 5/2006	2006	artykuł	beton
71	o	146	Szydłowski R.	Odkształcenia betonu sprężonego w młodym wieku	Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskie	2005	artykuł	beton
6	o	147	Śliwiński J.	Beton zwykły - projektowanie i podstawowe właściwości	Polski Cement, Kraków 1999	1999	książka	beton
169	o	163	Wyniki badań	Wyniki badań betonu ustroju nośnego przebudowanego mostu nad rzeką Liswartą w			ksero	beton
22	o	167	Zobel H.	Naturalne zjawiska termiczne w mostach	WKŁ, Warszawa 2003	2003	książka	beton

3.2.5 Moduł sprężystości betonu

W pracy wykorzystano podstawowe informacje dotyczące modułu sprężystości betonu na podstawie prac [3] [4] [25] [62] [107] [140]. Opisano w nich idealizowane wykresy naprężenie – odkształcenie przy ściskaniu stosowane do analizy konstrukcji betonowych według Eurokodu 2, ogólne założenia „paraboli madryckiej" oraz według normy [62]. Analizy siecznego i stycznego modułu sprężystości betonu wyznaczano w pracy zgodnie z propozycją Eurokodu 2 [36].

Wpływ wieku betonu na wytrzymałość i pośrednio na moduł sprężystości betonu określano z wykorzystaniem zaleceń normy [36], a także korzystając z opracowań [3] [4] [20].

Dodatkowo w pracy uwzględniono wpływ rodzaju kruszywa na wartość modułu sprężystości betonu zgodnie z zaleceniami Eurokodu 2 [36]. Wpływ ten opisany został również w pracach [3] [4] [21] [45] [46] [37].

Przedstawiono w pracy sześć propozycji prognozowania wartości modułu sprężystości betonu na podstawie wytrzymałości po 28 dniach dojrzewania w warunkach laboratoryjnych. Moduł sprężystości betonu w funkcji wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa wyznaczano według następujących propozycji: Eurokodu 2 [36], CEB-FIP Model Code 1990 [25], L.J. Parrott [57], ACI Committee [1], Japan Society of Civil Engineering Standard [60] oraz według autorów Bogucka J. Grabiec-Mizera T. i Mroczkowski M. [20].

Tab. 3-5 Uproszczony raport z bazy zgromadzonej literatury (moduł sprężystości betonu)

ID	X	Lp	Nazwiska	Tytuł	Publikacja	Rok	Forma	Klucze
11	o	3	Ajdukiewicz A., I	Betonowe konstrukcje sprężone	Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, (	2001	książka	moduł spr
15	o	4	Ajdukiewicz A., I	Konstrukcje z betonu sprężonego	Polski Cement, Kraków 2008	2008	książka	moduł spr
50	o	20	Bogucka J., Gra	Prognozowanie wartości modułu sprężystości betonu w funkcji wieku materiału	Cement-Wapno-Beton 3/2000	2000	artykuł	moduł spr
51	o	21	Bogucka J., Gra	Wpływ rodzaju kruszywa na moduł sprężystości betonów konstrukcyjnych	Cement-Wapno-Beton 1/2000	2000	artykuł	moduł spr
171	o	25	CEB-FIP	CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford Services Ltd, London 1993		1993	ksero	moduł spr
4	o	45	Furtak K., Śliwiń	Materiały budowlane w mostownictwie	WKŁ, Warszawa 2004	2004	książka	moduł spr
52	o	46	Góra J., Piasta W	Moduł sprężystości betonów zwykłych i wysokowartościowych w zależności od rodza	Inżynieria i Budownictwo 8/2005	2005	artykuł	moduł spr
24	o	62	Jóźwiak J., Klisz	Zasady projektowania konstrukcji żelbetowych na podstawie PN-B-03264:1999	Arkady, Warszawa 2001	2001	książka	moduł spr
25	o	107	Mierzwa J.	Podstawy projektowania konstrukcji z betonu w ujęciu PN-B-03264:1998 w świetle E	ITB, Puławy 1998, Materiały konfere	1998	książka	moduł spr
12	o	140	Sekcja Konstruk	Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2	DWE, Wrocław 2006	2006	książka	moduł spr

3.2.6 Wyposażenie mostów

Wyposażenie mostów ma istotny wpływ na trwałość i bezpieczeństwo użytkowe obiektów mostowych. Zagadnienie to jest szeroko omawiane na cyklicznych konferencjach organizowanych przez Politechnikę Śląską [106]. Autor pracy [164] zestawił aktualne rozwiązania stosowanego wyposażenia obiektów.

W pracy wykorzystano Katalog Detali Mostowych [67], które proponowane rozwiązania konstrukcyjne są w praktyce stosowane na budowanych obecnie w Polsce obiektach mostowych.

Wpływ współpracy płyty chodnikowej z ustrojem nośnym został zauważony i częściowo teoretycznie wyznaczony przez autorów prac [98] [148].

Tab. 3-6 Uproszczony raport z bazy zgromadzonej literatury (wyposażenie mostów)

ID	X	Lp	Nazwiska	Tytuł	Publikacja	Rok	Forma	Klucze
176	o	59	Jankowiak I., W	Analiza przyczyn powstania zarysowań kap chodnikowych i gzymsów na wybrany	IV Ogólnopolska Konferencja Most	2005	książka	wyposażenie
178	o	67	Katalog	Katalog Detali Mostowych	Biuro Projektowo-Badawcze Dróg i	2002	ksero	wyposażenie
37	o	98	Machelski C., T	Podatność zespolenia dźwigarów mostu stalowego z uwzględnieniem wyposażen	Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty s	2008	książka	wyposażenie
175	o	106	Materiały	Materiały z cyklicznych Ogólnopolskich Konferencji Mostowców, Konstrukcja i Wyposażenie Mostów, Główny Organi		2008	książka	wyposażenie
177	o	148	Toczkiewicz R.	Wpływ elementów niekonstrukcyjnych na sztywność mostowych dźwigarów stalo	Drogownictwo, nr 6-7/2008	2008	artykuł	wyposażenie
35	o	164	Wysokowski A.	Wyposażenie mostów, tradycja i nowoczesność - teoria i praktyka	V Ogólnopolska Konferencja Most	2008	książka	wyposażenie

3.2.7 Badania

Zestawione w pracy wyniki przebadanych obiektów mostowych [130] [131] [150][158] [159][160] [161] [162] były wykonywane z udziałem autora rozprawy. Standardowe wyniki badań betonu przedstawiono na podstawie raportów [108] [163], przekazanych przez wykonawcę obiektów.

W celach poznawczych oraz obserwacji zmian zachodzących we wnętrzu betonowego ustroju nośnego i płyty chodnikowej wykonano system pomiarowy do rejestracji ciągłej odkształceń betonu, temperatury oraz naprężeń z wykorzystaniem urządzeń pomiarowych opisanych w [149].

Tab. 3-7 Uproszczony raport z bazy zgromadzonej literatury (badania własne)

ID	X	Lp	Nazwiska	Tytuł	Publikacja	Rok	Forma	Klucze
183	o	108	MSF	Badania wytrzymałości betonu na odcinku autostrady A4 Kleszczów-Sośnica	Gliwice	2005	ksero	badania
154	o	130	Radziecki A., Sa	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Iłowa-	Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach	2005	dokument	badania
159	o	131	Radziecki A., Sa	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Węze	Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach	2009	dokument	badania
167	o	149	Urządzenia	Urządzenia pomiarowe GEOKON	NeoStrain Technologie pomiarowe K	2008	ksero	badania
158	o	150	Wazowski M., S	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Węze	Aspekt Spółka z o.o. w Jaworznie, C	2008	dokument	badania
152	o	158	Weseli J., Radzi	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Kleszc	Zakład Mostów Wydział Budownictw	2004-2	dokument	badania
153	o	159	Weseli J., Radzi	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Konin-	Zakład Mostów Wydział Budownictw	2005	dokument	badania
155	o	160	Weseli J., Radzi	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na obwodnicy Sko	Zakład Mostów Wydział Budownictw	2007	dokument	badania
156	o	161	Weseli J., Radzi	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku B Wyl	Zakład Mostów Wydział Budownictw	2007-2	dokument	badania
157	o	162	Weseli J., Radzi	Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Węze	Zakład Mostów Wydział Budownictw	2008	dokument	badania

4. BADANIA WŁASNE

4.1 WPROWADZENIE

Zespół Zakładu Mostów Politechniki Śląskiej w Gliwicach ma długą tradycję badań pod próbnym obciążeniem obiektów mostowych. Do prac tych włączyłem się od 2004 roku. W tym czasie wykonano, wraz z zespołem, ponad 100 odbiorczych badań statycznych i dynamicznych mostów różnych typów i wielkości. Wśród nich były między innymi trzy mosty dla pieszych o nietypowej konstrukcji, na których zastosowano różnorodne metody wymuszeń i analizy zarejestrowanego sygnału, cztery obiekty kolejowe, jak również nowe obiekty autostradowe i przebudowywane mosty istniejące. Najliczniejszą grupą przebadanych obiektów stanowiły autostradowe wiadukty o sprężonym ustroju nośny składających się z dwóch belek trapezowych połączonych płytą pomostową. Z uwagi na systematycznie pojawiające się rozbieżności w wynikach teoretycznych i otrzymanych z badań, zdecydowano się na wyjaśnienie wpływów powodujących wzrost rzeczywistej sztywności przęseł, które ma praktyczne zastosowanie w interpretacji otrzymywanych wyników. Różnice tych wyników występują w betonowych konstrukcjach, więc zdecydowano się na badania niszczące betonów o recepturze stosowanej w konstrukcjach mostowych. Analiza miała na celu określenie zmian cech betonów w czasie oraz wpływu zastosowanego rodzaju kruszywa. Dodatkowo celem szerszych badań było określenie wpływu wyposażenia na zmianę sztywności ze szczególnym zwróceniem uwagi na kapy chodnikowe o powszechnie stosowanym zakotwieniu z ustrojem nośnym. W tym celu wytypowano reprezentatywny obiekt, który poddano badaniom pod próbnym obciążeniem w trzech etapach budowy, którym towarzyszyły badania niszczące betonu. W dalszej części pracy przedstawiono wyniki wszystkich badań własnych wraz z analizą.

4.1.1 Próbne obciążenia statyczne typowego mostowego ustroju nośnego

Zgodnie z normami [127], [125] typowy projekt próbnego obciążenia statycznego wieloprzęsłowych ustrojów nośnych obejmuje:

- Wyznaczenie ekstremalnych wartości momentów zginających w przęsłach oraz dodatkowo nad podporami pośrednimi. W obliczeniach statycznych uwzględnia się tylko obciążenia użytkowe [122], [126], charakterystyczne bez współczynnika obciążenia (γ_f) oraz współczynnika dynamicznego (φ).
- Wykonanie obliczeń statycznych (momentów zginających i ugięć) dla przyjętych schematów obciążenia, w celu doboru samochodów próbnych i ich ustawień z warunku maksymalnie dopuszczalnego obciążenia (2.2.2) przęsłowego i przekrojów podporowych.
- Określenie zakresu, metod i harmonogramu pomiarów podczas badań, służących ocenie podstawowych parametrów sztywności i nośności konstrukcji.

Przedstawiony zakres takiego opracowania wymaga posiadanie aktualnej dokumentacji technicznej budowanego obiektu, na podstawie którego w oparciu o normy [122], [125], [126], [127] i informacje sporządza się projekt próbnego obciążenia statycznego.

4.1.1.1 Środki obciążające konstrukcję

Każdorazowo wybór środków obciążających musi być skonsultowany ze zleceniodawcą. Jako obciążenie próbne drogowych obiektów mostowych, zgodnie z propozycją zamawiającego, przyjmuje się samochody ciężarowe o schematach odpowiadających danemu typowi pojazdów. Środki obciążające muszą być skontrolowane w zakresie następujących parametrów:

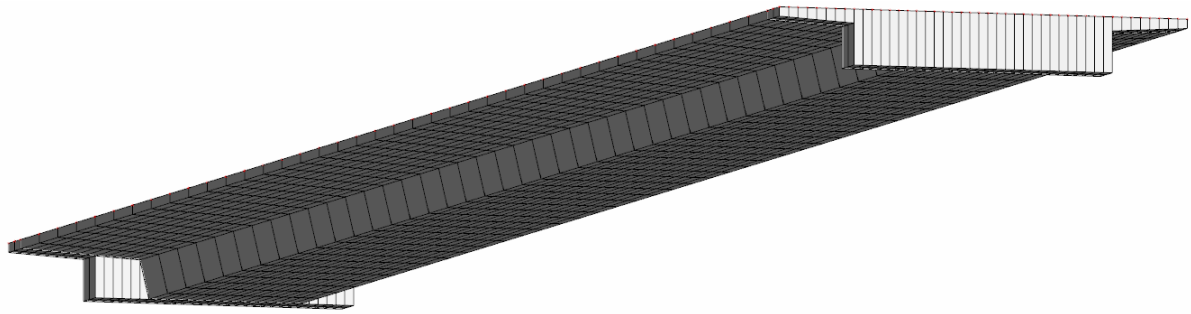
- Typ pojazdu.
- Rozstaw osi kół.

- Rozkład obciążenia na poszczególne osie.

Masy całkowite samochodów biorących udział w obciążeniu, potwierdza się protokołami ważenia.

4.1.1.2 Modele obliczeniowe konstrukcji

Obliczenia statyczne typowych ustrojów nośnych wykonane zostały programem opartym na metodzie elementów skończonych (MES). W większości komercyjnych systemów MES dostępne są przestrzenne elementy belkowe, kratowe, cięgnowe, tarczowe, płytowe, powłokowe, bryłowe i brzegowe. Modele numeryczne budowane dla celów obliczeń statycznych badanych konstrukcji mostowych dobiera się w zależności od rodzaju rozwiązania konstrukcyjnego oraz poszukiwanych wielkości (Rys. 4-1).



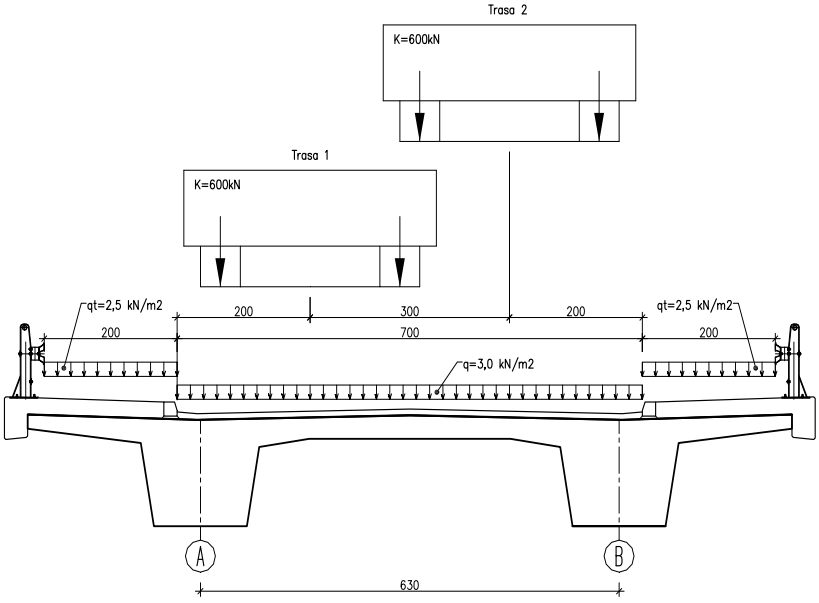
Rys. 4-1 Wizualizacja modelu numerycznego typowego wiaduktu autostradowego

Obliczeniowy model numeryczny dla potrzeb badań terenowych (MOPW) składa się z modelu geometrii, obciążenia i materiału. Model geometrii w projekcie próbnego obciążenia oparty jest na projekcie wykonawczym, a w przypadku istotnych zmian na powykonawczej dokumentacji. Model materiału oparty jest o normowe właściwości materiału, z którego ustój nośny jest wykonany. Model obciążenia wykonuje się w oparciu o zatwierdzone pojazdy z potwierdzonymi rozstawami kół i masami. Analiza adekwatnych modeli obliczeniowych zostanie przeprowadzona w dalszej części pracy.

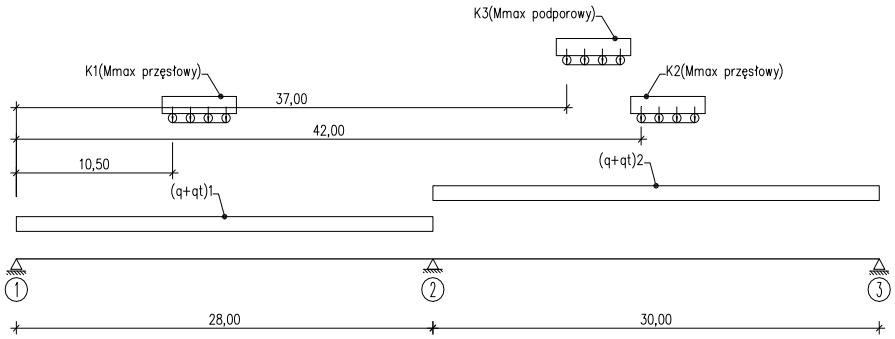
4.1.1.3 Schematy obciążeń normowych

Za pomocą utworzonego modelu obliczeniowego wykonuje się obliczenia określające wartości największych momentów zginających od użytkowych obciążeń normowych [126], z którymi porównuje się momenty wywołane schematami obciążenia próbnego.

Zakłada się analizę schematów przęsłowych i podporowych w ilości odpowiadającej badanym przęsłom oraz przekrojów podporowych. Jako obciążenie normowe drogowych obiektów przyjmuje się pojazd (*K)* oraz tabor (*q)* rozłożony na szerokości jezdni o wartościach odpowiadających projektowanej klasie obciążenia [126]. Dodatkowo na szerokości chodników dla pieszych przyjmuje się tłum pieszych (q_t). Przykładowe rozmieszczenie obciążenia normowego w przekroju poprzecznym i podłużnym drogowego wiaduktu autostradowego przedstawiono na Rys. 4-2 i Rys. 4-3.



Rys. 4-2 Przykładowe rozmieszczenie obciążenia normowego w przekroju poprzecznym



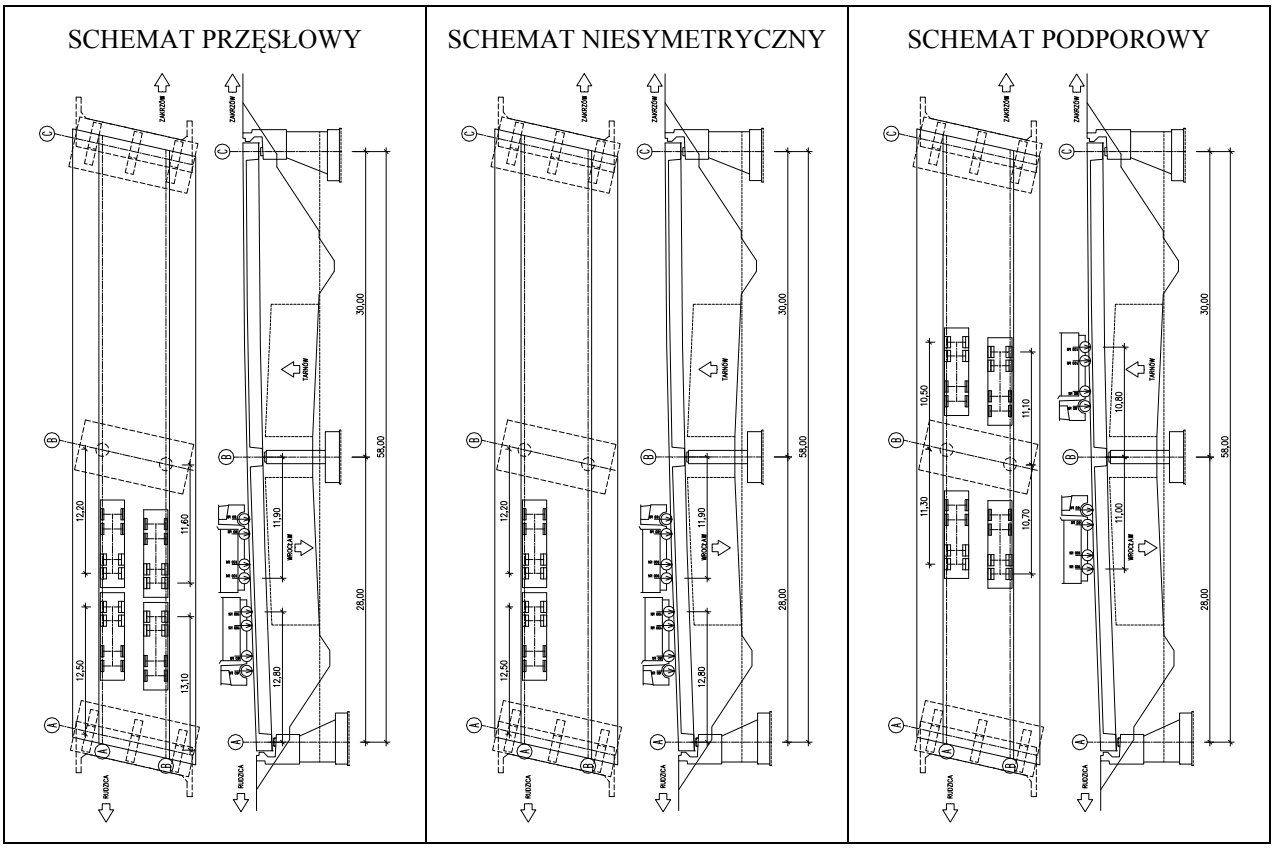
Rys. 4-3 Przykładowe rozmieszczenie obciążenia normowego w przekroju podłużnym

Otrzymane wartości momentów oraz ugięć od charakterystycznych obciążeń normowych bez współczynnika dynamicznego zestawia się w tabeli.

4.1.1.4 Schematy obciążeń próbnych przęseł

Wykorzystując utworzony model obliczeniowy wykonuje się obliczenia określające wartości momentów zginających od poszczególnych schematów obciążenia próbnego, które porównuje się z momentami charakterystycznymi od obciążeń normowych, opisanych w (4.1.1.3).

Zakłada się realizację podstawowych schematów przęsłowych, dobranych z warunku maksymalnego obciążenia przekroju przęsłowego. Dodatkowe schematy niesymetryczne przyjmuje się z uwagi na określenie współpracy poprzecznej przęsła. Schematy podporowe dobiera się z warunku największego momentu podporowego przy jednocześnie dużej reakcji nad filarem. Przykładowe ustawienia samochodów próbnych w omówionych schematach, na długości i w przekroju poprzecznym wiaduktu, pokazano na Rys. 4-4.

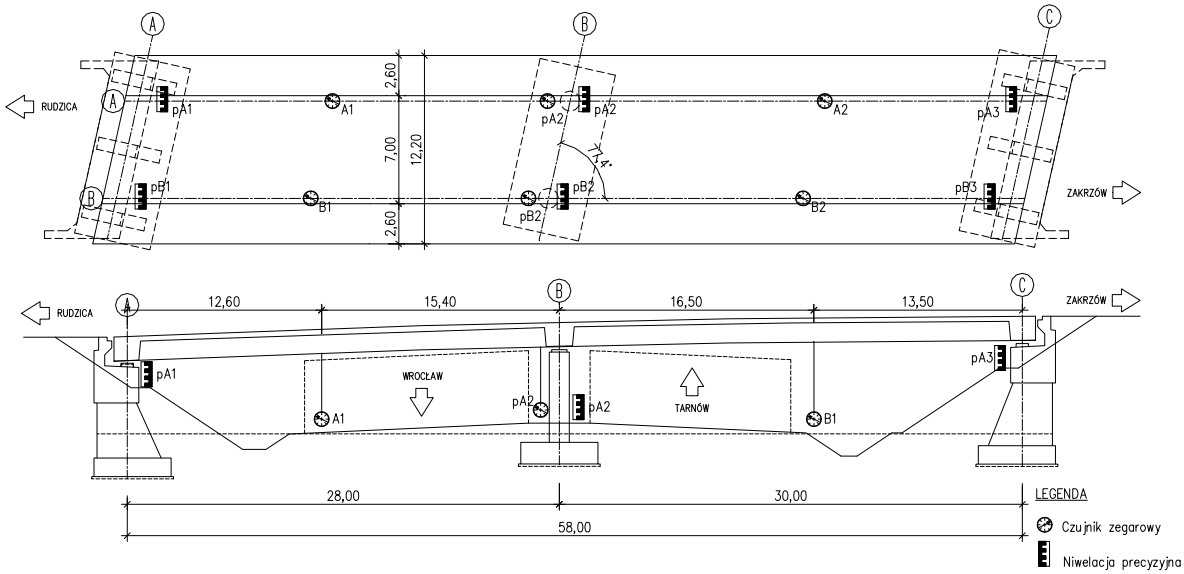


Rys. 4-4 Przykładowe schematy obciążenia próbnego

Dobór liczby pojazdów próbnych z ich położeniem w przekroju poprzecznym i podłużnym musi wywoływać skutki obciążeń próbnych drogowych obiektów betonowych od 75 % do 100 % skutków normowego obciążenia charakterystycznego określonej klasy (4.1.1.3).

4.1.1.5 Punkty pomiarowe

Podczas realizacji przewidzianych schematów obciążenia przeprowadza się pomiar przemieszczeń przęseł w miarodajnych punktach oraz pomiar osiadań podpór. W niektórych przypadkach, dodatkowo na wybranych łożyskach mierzy się kąty obrotu, zgnioty i przemieszczenia poziome. Przykładowe usytuowanie punktów pomiarowych pokazano na Rys. 4-5.



Rys. 4-5 Przykładowe rozmieszczenie punktów pomiarowych

Pomiar strzałki ugięcia analizowanych punktów pomiarowych (wybrane belki lub pasma płyty), wykonuje się w miejscu największych ugięć, zarówno przęsła aktualnie obciążanego jak i sąsiedniego nieobciążonego. Pomiar osiadań podpór wykonuje się równocześnie z pomiarem ugięć.

Wynikiem takich pomiarów jest odtworzenie rzeczywistej odkształconej przestrzeni konstrukcji i wyciągnięcie wniosków o jej rzeczywistej pracy.

4.1.1.6 Sprzęt pomiarowy

Pomiary ugięć (przemieszczeń) zgodnie z [127] są podstawowym rodzajem pomiarów w czasie próbnego obciążenia statycznego. Z uwagi na niezawodność w zmiennych warunkach atmosferycznych (wysokie lub niskie temperatury, opady deszczu), nasz zespół w statycznych obciążeniach próbnych do pomiaru ugięć oraz zgniotów łożysk wykorzystuje czujniki zegarowe (Rys. 4-6), których dokładność pomiaru wynosi 0,01 mm. W badaniach dynamicznych wykorzystuje się najczęściej czujniki indukcyjne (Rys. 4-6).

Osiadania podpór ocenia się na podstawie niwelacji precyzyjnej zmian położenia wybranych punktów podpory. Dokładność wykonywanych tym urządzeniem pomiarów wynosi 0,1 mm (Rys. 4-6).

Rys. 4-6 Czujnik zegarowy (z lewej), czujnik indukcyjny (w środku), niwelator precyzyjny (z prawej)

4.1.2 Sprawozdania z próbnych obciążeń

Na podstawie projektu próbnego obciążenia statycznego opisanego w (4.1.1) przeprowadza się pomiary terenowe. Otrzymane wyniki są podstawą do analizy zachowania się konstrukcji z podaniem wniosków końcowych. Pozytywny rezultat badań pod próbnym obciążeniem jest jedną z podstaw do dopuszczenia mostu do eksploatacji.

Specyfika badań terenowych dla różnych rozwiązań konstrukcyjnych mostów, zastosowanie różnych materiałów oraz czas, kiedy te badania się odbywają powoduje, że otrzymuje się różny poziom zgodności sztywności rzeczywistej i sztywności projektowej badanych przęseł. W następnym punkcie przedstawiono wyniki badań pod próbnym obciążeniem w zależności od rozwiązań konstrukcyjnych. Wszystkie badania przeprowadzono z zachowaniem jednolitych procedur badawczych, opisanych w (4.1.1).

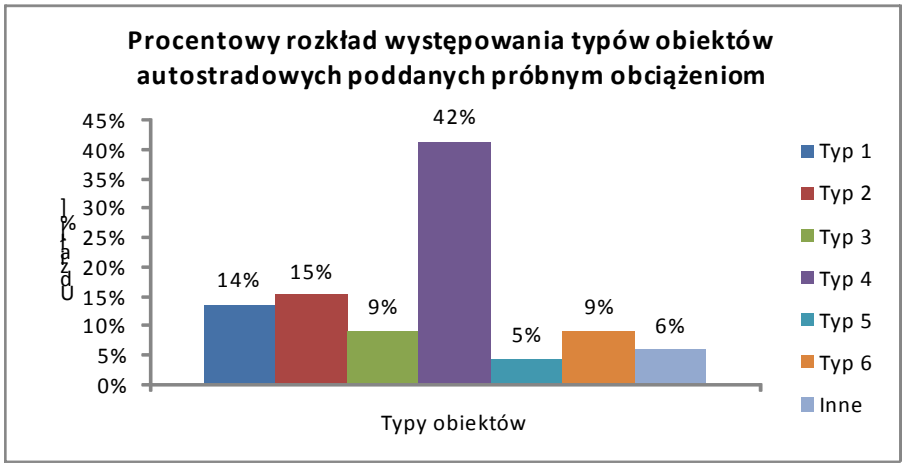
4.2 ZESTAWIENIE PRZEBADANYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

Najczęściej spotykane wiadukty nad autostradami i drogami ekspresowymi w Polsce, które są obecnie budowane lub eksploatowane, można podzielić w zależności od rozwiązania konstrukcyjnego na sześć typów:

- żelbetowe płyty pomostowe „typ 1”,
- sprężone płyty pomostowe „typ 2”,
- żelbetowe belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 3”,
- sprężone belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 4”,
- prefabrykowane belki sprężone zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 5”,
- stalowe dźwigary blachownicowe zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 6”,

Wybór typu uwarunkowany jest wieloma czynnikami. Zależy on między innymi od parametrów ruchowych drogi, która znajduje się na obiekcie, rozpiętości i liczby przęseł, charakteru przeszkody i możliwości zabudowy przestrzeni pod obiektem, kąta skrzyżowania osi wiaduktu z przeszkodą. Procentowy rozkład występowania każdego z rozwiązań przedstawiono na przykładzie obiektów, które zostały przebadane przez nasz zespół w ciągu ostatnich kilku lat:

- autostrada A4, odcinek Kleszczów – Sośnica (rok 2004-2005) [158],
- autostrada A2, odcinek Konin – Koło (rok 2005) [159],
- droga krajowa DK-18, odcinek Iłowa – Golnice (rok 2006) [130],
- droga ekspresowa S1, obwodnica Skoczowa (rok 2007) [160],
- autostrada A4, odcinek B Wykroty – Krzyżowa (rok 2007-2008) [161],
- autostrada A2, Węzeł Stryków II – Węzeł Stryków I (rok 2008) [162],
- autostrada A4, odcinek Węzeł Wielicka – Węzeł Szarów (rok 2008) [150],
- droga ekspresowa S3, odcinek Węzeł Klucz – Węzeł Pyrzyce (rok 2009) [131].



Rys. 4-7 Procentowy rozkład występowania typów obiektów autostradowych poddanych przez zespół próbnym obciążeniom na wybranych odcinkach dróg (odcinki wymieniono powyżej wykresu)

Z przedstawionego Rys. 4-7 wynika, że najliczniej występującymi wiaduktami autostradowymi w Polsce są obiekty, w których ustrój nośny stanowią dwie szerokie belki trapezowe (sprężone) połączone żelbetową płytą pomostową. Na wymienionych odcinkach dróg przebadano sześćdziesiąt pięć konstrukcji (100 %), z czego aż dwadzieścia siedem obiektów (42 %) to wiadukty typu 4. Dlatego w pracy obiekty tego typu są przedmiotem szczegółowej analizy zachowania się konstrukcji podczas próbnych obciążeń.

4.2.1 Żelbetowe płyty pomostowe „typ 1”

Przykład ustroju nośnego „typ 1” stanowi nowy wiadukt drogowy WD-50d, zlokalizowany nad autostradą A4 (km 51+300,58), w ciągu drogi powiatowej nr 2722 Krzyżowa – Bolesławiec. Próbne obciążenie statyczne wiaduktu przeprowadzono 25 września 2008 roku (Rys. 4-8) [161]. Badania wykonywane były przy dziennym oświetleniu w temperaturze do 11°C, przy pochmurnej i bezwietrznej pogodzie. Wykonawcą obiektu mostowego była firma *MOTA-ENGIL POLSKA*.

Rys. 4-8 Zdjęcia z wybranych schematów obciążenia próbnego (WD-50d)

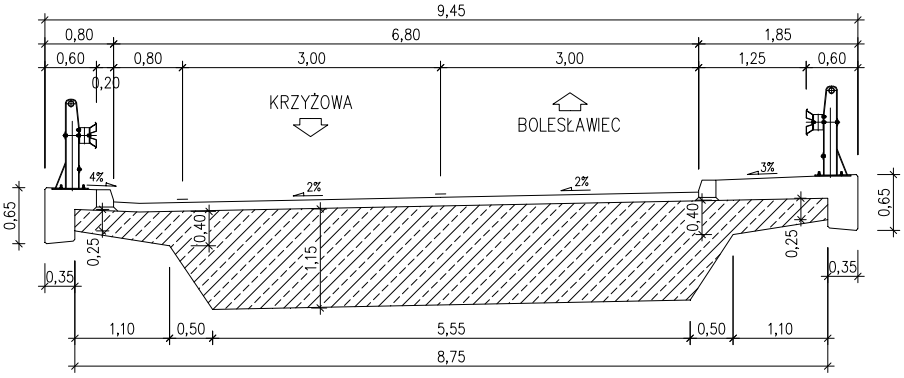
4.2.1.1 Opis konstrukcji

Konstrukcję wiaduktu w ciągu drogi powiatowej nr 2722, przekraczającego autostradę A4 tworzy czteroprzęsłowy, żelbetowy ustrój nośny, wykonana z betonu klasy B35 (C30/37). Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą 14,50 + 23,40 +23,40 +14,50 = 75,80 m. Oś podłużna wiaduktu przecina oś

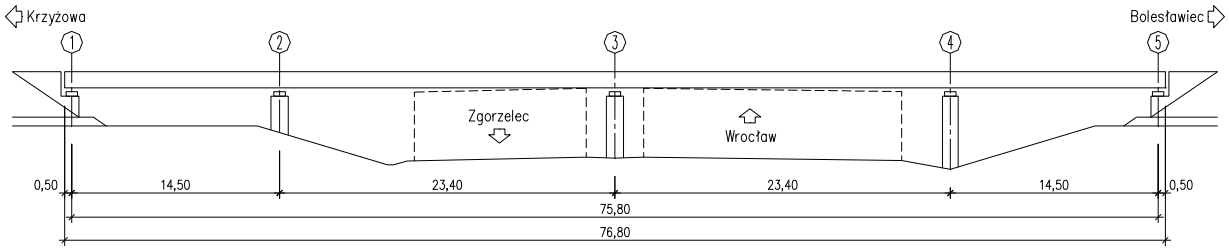
autostrady pod kątem 68,4°. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie drogowe klasy B według normy [123]. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 9,45 m. Przez obiekt prowadzona jest jezdnia o szerokości 6,80 m (między krawężnikami). Pozostałą część zajmuje jednostronny chodnik o szerokości 1,25 m oraz barieroporęcze i belki gzymsowe.

Ustrój nośny wiaduktu stanowi płyta pełna o przekroju trapezowym z obustronnymi wspornikami. Płyta o wysokości w przęśle 1,15 m ma szerokość 5,55 m dołem. Wsporniki mają wysięg 1,10 m. Filary tworzy dwa okrągłe słupy o średnicy Ø1,20 m. Konstrukcja przyczółków jest monolityczna, masywna z równoległymi skrzydłami. Wszystkie podpory posadowione są bezpośrednio.

Przekrój poprzeczny ustroju nośnego i widok z boku pokazano na Rys. 4-9 i Rys. 4-10.



Rys. 4-9 Przekrój poprzeczny (żelbetowa płyta pomostowa „typ 1")



Rys. 4-10 Widok z boku (żelbetowa płyta pomostowa „typ 1")

4.2.1.2 Wyniki badań

Wyniki ugięć z próbnego obciążenia statycznego wybranego przęsła przedstawiono w Tab. 4-1. Dodatkowo w ostatniej kolumnie (Tab. 4-1) zestawiono ilość dni od betonowania do czasu wykonania próbnego obciążenia. Ugięcia obliczone teoretyczne (U_o) otrzymano z modelu (MOPW) przy założeniach normowych.

Tab. 4-1 Wyniki ugięć wybranego przęsła wiaduktu z próbnego obciążenia statycznego

Badane obiekty			*Ugięcia całkowite*	*Ugięcia trwałe*	*Ugięcia sprężyste*	*Ugięcia obliczone*	*Us/Uo*	*Czas od bet do prób obc*
			Uc [mm]	*Ut [mm]*	*Us [mm]*	*Uo [mm]*	*[%]*	*[dni]*
Typ 1	Przęsło III	1	4,55	0,51	4,04	7,97	***51%***	56
		2	4,29	0,40	3,89	7,50	***52%***	
		3	4,09	0,49	3,60	7,23	***50%***	

4.2.1.3 Wnioski

Wyniki badań (Tab. 4-1) pod próbnym obciążeniem są typowe dla badanego rodzaju konstrukcji. Opierając się na normowych założeniach modelu obliczeniowego (MOPW), uzyskuje się mniejszą sztywność konstrukcji niż jest w rzeczywistości. Badany ustrój nośny jest konstrukcją żelbetową, w której ugięcia oblicza się według normy [126] dla dwóch przypadków pracy konstrukcji żelbetowej:

- ustrój niezarysowany (I faza pracy przekroju żelbetowego),
- ustrój zarysowany (II faza pracy przekroju żelbetowego).

Zgodnie z normą [126] uwzględniono współczynnik charakteryzujący zmniejszenie sztywności (k_f) w następstwie zarysowania. Przy założeniu średniego procenta zbrojenia głównego 1,0 %, współczynnik ten wynosi $k_f = 2{,}27$. Ponadto z uwagi na pierwsze obciążenie konstrukcji zmniejszono go do wartości 0,8 k_f. Stosując powyższy współczynnik redukcji sztywności żelbetowej płyty pomostowej uzyskano wartość ugięć teoretycznych (U_o) zestawiony w Tab. 4-1.

Ugięcia sprężyste (U_s) ustroju nośnego, wywołane próbnym obciążeniem statycznym stanowią od 50 % do 52 % wartości teoretycznej (U_o), obliczonej na podstawie modelu (MOPW). Uzyskana relacja ugięć (U_s / U_o) w II fazie pracy przekroju żelbetowego (ustrój zarysowany) wykazuje zwiększoną sztywność. Wzrost ten spowodowany jest przede wszystkim większą wartością modułu sprężystości oraz wpływem współpracy wyposażenia mostu.

Dodatkowo należy zwrócić uwagę podczas badań tego typu mostów na zalecane w normie [126] zmniejszenie współczynnika k_f o 20 % w wyniku pierwszego obciążenia. Przed badaniem pod próbnym obciążeniem konstrukcja obciążana jest walcami, rozściełaczem oraz pojazdami z masą. Obciążenie technologiczne takich mostów często jest bliskie obciążeniu próbnemu. Zgodnie z normą [127] obiekty drogowe mogą być obciążane maszynami roboczymi i pojazdami do poziomu odpowiadającemu skutkom 25 % ruchomego obciążenia charakterystycznego przyjętej klasy obciążenia według normy [123]. Zapis ten jest w większości przypadków nieprzestrzegany, gdyż badania pod próbnym obciążeniu wykonuje się po wykonaniu wyposażenia. W takiej sytuacji należy każdorazowo zastanowić się nad zmniejszeniem współczynnika (k_f) dla pierwszego obciążenia o 20 % zgodnie z normą [126].

Konstrukcje tego typu występują na łącznicach autostrad i dróg ekspresowych, gdzie z uwagi na występujące szerokości i ilości jezdni, uzyskuje się rozpiętości przęseł do 24,00 m. Są to najczęściej ustroje wieloprzęsłowe.

4.2.2 Sprężone płyty pomostowe „typ 2”

Przykład ustroju nośnego „typ 2” stanowi nowy wiadukt drogowy WD-147, zlokalizowany nad autostradą A2 (km 260+589), w ciągu drogi gminnej nr 4719 Konin – Lisiec. Próbne obciążenie statyczne wiaduktu przeprowadzono 10 maja 2006 roku [159]. Badania wykonywane były przy dziennym oświetleniu w temperaturze do 13°C, przy słonecznej pogodzie i północnym wietrze. Wykonawcą obiektu mostowego była firma *MOTA-ENGIL POLSKA*.

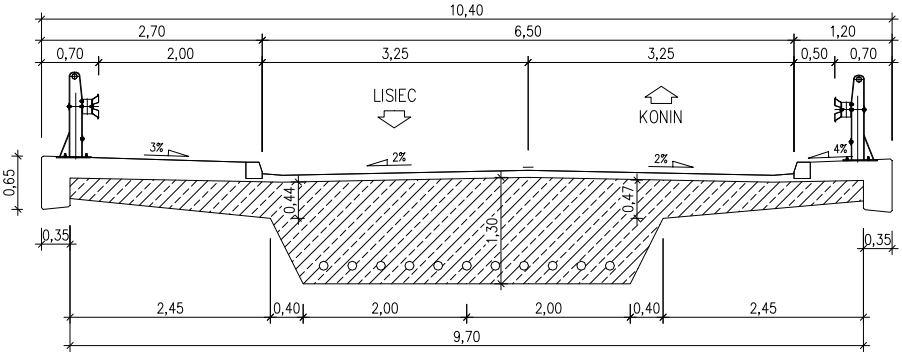
Rys. 4-11 Zdjęcia z wybranych schematów obciążenia próbnego (WD-147)

4.2.2.1 Opis konstrukcji

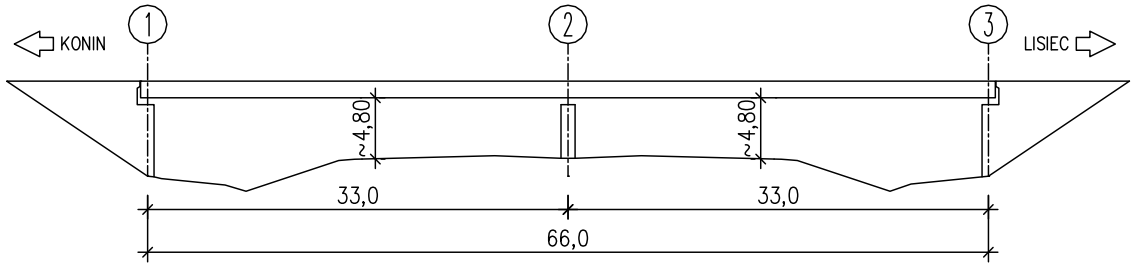
Konstrukcję wiaduktu tworzy dwuprzęsłowy, ustrój ciągły z betonu sprężonego (klasa B45) przekraczający autostradę. Rozpiętości teoretyczne przęseł: 33,00 + 33,00 = 66,00 m. Oś podłużna wiaduktu przecina oś autostrady pod kątem 90°. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie drogowe klasy B według normy [123]. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 10,40 m. Przez obiekt prowadzona jest usytuowana niesymetrycznie jezdnia o szerokości 6,50 m (oś jezdni w odległości 0,75 m od osi konstrukcji). Pozostałą część zajmuje jednostronny chodnik o szerokości 2,00 m oraz obustronna barieroporęcz.

Ustrój nośny wiaduktu stanowi płyta pełna o przekroju trapezowym z obustronnymi wspornikami. Płyta o wysokości 1,30 m ma szerokość 4,00 m dołem. Wsporniki mają wysięg 2,45 m. W osiach podpór płytę poszerzono o 1,25 m. Filary tworzą dwa ośmiokątne słupy wpisane w okrąg o średnicy 1,30m. Przyczółki monolityczne mają konstrukcję żelbetową z zawieszonymi skrzydłami. Wszystkie podpory posadowione są bezpośrednio.

Przekrój poprzeczny ustroju nośnego i widok z boku pokazano na Rys. 4-12 i Rys. 4-13.



Rys. 4-12 Przekrój poprzeczny (sprężona płyta pomostowa „typ 2")



Rys. 4-13 Widok z boku (sprężona płyta pomostowa „typ 2")

4.2.2.2 Wyniki badań

Wyniki ugięć z próbnego obciążenia statycznego przedstawiono w Tab. 4-2. Dodatkowo w ostatniej kolumnie (Tab. 4-2) zestawiono liczbę dni od betonowania do czasu wykonania próbnego obciążenia.

Tab. 4-2 Wyniki ugięć wybranego przęsła wiaduktu z próbnego obciążenia statycznego

Badane obiekty			*Ugięcia całkowite*	*Ugięcia trwałe*	*Ugięcia sprężyste*	*Ugięcia obliczone*	*Us/Uo*	*Czas od bet do prób obc*
			Uc [mm]	*Ut [mm]*	*Us [mm]*	*Uo [mm]*	*[%]*	*[dni]*
Typ 2	Przęsło II	1	8,80	-0,26	9,06	16,96	***53%***	70
		2	9,80	0,43	9,37	17,41	***54%***	

4.2.2.3 Wnioski

Przedstawione wyniki badań są systematyczne, wykazując dużą różnice w sztywności badanego obiektu i wyników teoretycznych. W ustrojach tego typu do obliczeń statycznych (MOPW) przyjmowany jest najczęściej model płyty. Udział wyposażenia mostu, rodzaju kruszywa w betonie oraz czasu jego dojrzewania jest istotny w otrzymanych wynikach teoretycznych. Tu również należy dążyć do określenia wpływów wymienionych czynników na eliminację pozornych rezerw nośności (MOPZ).

Obiekty tego typu projektowane są na podstawie normy [126] z pełnym sprężeniem, w którym obciążenia stanu granicznego użytkowania nie wywołują naprężeń rozciągających w betonie. Taki poziom naprężeń w konstrukcji skutecznie przeciwdziała zagrożeniu wystąpienia rys. Dlatego zależność naprężenie – odkształcenie (σ_c-ε_c) otrzymywana z badań niszczących betonu w jednoosiowym stanie naprężeń, mająca charakter krzywoliniowy, w przybliżeniu odzwierciedla rzeczywistą zależność w takich konstrukcji. Wpływ wzrostu wartości modułu sprężystości betonu (E_c) w konstrukcjach sprężonych, można w dużym przybliżeniu określać na podstawie badań niszczących betonu.

Ustroje nośne tego typu najczęściej projektuje się w sytuacji, gdzie parametry ruchowe na obiekcie pozwalają uzyskać całkowitą szerokość w okolicy 10,00 m. Dotyczy to najczęściej obiektów, przez które prowadzone są drogi lokalne lub gminne i nie przewiduje się obustronnych chodników.

4.2.3 Żelbetowe belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 3”

Przykład ustroju nośnego „typ 3” stanowi nowy wiadukt drogowy WD-50b, zlokalizowany nad autostradą A4 (km 46+956,50), w ciągu łącznicy nr 3 Olszyna – Zgorzelec. Próbne obciążenie statyczne wiaduktu przeprowadzono 29 lipca 2008 roku [161]. Badania wykonywane były przy dziennym oświetleniu w temperaturze do 32°C, przy słonecznej i bezwietrznej pogodzie. Wykonawcą obiektu mostowego była firma *MOTA-ENGIL POLSKA*.

Rys. 4-14 Zdjęcia z wybranych schematów obciążenia próbnego (WD-50b)

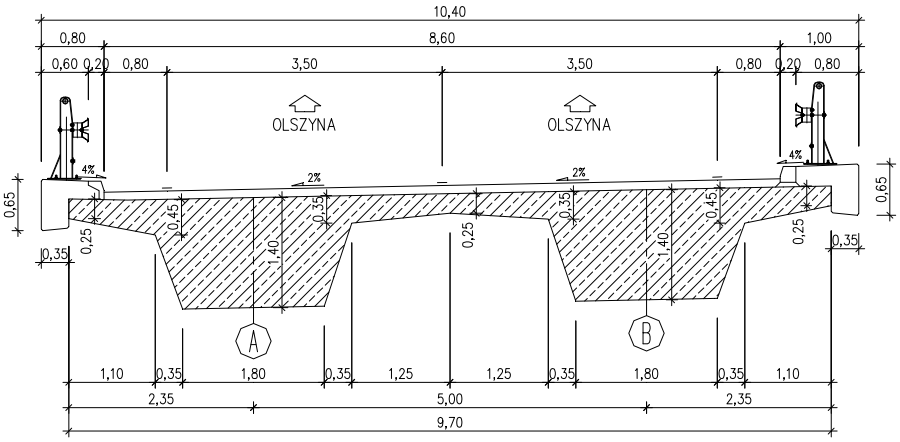
4.2.3.1 Opis konstrukcji

Konstrukcję wiaduktu w ciągu łącznicy nr 3 Olszyna – Zgorzelec, przekraczającego autostradę A4 tworzy pięcioprzęsłowy ustrój nośny, żelbetowy z betonu klasy B40. Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą: 18,00 + 24,00 + 24,00 + 24,00 + 18,00 = 108,00 m. Oś podłużna wiaduktu przecina oś autostrady A4 pod kątem 117,0^o. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie drogowe klasy A według normy [123]. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 10,40 m. Przez obiekt prowadzona jest jezdnia o szerokości 8,60 m (między krawężnikami). Pozostałą część zajmują belki gzymsowe z barieroporęczami.

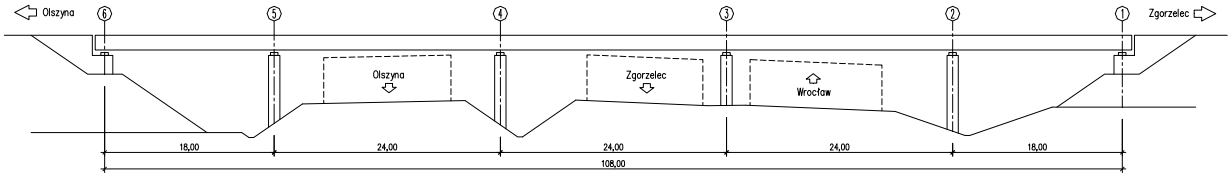
Ustrój nośny wiaduktu stanowią dwie belki o przekroju trapezowym, połączone płytą pomostową. Belki o wysokości 1,40 m mają szerokość 1,80 m dołem. Pasmo płytowe ma zmienną grubość; od 25 cm

w środku do 35 cm w zamocowaniu i szerokość 2,50 m. Obustronne wsporniki mają wysięg 1,10 m. Poprzecznice zaprojektowano tylko w osiach podpór. Filary tworzą dwa owalne słupy o wymiarach zewnętrznych 0,80 x 1,70 m, umieszczone pod każdą belką. Przyczółki mają konstrukcję żelbetową z masywnymi skrzydłami (ścianami oporowymi). Wszystkie podpory posadowione są bezpośrednio na wzmocnionym podłożu.

Przekrój poprzeczny ustroju nośnego i widok z boku pokazano na Rys. 4-15 i Rys. 4-16.



Rys. 4-15 Przekrój poprzeczny (żelbetowe belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 3")



Rys. 4-16 Widok z boku (żelbetowe belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 3")

4.2.3.2 Wyniki badań

Wyniki ugięć z próbnego obciążenia statycznego przedstawiono w Tab. 4-3. Dodatkowo w ostatniej kolumnie (Tab. 4-3) zestawiono liczbę dni od betonowania do czasu wykonania próbnego obciążenia.

Tab. 4-3 Wyniki ugięć wybranego przęsła wiaduktu z próbnego obciążenia statycznego

Badane obiekty			*Ugięcia całkowite*	*Ugięcia trwałe*	*Ugięcia sprężyste*	*Ugięcia obliczone*	*Us/Uo*	*Czas od bet do prób obc*
			Uc [mm]	*Ut [mm]*	*Us [mm]*	*Uo [mm]*	*[%]*	*[dni]*
Typ 3	Przęsło II	1	5,38	1,09	4,29	8,19	***52%***	104
		2	5,28	1,07	4,21	7,97	***53%***	

4.2.3.3 Wnioski

Wyniki badań (Tab. 4-3) pod próbnym obciążeniem, tak jak dla konstrukcji typu 1 (opisana w 4.2.1) wykazują większą sztywność rzeczywistą od wyznaczonej z obliczeń teoretycznych w modelu (MOPW). Tu również przeprowadzono analizę teoretyczną pracy konstrukcji żelbetowej niezarysowanej (I faza pracy przekroju żelbetowego) i zarysowanej (II faza pracy przekroju żelbetowego).

Ugięcia sprężyste (U_s) ustroju nośnego, wywołane próbnym obciążeniem statycznym stanowią od 52 % do 53 % wartości teoretycznej (U_o), obliczonej w II fazie pracy przekroju żelbetowego (ustrój zarysowany).

Uzyskane relacje pomierzonych ugięć sprężystych (U_s) i teoretycznych U_o , są powtarzalne w badaniach pod próbnym obciążeniem. Obliczenia statyczne (MOPW) wykonano na modelu prętowym z zastosowaniem nieważkiej płyty.

Opisany typ konstrukcji wiaduktów można spotkać na łącznicach autostrad, gdzie uzyskuje się wieloprzęsłowe ustroje nośne o rozpiętości przęseł do 24,00 m. Takie rozwiązanie pozwala stosować żelbetowe belki bez potrzeby sprężania. W zależności od parametrów ruchowych obiektu, uzyskuje się różne szerokości pomostu, a co za tym idzie spotyka się ustroje o większej liczbie belek w przekroju poprzecznym.

4.2.4 Sprężone belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 4”

Przykład ustroju nośnego „typ 4” stanowi nowy wiadukt drogowy WD-16, zlokalizowany nad autostradą A4 (km 446+104,22), w ciągu drogi gminnej Podłęże – Zakrzowice. Próbne obciążenie statyczne wiaduktu przeprowadzono 31 lipca 2008 roku [150]. Badania wykonywane były przy dziennym oświetleniu w temperaturze do 30°C, przy słonecznej i bezwietrznej pogodzie. Wykonawcą obiektu mostowego było konsorcjum *DRAGADOS S.A. – Polimex-Mostostal S.A.*

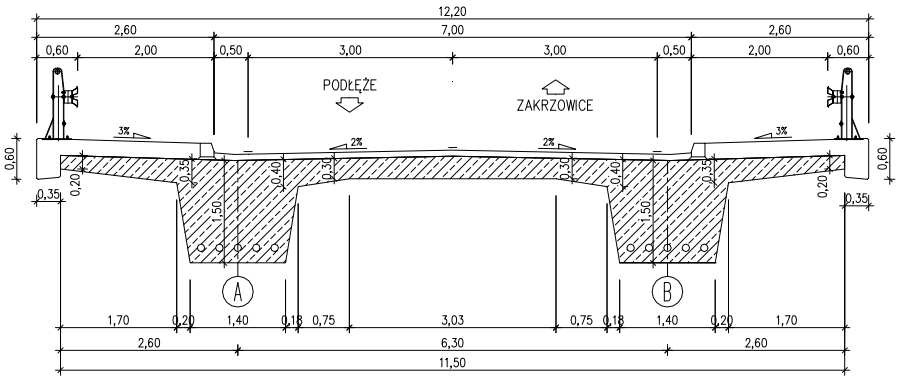
Rys. 4-17 Zdjęcia z wybranych schematów obciążenia próbnego (WD-16)

4.2.4.1 Opis konstrukcji

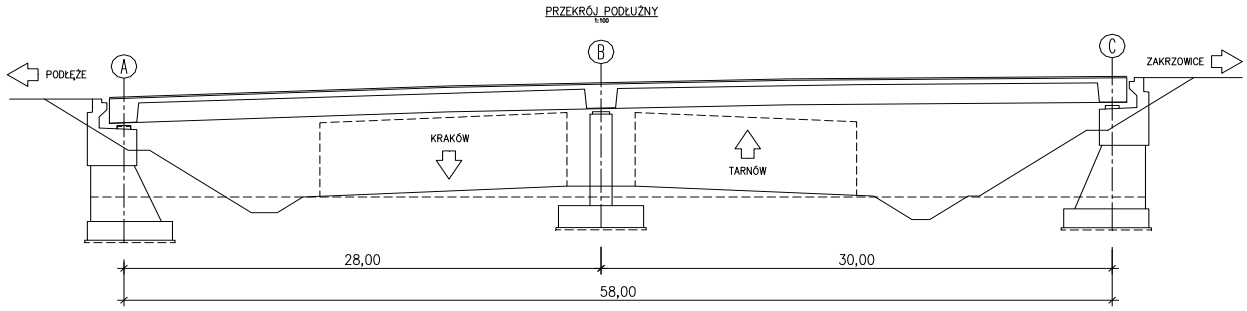
Konstrukcję wiaduktu w ciągu drogi gminnej, przekraczającego autostradę A4 tworzy dwuprzęsłowy ustrój nośny z betonu sprężonego (klasa B45 / C35/45). Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą: 28,00 + 30,00 = 58,00 m. Oś podłużna wiaduktu przecina oś autostrady A4 pod kątem 77,4^o. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie drogowe klasy B według normy [123]. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 12,20 m. Przez obiekt prowadzona jest jezdnia dwukierunkowa o szerokości 7,00 m (między krawężnikami). Pozostałą część zajmuje obustronne chodniki z barieroporęczami.

Ustrój nośny wiaduktu stanowią dwie belki o przekroju trapezowym, połączone płytą pomostową. Belki o wysokości 1,50 m mają szerokość 1,40 m dołem. Pasmo płytowe ma zmienną grubość od 30 cm w środku do 40 cm w zamocowaniu i szerokość 4,52 m. Obustronne wsporniki mają wysięg 1,70 m. Poprzecznice zaprojektowano w osiach podpór. Filar tworzą dwa okrągłe słupy o średnicy Ø130 cm umieszczone pod każdą belką. Przyczółki mają konstrukcję żelbetową zatopioną w nasypie. Konstrukcja przyczółka jest ramowa w postaci oczepu opartego na trzech słupach o przekroju prostokątnym połączonych z ławą fundamentową o wymiarach 5,00 x 12,00 x 1,20m. Do rygla mocowane są zawieszone skrzydła. Wszystkie podpory posadowione są na palach.

Przekrój poprzeczny ustroju nośnego i widok z boku pokazano na Rys. 4-18 i Rys. 4-19.



Rys. 4-18 Przekrój poprzeczny (sprężone belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 4")



Rys. 4-19 Widok z boku (sprężone belki trapezowe połączone płytą pomostową „typ 4")

4.2.4.2 Wyniki badań

Wyniki ugięć z próbnego obciążenia statycznego przedstawiono w Tab. 4-4. Dodatkowo w ostatniej kolumnie (Tab. 4-4) zestawiono liczbę dni od betonowania do czasu wykonania próbnego obciążenia.

Tab. 4-4 Wyniki ugięć wybranego przęsła wiaduktu z próbnego obciążenia statycznego

Badane obiekty			*Ugięcia całkowite*	*Ugięcia trwałe*	*Ugięcia sprężyste*	*Ugięcia obliczone*	*Us/Uo*	*Czas od bet do prób obc*
			Uc [mm]	*Ut [mm]*	*Us [mm]*	*Uo [mm]*	*[%]*	*[dni]*
Typ 4	Przęsło II	1	4,15	0,06	4,09	7,57	***54%***	133
		2	4,55	0,44	4,11	7,39	***56%***	

4.2.4.3 Wnioski

Pomierzone ugięcia z badań są na poziomie 54-56 % maksymalnych ugięć obliczonych teoretycznie (U_o). Ta różnica sztywności świadczy o znacznym wpływie wieku betonu na wzrost sztywności ustroju nośnego, rodzaju zastosowanego kruszywa oraz wpływie wyposażenia.

Otrzymane wyniki (Tab. 4-4) systematycznie powtarzają się na innych badanych obiektach, które występują najliczniej w ciągu autostrad.

Obiekt typu 4 najczęściej występuje jako rozwiązanie konstrukcyjne wiaduktów nad autostradami. Są to najczęściej ustroje dwuprzęsłowe o rozpiętości przęseł od 30,00 m do 33,00 m w zależności od warunków terenowych (np. autostrada w wykopie, kąt skosu).

Określenie rzeczywistej sztywności przęseł tego typu na podstawie poszerzonych badań *in situ* jest przedmiotem tej pracy.

4.2.5 Prefabrykowane belki sprężone zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 5”

Przykład ustroju nośnego „typ 5” stanowi nowy wiadukt drogowy WD-234, zlokalizowany nad autostradą A2 (km 362+064,94), w ciągu drogi powiatowej nr 24129 Stryków – Brzeziny. Próbne obciążenie statyczne wiaduktu przeprowadzono 09 czerwca 2008 roku [162]. Badania wykonywane były przy dziennym oświetleniu w temperaturze do 29°C, przy słonecznej i bezwietrznej pogodzie. Wykonawcą obiektu mostowego była firma *Przedsiębiorstwo Robót Mostowych MOSTY – ŁÓDŹ S.A.*

Rys. 4-20 Zdjęcia z wybranych schematów obciążenia próbnego (WD-234)

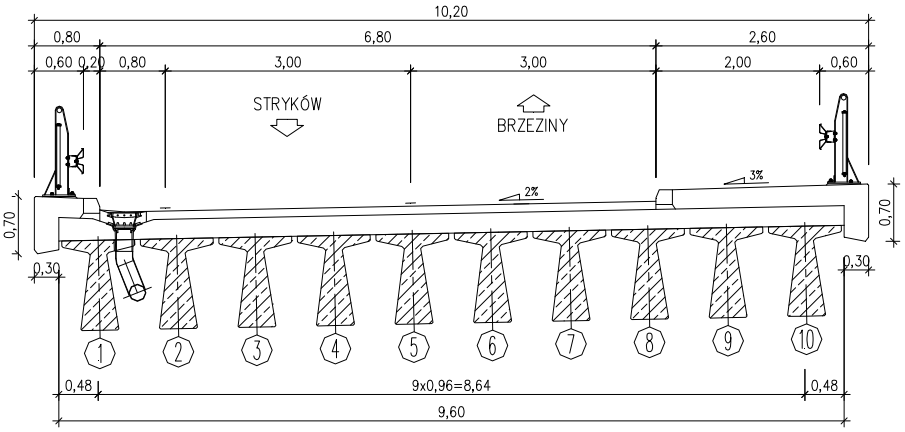
4.2.5.1 Opis konstrukcji

Konstrukcję wiaduktu w ciągu drogi powiatowej, przekraczającego autostradę A2 tworzy dwuprzęsłowy ustrój nośny, wykonany z „uciąglonych”, prefabrykowanych belek strunobetonowych typu „T” – Mosty Łódź (z betonu klasy B45 – C35/45). Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą: 30,00 + 30,00 = 60,00 m. Oś podłużna wiaduktu przecina oś autostrady A2 pod kątem 55,74^o. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie drogowe klasy B według normy [123]. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 10,20 m. Przez obiekt prowadzona jest jezdnia dwukierunkowa o szerokości 6,80 m (między krawężnikami). Pozostałą część zajmuje jednostronny chodnik z barieroporęczą oraz kapa chodnikowa z barieroporęczą z drugiej strony.

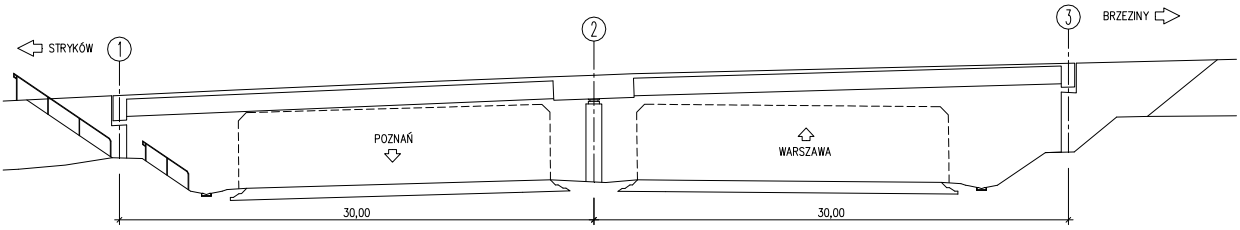
Ustrój nośny wiaduktu stanowi 10 belek prefabrykowanych typu „T 27”, ułożonych w rozstawie 0,96 m. Przęsła podparte są na każdym przyczółku za pomocą trzech łożysk elastomerowych, a na filarze za pomocą dwóch łożysk elastomerowych. Na półkach górnych wykonana jest monolityczna żelbetowa płyta z betonu B35 – C25/35 (nadbeton) o zasadniczej grubości 0,24 cm, zespolona z belkami. Ponadto,

nad podporami belki stężone są monolitycznymi, żelbetowymi poprzecznicami. Konstrukcja przyczółków jest monolityczna z równoległymi skrzydłami. Filar stanowią dwa słupy o przekroju prostokątnym 1,00 x 2,20 m. Wszystkie podpory posadowione są bezpośrednio.

Przekrój poprzeczny ustroju nośnego i widok z boku pokazano na Rys. 4-21 i Rys. 4-22.



Rys. 4-21 Przekrój poprzeczny (prefabrykowane belki sprężone zespolone z żelbetową płytą pomost. „typ 5")



Rys. 4-22 Widok z boku (prefabrykowane belki sprężone zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 5")

4.2.5.2 Wyniki badań

Wyniki ugięć z próbnego obciążenia statycznego przedstawiono w Tab. 4-5. Dodatkowo w ostatniej kolumnie (Tab. 4-5) zestawiono liczbę dni od betonowania do czasu wykonania próbnego obciążenia.

Tab. 4-5 Wyniki ugięć wybranego przęsła wiaduktu z próbnego obciążenia statycznego

Badane obiekty			*Ugięcia całkowite*	*Ugięcia trwałe*	*Ugięcia sprężyste*	*Ugięcia obliczone*	*Us/Uo*	*Czas od bet do prób obc*
			Uc [mm]	*Ut [mm]*	*Us [mm]*	*Uo [mm]*	*[%]*	*[dni]*
Typ 5	Przęsło II	1	6,98	0,45	6,52	12,75	***51%***	207
		2	5,98	0,11	5,86	12,00	***49%***	
		3	4,88	0,10	4,79	9,73	***49%***	
		4	3,51	0,12	3,40	6,09	***56%***	

4.2.5.3 Wnioski

Przedstawione wyniki badań (Tab. 4-5) świadczą o dużej różnicy w sztywności rzeczywistej badanego przęsła i otrzymanej teoretycznie. W tego typu obiektach uzyskuje się większe rozbieżności relacji ugięć (U_s / U_o) w zależności od badanej belki. Wynika to z zespolenia kap chodnikowych z płytą pomostową, powodując efekt lokalnego wzrostu sztywności pasm skrajnych. Rozdział poprzeczny zespolonych belek prefabrykowanych z płytą pomostową bliższy jest modelowi wiotkiej poprzecznicy.

Określenie rzeczywistej sztywności przęseł tego typu jest dość trudne. Wynika to z faktu, że beton belek prefabrykowanych poddawany jest nietypowym zabiegom pielęgnacyjnym (np. naparzanie), uzyskując już po 24 h wytrzymałość równą wytrzymałości gwarantowanej, a po 28 dniach od zabetonowania często uzyskuje się wytrzymałość dwukrotnie większą od wytrzymałości odpowiadającej projektowanej klasie betonu. Wpływ czasu na zmianę wytrzymałości na ściskanie betonu różni się od betonów zwykłych stosowanych do konstrukcji wykonywanych na mokro.

Dodatkowo w konstrukcjach tego typu, stosowane są różne rozwiązania uciąglenia belek nad filarami, co wpływa na rozkład sił wewnętrznych w przęsłach. Dlatego przy tworzeniu modelu (MOPW) takich obiektów należy uwzględnić zespolenie płyty żelbetowej z belkami, odzwierciedlić sposób uciąglenia belek nad filarami oraz uwzględnić stopień zbrojenia na sztywność tych elementów.

4.2.6 Stalowe dźwigary blachownicowe zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 6”

Przykład ustroju nośnego „typ 6” stanowi nowy most drogowy MA-233, zlokalizowany nad rzeką Moszczenica w ciągu autostrady A2 (km 361+489,92), w miejscowości Stryków. Próbne obciążenie statyczne mostu przeprowadzono 02 października 2008 roku [162]. Badania wykonywane były przy dziennym oświetleniu w temperaturze do 18°C, przy pochmurnej i bezwietrznej pogodzie. Wykonawcą obiektu mostowego była firma *Przedsiębiorstwo Robót Mostowych MOSTY – ŁÓDŹ S.A.*

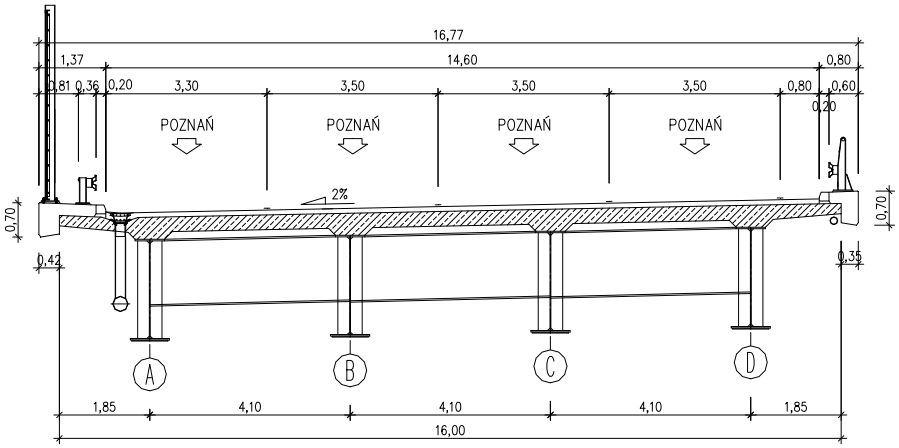
Rys. 4-23 Zdjęcia z wybranych schematów obciążenia próbnego (MA-233)

4.2.6.1 Opis konstrukcji

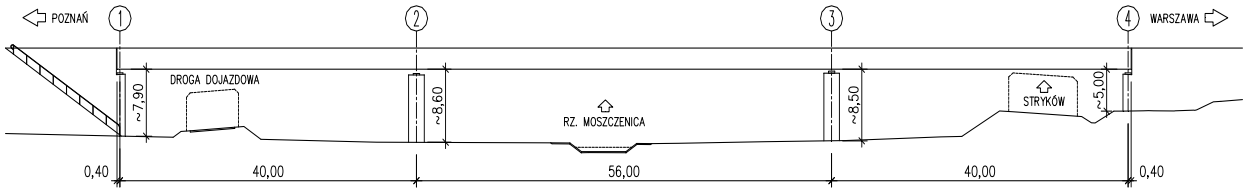
Konstrukcję mostu przekraczającego rzekę Moszczenicę (w ciągu autostrady A2 w km 361+489,92) tworzą dwa równoległe, trójprzęsłowe ustroje ciągłe, stalowe (18G2A), z zespoloną płytą żelbetową (B40). Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą: 40,00 + 56,00 + 40,00 = 136,00 m. Oś podłużna mostu przecina rzekę Moszczenica od strony dolnej wody pod kątem 90,0^o. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie drogowe klasy A według normy [123]. Całkowita szerokość mostu wynosi 16,77 + 3,30 + 16,77 = 36,84 m. Przez obiekt prowadzone są dwie jezdnie o szerokości 14,60 m (między krawężnikami). Pozostałą część zajmują kapy chodnikowe z barieroporęczami od strony pasa rozdziału oraz ekran akustyczny, balustrada i bariera energochłonna od zewnętrznej strony.

Ustrój nośny mostu stanowi konstrukcja z dźwigarów blachownicowych (4 belki w przekroju poprzecznym pod każdą jezdnią), stężonych poprzecznicami. Belki stalowe o wysokości 2060 mm zespolone są z żelbetową płytą pomostową o grubości 30 cm. Poprzecznice zaprojektowano zarówno w osiach podpór jak i w przęsłach. Filary zaprojektowano jako podpory masywne o dwóch osiach symetrii składające się z dwóch słupów Ø 2,10 m połączonych przeponą grubości 1,60 m. Konstrukcja przyczółków jest monolityczna z zawieszonymi skrzydłami pod katem 60,0°. Wszystkie podpory posadowione są na palach.

Przekrój poprzeczny ustroju nośnego i widok z boku pokazano na Rys. 4-24 i Rys. 4-25.



Rys. 4-24 Przekrój poprzeczny (stalowe dźwigary blachownicowe zespolone z żelbetową płytą pomos. „typ 6")



Rys. 4-25 Widok z boku (stalowe dźwigary blachownicowe zespolone z żelbetową płytą pomostową „typ 6")

4.2.6.2 Wyniki badań

Wyniki ugięć z próbnego obciążenia statycznego przedstawiono w Tab. 4-6. Dodatkowo w ostatniej kolumnie (Tab. 4-6) zestawiono liczbę dni od betonowania do czasu wykonania próbnego obciążenia.

Tab. 4-6 Wyniki ugięć wybranego przęsła wiaduktu z próbnego obciążenia statycznego

Badane obiekty			*Ugięcia całkowite*	*Ugięcia trwałe*	*Ugięcia sprężyste*	*Ugięcia obliczone*	*Us/Uo*	*Czas od bet do próbobc*
			Uc [mm]	*Ut [mm]*	*Us [mm]*	*Uo [mm]*	*[%]*	*[dni]*
Typ 6	Przęsło II	1	31,18	1,31	29,88	35,58	***84%***	94
		2	30,54	1,25	29,30	34,72	***84%***	
		3	29,81	1,22	28,60	33,59	***85%***	
		4	29,34	1,12	28,23	32,67	***86%***	

4.2.6.3 Wnioski

Wyniki ugięć przęseł wykonanych z blachownic stalowych, zespolonych z żelbetową płytą pomostową są bliskie obliczonym teoretycznie. Zgodność relacji ugięć (U_s / U_o) w tego typu ustrojach jest na poziomie 85 – 100 %. W tym przypadku wpływ czasu nie jest tak istotny jak w przypadku konstrukcji betonowych. Badania te pokazują, jak duże znaczenie na prawidłowe odzwierciedlenie w modelu obliczeniowym rzeczywistej konstrukcji ma rodzaj materiału. Stal konstrukcyjna charakteryzuje się dużą jednorodnością materiału, a normowa wartość modułu sprężystości stali (E_s) jest równa rzeczywistemu modułowi.

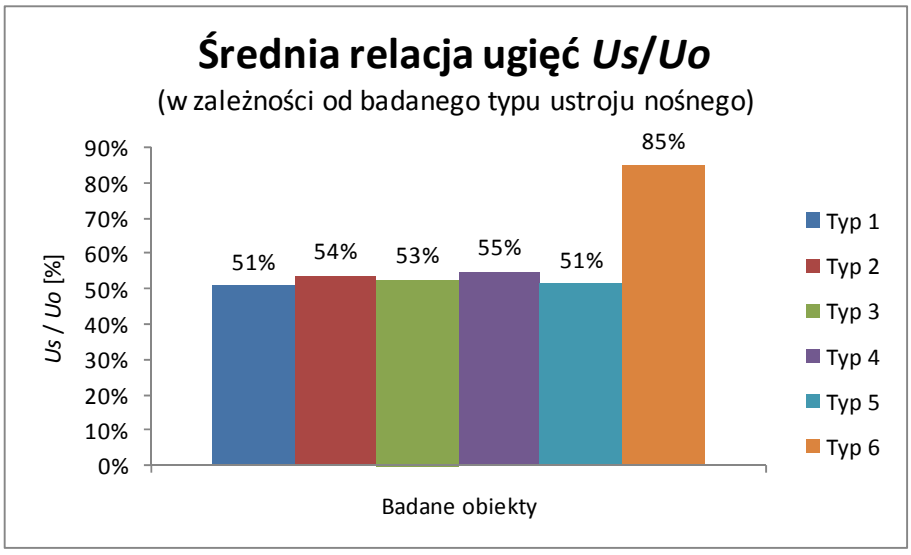
Przykład ten potwierdza, że za różnice w sztywności rzeczywistej konstrukcji i otrzymanej z modelu obliczeniowego odpowiada głównie rodzaj materiału. Wszystkie pięć typów opisanych obiektów są wykonane z betonu, gdzie średnia relacja ugięć (U_s / U_o) jest na poziomie 55 %. W przypadku konstrukcji „typu 6" jest to 85 %. Pozostałość w konstrukcjach stalowych stanowi wpływ wyposażenia oraz rzeczywisty moduł sprężystości żelbetowej płyty pomostowej.

Obliczenia statyczne ustrojów nośnych tego typu wykonuje się najczęściej na modelach prętowych, które są użyteczne dla celów projektowych. Uwzględnia się w nich efekt zespolenia poprzez zmianę sztywności dźwigara na odcinku rozciągania pasa górnego.

Opisany „typ 6" rozwiązania konstrukcyjnego występuje najczęściej w obiektach mostowych zlokalizowanych w ciągu autostrad, gdzie projektowane jezdnie trasy przeprowadzane są przez dwie równoległe konstrukcje.

4.2.7 Spostrzeżenia do wyników badań sześciu typów konstrukcji mostów

Duża liczba przeprowadzonych próbnych obciążeń statycznych na podobnych do siebie obiektach pozwoliła zestawić wyniki w rozdzieleniu na sześć wybranych typów konstrukcji. Przy porównywaniu posłużono się stosunkiem pomierzonych ugięć sprężystych U_s ustroju nośnego, wywołanych próbnym obciążeniem, do wartości teoretycznych ugięcia U_o, obliczonych wcześniej w projekcie próbnego obciążenia. Średnia relacja U_s / U_o zobrazowana została graficznie na wykresie Rys. 4-26.



Rys. 4-26 Średnia relacja ugięć U_s/U_o w sześciu typach badanych obiektów mostowych

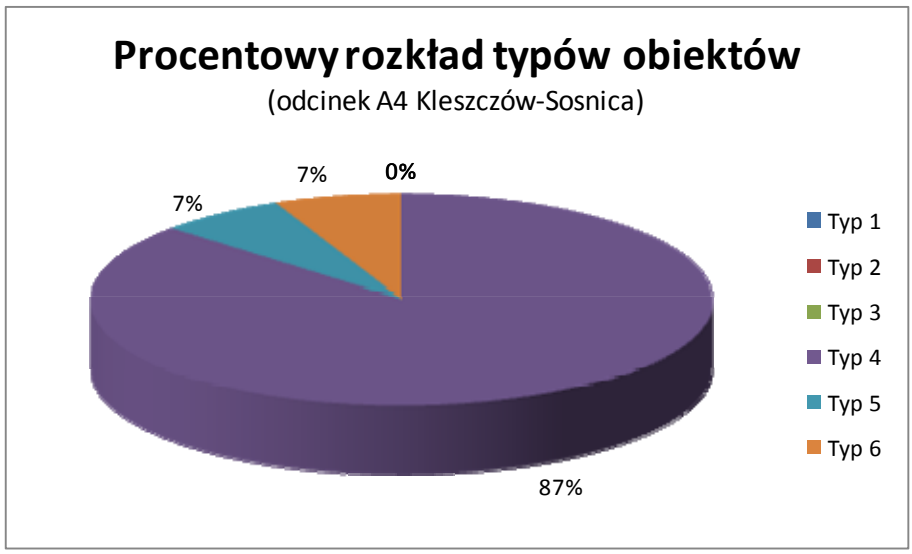
W przypadku mostów „typu 6" zgodność wyników teoretycznych z pomierzonymi jest bliska 90 % (Tab. 4-6). Podczas licznych badań w zespole [158][159][160][161][162][130][131][150] rozbieżności pojawiają się dla betonowych ustrojów nośnych („typ 1-5"). Wyznaczone z pomiarów *in situ* średnie ugięcia w stosunku do obliczonych w projekcie (MOPW) wynoszą w zależności od rodzaju ustroju

nośnego od 51 % do 55 % (Rys. 4-26). Stalowe bądź zespolone ustroje nośne w trakcie eksperymentu potwierdzają poprawność modeli obliczeniowych (MOPW), które przyjmujemy. Wynika to z faktu, że stal konstrukcyjna jest materiałem jednorodnym i przyjmowane normowe cechy fizyczne materiału są bliskie rzeczywistości. Inaczej jest w mostach betonowych, gdzie materiał ten charakteryzuje się dużą niejednorodnością. Z uwagi na ten fakt obliczeniowa wartości opisujące beton w normie [126] są po stronie bezpiecznej. Konsekwencją jest duża różnica ugięć teoretycznych i pomierzonych, za którą odpowiada sztywność *EI*, a w szczególności moduł sprężystości.

Badania wykonywano według jednolitych, własnych procedur badawczych, który nasz zespół wypracował. Jednak takie różnice skłoniły do próby oszacowania składowych wartości, które wpływają na te odchylenia. Z uwagi na różnorodność mostowych konstrukcji betonowych, zajęto się betonowymi ustrojami nośnymi składającymi się z szerokich belek trapezowych połączonych płytą pomostową. Są to obiekty autostradowe, które najliczniej występują na oddanych już odcinkach autostrad w Polsce, jak również tych budowanych i projektowanych. Szczegółowe omówienie tej konstrukcji przedstawiono w punkcie (4.3).

4.3 WYNIKI BADAŃ DWUBELKOWYCH I DWUPRZĘSŁOWYCH WIADUKTÓW NAD AUTOSTRADĄ

Opisane w punkcie (4.2.4) rozwiązanie konstrukcyjne („Typ 4") jak wspomniano wyżej, najczęściej występuje na budowanych w naszym kraju autostradach. W ogólności potwierdza to Rys. 4-7, a w szczególności Rys. 4-27, na którym przedstawiono procentowy rozkład typów obiektów poddanych próbnym obciążeniom na odcinku autostrady A4 Kleszczów – Sośnica.



Rys. 4-27 Procentowy rozkład typów obiektów (A4 Kleszczów – Sośnica)

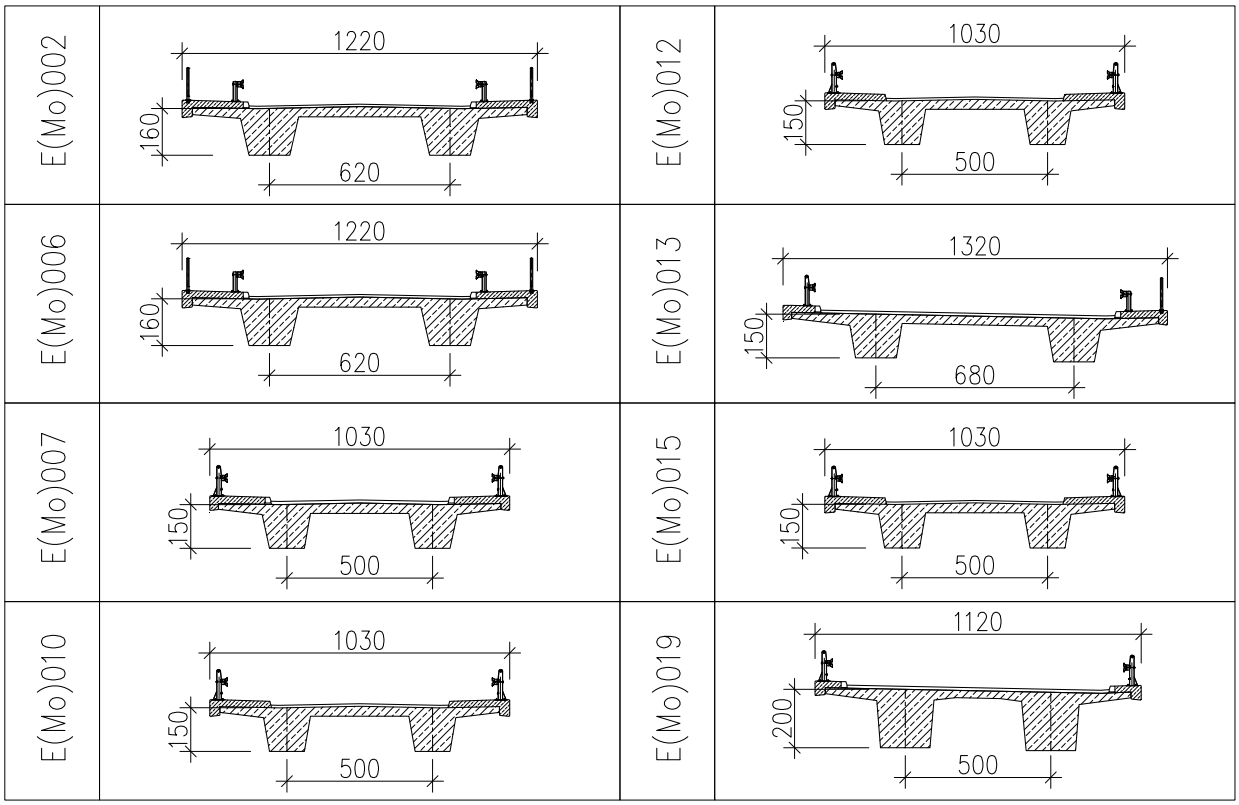
Pierwsze przebadane obiekty o konstrukcji ustroju nośnego „typu 4", które wykazywały różnice w sztywności rzeczywistej i normowej, wykonano na tym odcinku autostrady. W pracy przedstawiono wyniki próbnych obciążeń statycznych 8 obiektów mostowych. Wiadukty te zostały zbudowane w latach 2004-2005, a próbne obciążenia zostały wykonane w różnych odstępach czasu od betonowania ustrojów nośnych.

4.3.1 Konstrukcja obiektów

Wszystkie prezentowane obiekty przekraczają autostradę jako skrzyżowanie dwupoziomowe z innymi drogami. Konstrukcję wiaduktów tworzą ustroje monolityczne z betonu sprężonego. Typowe przekroje poprzeczne przęseł pokazano na Rys. 4-28, zestawienie ich podstawowych danych technicznych przedstawiono w Tab. 4-7. Ustroje nośne zestawionych wiaduktów stanowią dwie szerokie belki o przekroju trapezowym (sprężone kablami 19L15,5) połączone płytą pomostową. Nad podporami dźwigary stężone są poprzecznicami żelbetowymi również o przekroju trapezowym. Wysokości belek wynoszą od 1,50 m do 2,00 m, a ich rozstaw w osiach wynosi od 5,00 m do 6,80 m. Obustronne wsporniki mają wysięgi od 1,50 m do 2,00 m. Rozpiętość teoretyczna dźwigarów głównych o schemacie ciągłym w przewadze dwuprzęsłowym wynosi: 28,00, 30,00, 32,00, 42,50 m. Trzy obiekty mają w planie kształt prostokątny, a pozostałe to konstrukcje ukośne. Całkowita szerokość obiektów w planie wynosi od 10,30 m do 13,20 m.

Obiekty przeprowadzają nad autostradą drogi gminne, powiatowe i krajowe. Jezdnie usytuowane symetrycznie mają szerokość od 6,10 m do 11,10 m (między krawężnikami). Na obiektach wykonano izolację płyty pomostowej oraz ułożono nawierzchnię asfaltową o grubości 8 cm. W zależności od wymagań funkcjonalnych, na obiektach wykonano monolityczne kapy chodnikowe pokryte nawierzchnią z żywic oraz bariery energochłonne SP-06, barieroporęcze sztywne i balustrady stalowe.

Wszystkie wiadukty posadowione są bezpośrednio. Podporami skrajnymi są żelbetowe przyczółki o konstrukcji masywnej lub ażurowej zatopione w nasypie. Filary tworzą dwa owalne słupy żelbetowe o wymiarach gabarytowych 1,20 x 1,50 m umieszczone pod każdą belką.



Rys. 4-28 Przekroje poprzeczne przęseł przebadanych obiektów autostradowych (A4 Kleszczów-Sośnica)

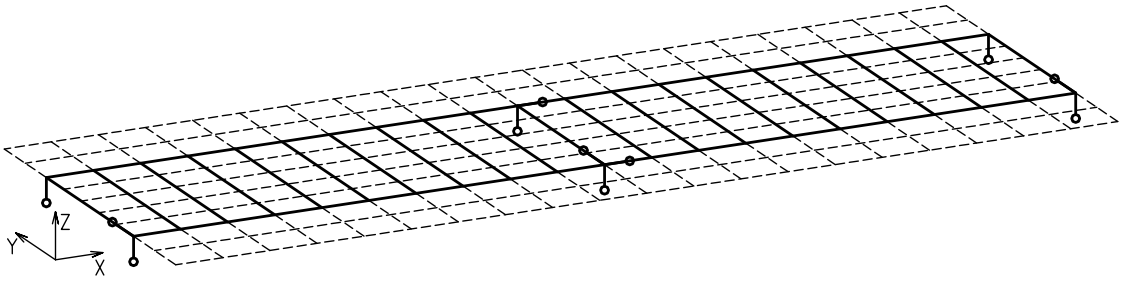
Tab. 4-7 Zestawienie podstawowych danych technicznych obiektów autostradowych (A4 Kleszczów-Sośnica)

L.p.	Oznaczenie	Km autostrady	Rozpiętości teoretyczne dźw igarów	Liczba dźw igarów	Wysokość dźw igarów	Rozstaw dźw igarów	Szerokość przęsła	Kąt skosu [g]	Klasa obciążeń
1	E(Mo)002	297 + 178,56	32,00 + 32,00	2	1,60	6,20	12,20	68,22	B
2	E(Mo)006	301 + 622,28	32,00 + 32,00	2	1,60	6,20	12,20	67,31	B
3	E(Mo)007	302 + 504,81	30,00 + 30,00	2	1,50	5,00	10,30	100,00	B
4	E(Mo)010	305 + 826,62	30,00 + 30,00	2	1,50	5,00	10,30	111,83	B
5	E(Mo)012	309 + 656,54	30,00 + 30,00	2	1,50	5,00	10,30	100,00	B
6	E(Mo)013	310 + 841,88	32,00 + 32,00	2	1,50	6,80	13,20	82,59	A
7	E(Mo)015	311 + 505,42	30,00 + 30,00	2	1,50	5,00	10,30	100,00	B
8	E(Mo)019	315 + 653,75	28,00 + 42,50 + 28,00	2	2,00	5,00	11,20	68,97	A

4.3.2 Próbne obciążenia statyczne

Projekty i realizacja próbnych obciążeń statycznych [158] zestawionych obiektów (Tab. 4-7) wykonano według podobnych koncepcji obejmujących sposób doboru schematów obciążeń, umiejscowienie punktów pomiarowych przy wykorzystaniu modelu rusztu. Przyjęte rozwiązania pokazano poniżej na przykładzie wiaduktu E(Mo)002.

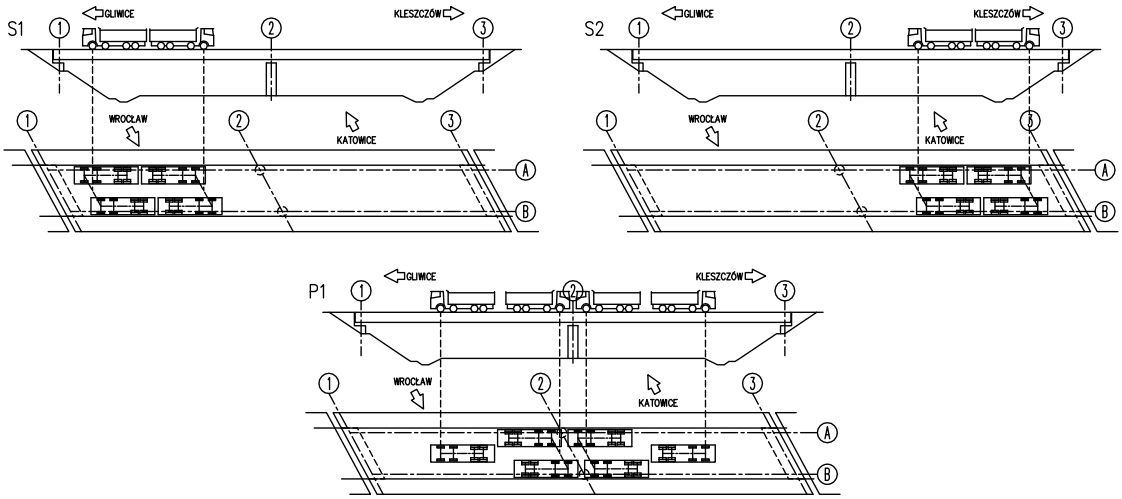
W projekcie próbnych obciążeń do analizy wykorzystano model rusztu odwzorowujący geometrię i sztywność dźwigarów głównych, poprzecznic oraz pasm płyt pomostowych pomiędzy poprzecznicami. Dodatkowo w celu generacji przyłożonego obciążenia zastosowano nieważką płytę o nieskończenie małej sztywności z wygenerowaną siatką skończoną o geometrii płyty pomostowej. Przykładowy model konstrukcji obiektu pokazano na Rys. 4-29. Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi odwzorowujących stopnie swobody tych łożysk. Obliczenia statyczne ustroju nośnego wykonane zostały programem Autodesk Robot Structural Analysis Professional [5][133].



Rys. 4-29 Model obliczeniowy obiektu E(Mo)002

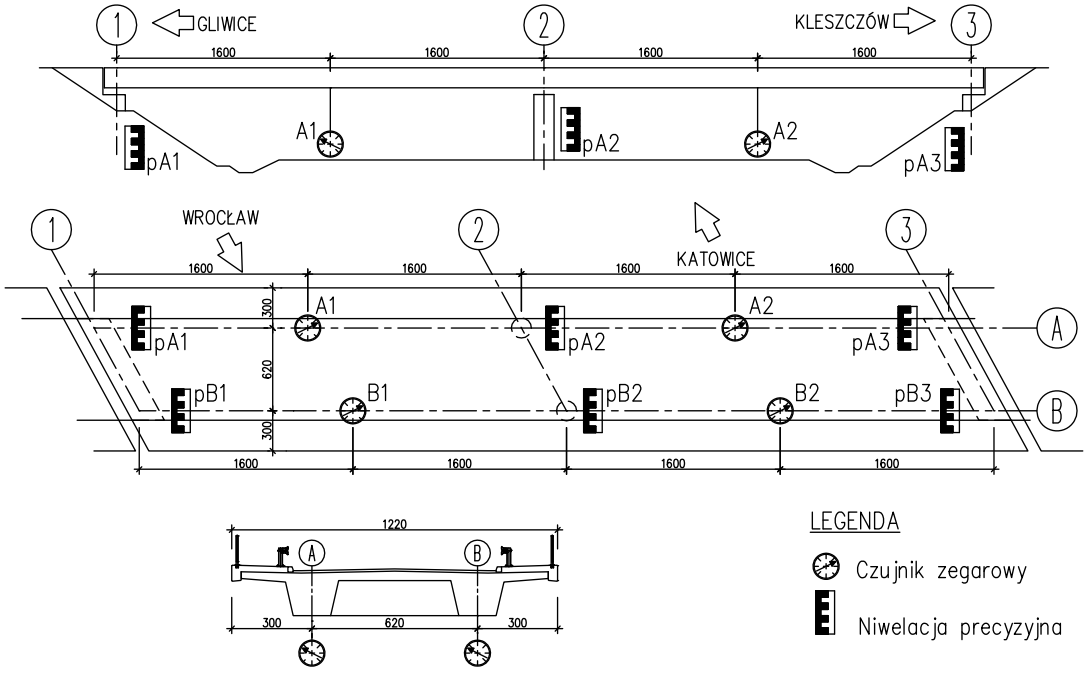
Wykorzystując utworzony model rusztu wykonano obliczenia określające wartości momentów zginających w dźwigarach głównych od poszczególnych schematów obciążenia próbnego, które porównywano z momentami charakterystycznymi od użytkowych obciążeń normowych. Dla wszystkich obiektów zakładano relację tych sił wewnętrznych na poziomie 80-90% przy najniekorzystniejszym ustawieniu obciążeń normowych według [123].

W ustrojach dwuprzęsłowych założono realizację trzech schematów obciążenia. Dwóch przęsłowych (S1 i S2), dobranych z warunku maksymalnego obciążenia dźwigarów głównych przęseł oraz jednego podporowego (P1). Schemat podporowy przyjęto z warunku największego momentu podporowego przy jednocześnie dużej reakcji nad filarem. Wszystkie obiekty obciążane były samochodami marki SCANIA P124(8x4) załadowanymi tłuczniem do masy całkowitej 35,2 t. Przed próbą pojazdy były kontrolowane w zakresie ich parametrów: typ pojazdu, rozstaw osi kół, protokół ważenia. Ustawienia samochodów w przyjętych schematach, na długości i w przekroju poprzecznym pokazano na Rys. 4-30.



Rys. 4-30 Schematy obciążeń obiektu E(Mo)002

Podczas realizacji wszystkich schematów próbnego obciążenia statycznego (Rys. 4-30) wykonywany był pomiar ugięć dźwigarów głównych oraz pomiar osiadań podpór. Ugięcia dźwigarów były mierzone czujnikami zegarowymi z dokładnością 0,01mm. Odczyty przemieszczeń zarówno konstrukcji przęseł jak i podpór wykonywano w tym samym czasie podczas każdego ze schematów w odstępie 15 minut. Obciążenie znajdowało się na wiadukcie 45 minut w przypadku schematu S1 i S2 oraz 30 minut przy realizacji schematu P1. Osiadania podpór były oceniane na podstawie niwelacji precyzyjnej zmian położenia dwóch punktów na każdej podporze. W trakcie pomiarów mierzono temperaturę powietrza. Miejsce usytuowania standardowych punktów pomiarowych pokazano na Rys. 4-31.



Rys. 4-31 Rozmieszczenie punktów pomiarowych

Rys. 4-32 Próbne obciążenie wiaduktu E(Mo)002

4.3.3 Wyniki badań

Wyniki ugięć z próbnych obciążeń statycznych opisanych obiektów przedstawiono w Tab. 4-8. Dodatkowo w ostatniej kolumnie (Tab. 4-8) zestawiono liczbę dni od betonowania ustroju nośnego do czasu wykonania próbnego obciążenia według [108]. Zestawione wartości ugięć maksymalnych porównano z ugięciami teoretycznymi obliczonymi w projekcie próbnego obciążenia, ponadto sprawdzono warunek normowy dla ugięć trwałych.

Na podstawie zmierzonych przemieszczeń całkowitych (U_c) i trwałych (U_t), po uwzględnieniu osiadania podpór wyznaczono przemieszczenia sprężyste (U_s), które porównano z odpowiednimi wartościami obliczonymi teoretycznie (U_o) w modelu (MOPW).

Tab. 4-8 Wyniki ugięć wiaduktów z próbnych obciążeń statycznych (A4 Kleszczów-Sośnica)

Badane obiekty			Ugięcia całkowite	Ugięcia trwałe	Ugięcia sprężyste	Ugięcia obliczone	Us/Uo	Czas od bet do prób obc
			Uc [mm]	Ut [mm]	Us [mm]	Uo [mm]	[%]	[dni]
E(Mo)002	Przęsło I	A1	5,03	0,02	5,01	8,72	***57%***	229
		B1	4,89	0,02	4,87	8,27	***59%***	
	Przęsło II	A2	4,85	0,04	4,81	8,27	***58%***	
		B2	4,98	0,17	4,81	8,72	***55%***	
E(Mo)006	Przęsło I	A1	5,45	0,15	5,30	8,63	***61%***	208
		B1	5,88	0,24	5,64	9,07	***62%***	
	Przęsło II	A2	5,52	0,05	5,47	9,07	***60%***	
		B2	5,29	0,06	5,23	8,63	***61%***	
E(Mo)007	Przęsło I	A1	6,30	0,22	6,08	10,06	***60%***	253
		B1	6,42	0,35	6,07	10,06	***60%***	
	Przęsło II	A2	6,48	0,13	6,35	10,06	***63%***	
		B2	6,30	0,05	6,25	10,06	***62%***	
E(Mo)010	Przęsło I	A1	5,46	0,00	5,46	10,41	***52%***	534
		B1	5,48	0,01	5,47	10,41	***53%***	
	Przęsło II	A2	5,73	0,06	5,68	10,41	***55%***	
		B2	5,74	0,05	5,69	10,41	***55%***	
E(Mo)012	Przęsło I	A1	5,78	0,32	5,46	10,41	***52%***	426
		B1	5,70	0,45	5,25	10,41	***50%***	
	Przęsło II	A2	5,59	0,13	5,47	10,41	***52%***	
		B2	5,57	0,14	5,41	10,41	***52%***	
E(Mo)013	Przęsło I	A1	10,24	0,26	9,98	18,23	***55%***	121
		B1	10,21	0,26	9,95	18,39	***54%***	
	Przęsło II	A2	10,32	0,18	10,14	18,23	***56%***	
		B2	10,07	0,12	9,95	18,39	***54%***	
E(Mo)015	Przęsło I	A1	5,44	0,06	5,38	10,41	***52%***	406
		B1	5,41	0,10	5,31	10,41	***51%***	
	Przęsło II	A2	5,26	0,03	5,23	10,41	***50%***	
		B2	5,27	0,01	5,26	10,41	***51%***	
E(Mo)019	Przęsło I	A1	3,02	0,11	2,91	3,92	***74%***	66
		B1	2,87	0,06	2,81	3,71	***76%***	
	Przęsło II	A2	8,13	0,76	7,37	9,72	***76%***	
		B2	8,04	0,71	7,33	9,67	***76%***	
	Przęsło III	A3	3,06	0,15	2,91	3,71	***78%***	
		B3	3,05	0,12	2,93	3,92	***75%***	

4.3.4 Wnioski

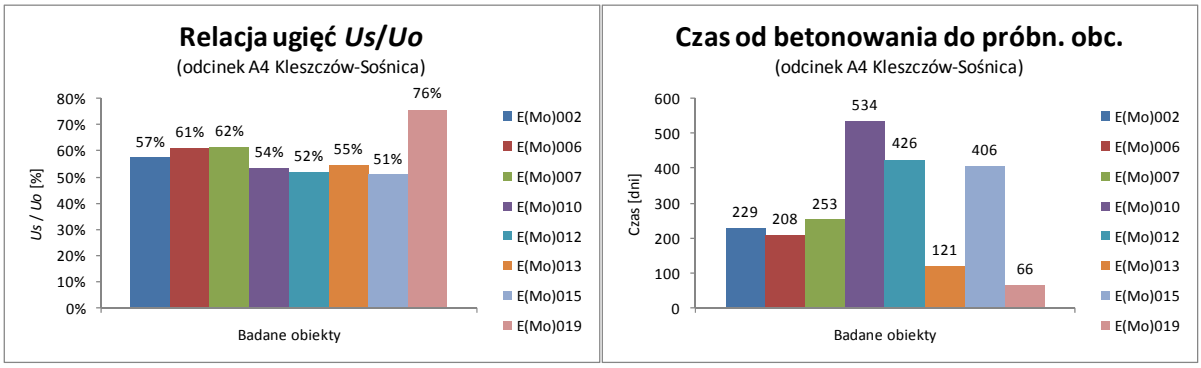
Na podstawie przeprowadzonych badań próbnych obciążeń analizowanych obiektów stwierdzono:

- Konstrukcja podpór jest stabilna, pomierzone podczas obciążenia mostów, maksymalne osiadania przyczółków i filarów były znacznie mniejsze od dopuszczalnych (5mm).
- Ugięcia sprężyste ustrojów nośnych, wywołane próbnym obciążeniem statycznym były mniejsze od obliczonych teoretycznie. W przypadku schematów przęsłowych, ugięcia dźwigarów stanowiły od 50 do 78% wartości teoretycznych, co świadczy o większej od założonej sztywności oraz uzyskaniu wymaganej nośności przęseł.

- Ugięcia trwałe przęseł nie przekroczyły 10% ugięć całkowitych spełniając warunek normowy.
- Wykonane dodatkowo wyniki badań jakości betonu potwierdziły jego wysoką klasę oraz bardzo dobrą jednorodność.
- Oględziny wiaduktów przed i po wykonaniu próbnych obciążeń nie wykazały żadnych zmian.

Otrzymane z badań odbiorczych wyniki świadczą o uzyskaniu wymaganej nośności. Znacznie mniejszych od teoretycznych wyniki badań nie należy traktować wprost jako rezerwy nośności. Rozbieżności te są znakiem przyjęcia niewłaściwego modelu do badań.

Średnią relacja ugięć U_s/U_o dla badanych obiektów oraz czas od betonowania ustrojów nośnych do próbnego obciążenia przedstawiono na Rys. 4-33. Wiek betonu jest czynnikiem zwiększającym wytrzymałość betonu. Widać to po relacji ugięć na podstawie wiaduktu E(Mo)019 (Tab. 4-8 Rys. 4-33), gdzie okres od betonowania ustroju nośnego do próbnego obciążenia był najkrótszy i wyniósł 66 dni dając tym samym średni stosunek ugięć na poziomie 76%. W pozostałych obiektach okres ten był znacznie dłuższy i wahał się od 121 do 534 dni dając wyniki stosunku ugięć pomierzonych (sprężystych) do obliczonych (Tab. 4-8 Rys. 4-33) na poziomi 51-62%.



Rys. 4-33 Średnia relacja ugięć U_s/U_o (z lewej) oraz czas od betonowania do próbnego obciążenia (z prawej)

Drugim czynnikiem wpływającym na różnice relacji ugięć U_s/U_o dla obiektu E(Mo)019 i pozostałych obiektów jest fakt, że wiadukt E(Mo)019 o najbliższej sztywności rzeczywistej do projektowanej nie ma chodników dla pieszych, a więc kapy chodnikowe mają najmniejszą szerokość. Pomniejszenie efektu wpływu wyposażenia na wzrost sztywności potęguje fakt, że obiekt ten ma najwyższe dźwigary (2,00 m) w stosunku do pozostałych badanych obiektów (1,50-1,60 m). Procentowy udział pola powierzchni kap chodnikowych do pola ustroju nośnego w przypadku obiektu E(Mo)019 wynosi 6,2 %, a na przykład dla obiektu E(Mo)007 jest to wartość aż 16,8%.

Najważniejsze spostrzeżenia z porównania wyników badań ośmiu wiaduktów o tym samym typie ustroju nośnego („typ 4") są następujące:

- Wpływ wieku betonów stosowanych w konstrukcjach mostowych na wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie oraz moduł sprężystości jest znaczny i należy przeprowadzić badania niszczące betonu o recepturze stosowanej w badanych obiektach po 7, 14, 28, 90 i 180 dniach od betonowania. Otrzymana relacja naprężenie – odkształcenie (σ-ε) pozwoli w sposób przybliżony wyznaczyć rzeczywisty moduł sprężystości betonów i porównać z różnymi propozycjami prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu.
- Wpływ zespolonych kap chodnikowych z ustrojem nośnym w zależności od udziału jej pola powierzchni do całego ustroju nośnego może być znaczący. Efekt ten należy zweryfikować

na obiekcie w różnym etapie jego budowy, co pozwoli określić procentowy wpływ tego rodzaju wyposażenia mostu na wzrost sztywności. Badanie takie będzie przeprowadzone z równoległymi badaniami niszczącymi betonu badanego ustroju nośnego oraz kapy chodnikowej.

4.4 BADANIA LABORATORYJNE BETONU „MOSTOWEGO"

4.4.1 Receptura laboratoryjna mieszanki betonowej

Receptura laboratoryjna mieszanki betonowej była taka sama jak dla przebadanych obiektów mostowych. Próbki pobierane były w wytwórni. Producentem betonu był CEMEX POLSKA Sp. z o.o. Region Południe z siedzibą w Mysłowicach.

Podstawowe parametry mieszanki:

- Rodzaj betonu: Beton mostowy.
- Dokument odniesienia: PN-B/88-06250, PN-EN-206-1.
- Klasa wytrzymałości: C35/45.
- Konsystencja: S-3.
- Wskaźnik W/C: 0,44.
- D_{max}: 16 mm.
- Rozwój wytrzymałości: umiarkowany.
- Cement: Cem I 42.5 MSR NA Warta.
- Kruszywo: grys bazaltowy 2/8 16/32 Gracze.

Inne wymagania dla betonu:

- Wodoszczelność: W-8.
- Nasiąkliwość: <5%.
- Mrozoodporność: F150.

Skład laboratoryjny mieszanki betonowej na 1 m^3 betonu przedstawiono w Tab. 4-9, a cechy świeżej mieszanki betonowej w Tab. 4-10. Dodatkowo w Tab. 4-11 pokazano cechy stwardniałego betonu otrzymane przez producenta.

Tab. 4-9 Skład laboratoryjny mieszanki betonowej na 1 m^3 badanego betonu

L.p.	Nazwa składnika		Jednostka	Ilość	Gęstość [g/cm3]	Objętość [dm3]
1	Piasek 0/2	Kotlarnia	kg	670,00	2,62	255,73
2	Żwir 2/8	Roszków / Brzezie	kg			
3	Żwir 8/16	Roszków / Brzezie	kg			
4	Grys 2/8 bazalt	Gracze	kg	640,00	3,00	213,33
5	Grys 8/16 bazalt	Gracze	kg	700,00	3,00	233,33
6	Grys 16/32 granit	Graniczna	kg			
7	Woda	wodociąg miejski	kg	160,00	1,00	160,00
8	CEM III A 32,5 N	Rudniki	kg			
9	CEM I 42,5 MSR NA	Warta	kg	370,00	3,10	119,35
10	Powietrze		%	1,50		15,00
	Dodatki do betonu					
1	Popiół (%)	0,0	kg			
2	Zbrojenie rozproszone		kg			
	Domieszki do betonu					
	Nazwa domieszki		% m C			
1	RBV	Isola	1,10	4,07	1,17	3,48
2	-	-				
3	-	-				
	RAZEM		kg	2544,07	dm3	1000,23

Tab. 4-10 Cechy świeżej mieszanki betonowej

L.p	Cechy		Jednostka	Wynik
1	Zawartość powietrza		%	1,5
2	Konsystencja: opad stożka			
	z chemią po 10 min.			13
		po 30 min.		11
		po 60 min.		10
3	Gestość pozorna			2,55
4	Temperatura			
		beton		20
		powietrze		20

Tab. 4-11 Cechy stwardniałego betonu

L.p	Cechy		Jednostka	Wynik
1	Gęstość pozorna		t/m3	2,54
2	Wytrzymałość F_{ckcube}			
		po 2 dniach	MPa	-
		po 7 dniach	MPa	40,1
		po 14 dniach	MPa	-
		po 28 dniach	MPa	55,2
3	Wodoszczelność		W	W-8
4	Mrozoodporność		F	F 150
		ubytek masy	%	0,2
		strata wytrzymałości	%	15,3
5	Nasiąkliwość		%	4,7

4.4.2 Przygotowanie próbek

Próbki pobierano zgodnie z normą [117]. Pobrano w wytwórni 18 sztuk próbek do badania.

Sposób zagęszczania próbek w formach i warunki ich przechowywania były zgodne z normą [118]. Zagęszczanie próbek wykonywano w trzech warstwach, po ułożeniu kolejnej warstwy zagęszczano próbkę na stole wibracyjnym przez okres 20 s.

Rys. 4-34 Pobieranie i zagęszczanie próbek w wytwórni

4.4.3 Sposób badania

Badania betonu wykonywano metodą niszczącą. Do prób ściskania stosowano prasę wytrzymałościową z ważnym świadectwem legalizacji. Istotny jest zakres pomiaru siły. Maksymalna siła potrzebna do zniszczenia próbki stanowiła minimum 20%, lecz nie przekraczała 90% pełnego zakresu obciążeń prasy. Płyty oporowe zapewniały możliwość osiowego ustawienia próbki. Jedna z głowic prasy byłą osadzona na przegubie kulistym. Próbki walcowe badano zgodnie z kierunkiem betonowania.

W celu uzyskania płaskich i poziomych powierzchni styku próbki z prasą, zamontowano na próbkach metalowe przekładki, które wypełniono piaskiem i uszczelniono woskiem.

Przed badaniem określono wymiary próbek z dokładnością do 0,1 mm. Prędkość przyrostu naprężeń ściskających w próbce była stała i wynosiła 0,6 ± 0,4 MPa/s.

Rys. 4-35 Badanie próbek metoda niszczącą (Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej)

Na każdej próbce w środku ich wysokości przyklejano po dwa czujniki elektrooporowe o bazie pomiarowej 120 mm na przeciwległych stronach. W czasie badania rejestrowane były odkształcenia próbki oraz siła nacisku prasy w czasie.

4.4.4 Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie przy użyciu prasy wytrzymałościowej

Charakterystyczną wytrzymałość betonu na ściskanie określano na próbkach walcowych (f_{ck}) o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm według normy [116] i [119].

Do obliczeń wytrzymałości na ściskanie (f_{ci}) i-tej próbki o powierzchni docisku (F) miarodajna jest siła niszcząca (P_n) tę próbkę:

$$f_{ci} = \frac{P_{ni}}{F} \tag{4-1}$$

Średnią wytrzymałość na ściskanie obliczono wg wzoru:

$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_{ci}}{n} \tag{4-2}$$

gdzie: n – jest liczbą wyników badania wytrzymałości betonu na ściskanie.

Odchylenie standardowe obliczono wg wzoru:

$$s(f) = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^{n} (f_{ci} - f_{cm})^2} \tag{4-3}$$

Charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie obliczono wg wzoru:

$$f_{ck} = f_{cm} - k \cdot s(f) \tag{4-4}$$

gdzie: k – współczynnik zależny od poziomu prawdopodobieństwa wystąpienia wartości równych lub wyższych od wytrzymałości charakterystycznej, wg normy PN-88/B-06250 [124] dla $p = 0{,}95$ wynosi 1,64, zaś według normy PN-EN 206-1 [116] jego wartość należy przyjmować jako 1,48; $s(f)$ – odchylenie standardowe wytrzymałości [MPa].

Dodatkowo obliczono wskaźnik zmienności $v(f)$ wyrażony w % jako stosunek odchylenia standardowego do wartości średniej:

$$v(f) = \frac{s(f)}{f_{cm}} \tag{4-5}$$

Wskaźnik ten określa charakterystykę jednorodności wytrzymałości betonu według kryterium podanym w Tab. 4-12.

Tab. 4-12 Kryterium jednorodności wytrzymałości betonu [45]

Wartość wskaźnika zmienności v [%]	Ocena jednorodności
≤ 7	bardzo dobra
8 do 10	dobra
11 do 13	średnia
14 do 15	dostateczna
> 15	niedostateczna

Zgodnie z pozycjami [34] [45] [116] przy kontroli zgodności betonu projektowanego rozróżnia się dwa rodzaje produkcji: początkową i ciągłą. Za początkową uważa się produkcję betonu do momentu uzyskania co najmniej 35 wyników badań. Jeśli uzyskano już 35 rezultatów, ale w okresie nie dłuższym niż 12 miesięcy, można daną produkcję uznać za ciągłą. Dostarczane betony na obiekty mostowe posiadają certyfikat kontroli produkcji, lecz przez odmienne warunki wbudowania i dojrzewania uznaje się je za produkcję początkową. Takie założenie przyjęto w pracy do oceny zgodności wytrzymałości betonu.

Podane w normie [116] kryteria zgodności wytrzymałości badanego betonu z wymaganą charakterystyczną wytrzymałością (f_{ck}), dotyczą wartości z (n) wyników badania wytrzymałości (f_{cm}) oraz dowolnego pojedynczego wyniku badania wytrzymałości w danej serii próbek (f_{ci}). Wszystkie wartości podawane są w MPa, a oznaczane w 28 dniu dojrzewania betonu.

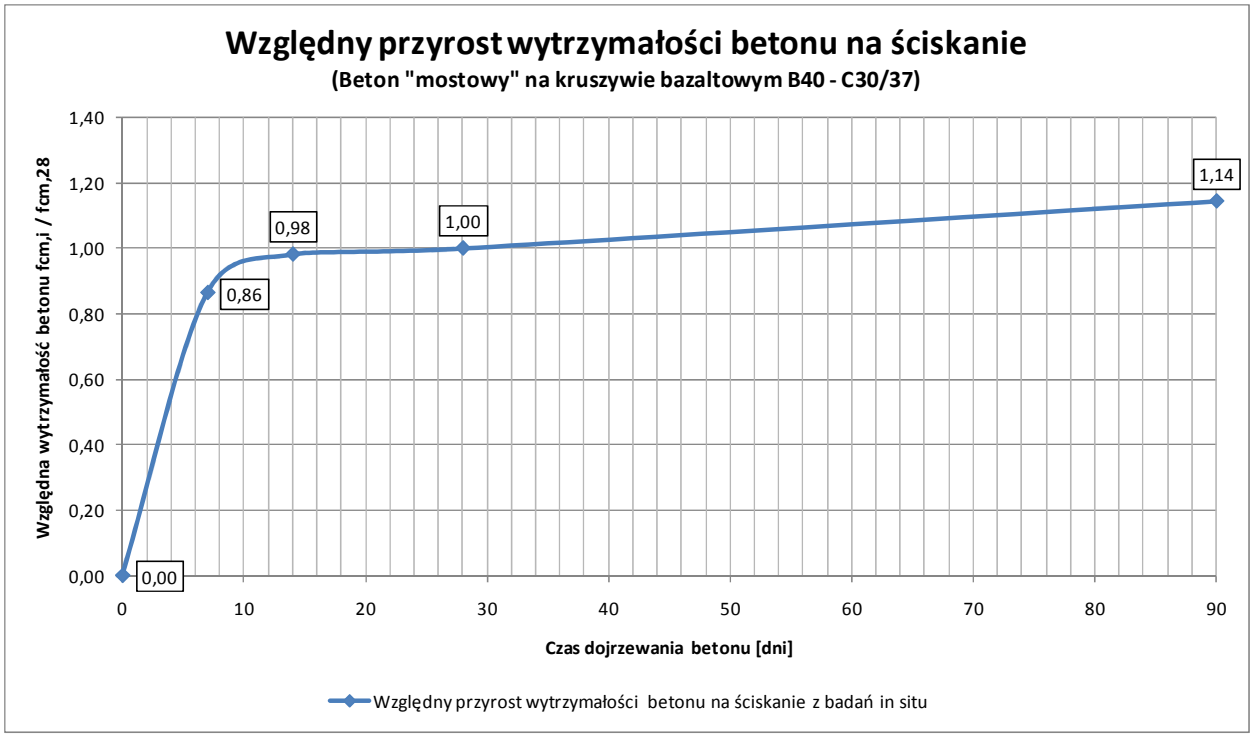
Przy produkcji początkowej (beton ustroju nośnego) wymagana minimalna liczba próbek w serii wynosi $n = 3$, a podwójne kryterium zgodności ma postać:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4; \quad f_{ci} \geq f_{ck} - 4 \tag{4-6}$$

Szczegółowe wyniki badania zawarto w Tab. 4-13. Przedstawiono rzeczywiste klasy wytrzymałości betonu w czasie 7, 14, 28 i 90 dni od zabetonowania. Projektowana klasa wytrzymałości betonu wynosiła C35/45. Już po 7 dniach beton uzyskał projektowaną klasę. Po 28 dniach klasa wzrosła do C 40/50, a po 90 dniach przyrost wytrzymałości wyniósł 14% do klasy C45/55 (Rys. 4-36).

Tab. 4-13 Otrzymane wytrzymałości betonu dla 7, 14, 28 i 90 dni dojrzewania

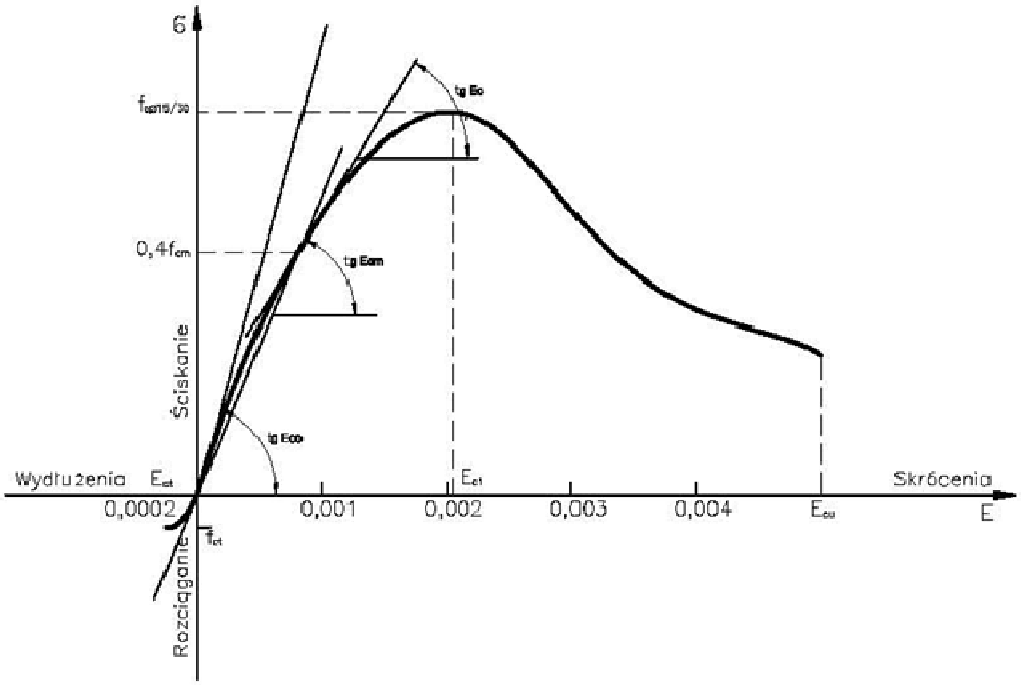
Data	Próbka	Waga	Pow. ściskania	Objętość próbki	Gęstość objęt.	Okres dojrzewa.	Odczyt	Wytrzym. na ściskanie	Średnia wytrzym.	Odchylenie standardow.	Charakter. wytrzym.	Wskaźnik zmienności	Ocena jednorodn.	Klasa betonu
		G	F	V	ρ	t	P_n	f_{ci}	f_{cm}	$s(f)$	f_{ck}	$v(f)$	-	-
	[Lp]	[g]	[cm^2]	[cm^3]	[kg/m^3]	[dni]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	-	-
06-12-20	1	13985	176,6	5298,8	2639	7	684,5	38,8	38,8	1,1	37,1	4,4	b. dobra	C35/45
	2	13965	176,6	5298,8	2636		668,4	37,8						
	3	13978	176,6	5298,8	2638		705,4	39,9						
06-12-27	1	13968	176,6	5298,8	2636	14	868,5	49,2	47,0	2,9	42,2	10,2	średnia	C40/50
	2	13978	176,6	5298,8	2638		771,2	43,7						
	3	13924	176,6	5298,8	2628		848,5	48,0						
07-01-11	1	13905	176,6	5298,8	2624	28	781,3	44,2	47,2	2,6	43,0	8,9	dobra	C40/50
	2	13927	176,6	5298,8	2628		863,3	48,9						
	3	13866	176,6	5298,8	2617		856,1	48,5						
07-03-29	1	13859	176,6	5298,8	2616	90	1004,5	56,9	53,8	2,8	49,2	8,7	dobra	C45/55
	2	13885	176,6	5298,8	2620		904,8	51,2						
	3	13886	176,6	5298,8	2621		943,4	53,4						



Rys. 4-36 Względny przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie

4.4.5 Określenie modułu sprężystości betonu

Beton nie jest materiałem idealnie sprężystym. Także jego charakterystyka determinowana relacją naprężenie – odkształcenie (σ-ε), nie ma przebiegu liniowego. Już przy niewielkich naprężeniach w betonie obserwuje się odkształcenie nieodwracalne (plastyczne). Zależność (σ-ε) ma więc przebieg krzywoliniowy, co łączy się z uszkodzeniami struktury obciążonego betonu. Zależność (σ-ε) w jednoosiowym stanie naprężenia przy obciążeniu doraźnym przedstawiono na poniższym rysunku.



Rys. 4-37 Zależność naprężenie - odkształcenie

W relacji (σ-ε) dowolnemu naprężeniu σ odpowiada zmienna wartość $E_c=d\sigma/d\varepsilon$ nazywana modułem chwilowym. W początku układu (σ-ε) mamy $d\sigma/d\varepsilon=E_{c0}$,gdzie E_{c0} nosi nazwę początkowego modułu sprężystości i dla danego betonu odznacza się największą wartością liczbową. W przedziale obciążeń użytkowych, w których σ_c jest stosunkowo małe, moduł sprężystości zmienia się nieznacznie, toteż tę wartość zbliżoną do E_{c0} dla celów praktycznych często przyjmuje się jako stałą. W tym stanie rzeczy, w praktyce często posługujemy się modułem uśrednionym (zwany średnim modułem sprężystości), tzw. siecznym, determinowanym nachyleniem cięciwy, której $E_{cm}=\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$. Moduł ten wyznacza się najczęściej w przedziale naprężeń σ = (0,3 ÷ 0,6)f_c, gdzie f_c jest wytrzymałością na ściskanie próbki walcowej ø15/30 cm. Moduł ten oblicza się jako tangens kąta nachylenia siecznej. W przepisach EC2 [36] zalecono przedział $\sigma_1 = 0$ i $\sigma_2 = 0{,}4\,f_{cm}$.

Przy obliczeniach modułu skorzystano ze wzoru:

$$E_{cm} = \frac{0{,}4 f_{cm}}{\Delta\varepsilon} \tag{4-7}$$

przy:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \tag{4-8}$$

gdzie: $\Delta\varepsilon$ – przyrost odkształcenia próbki betonowej wywołana osiągnięciem $0{,}4f_{cm}$, Δl – zmiana długości próbki wywołana osiągnięciem $0{,}4f_{cm}$, l_0 – długość próbki walcowej.

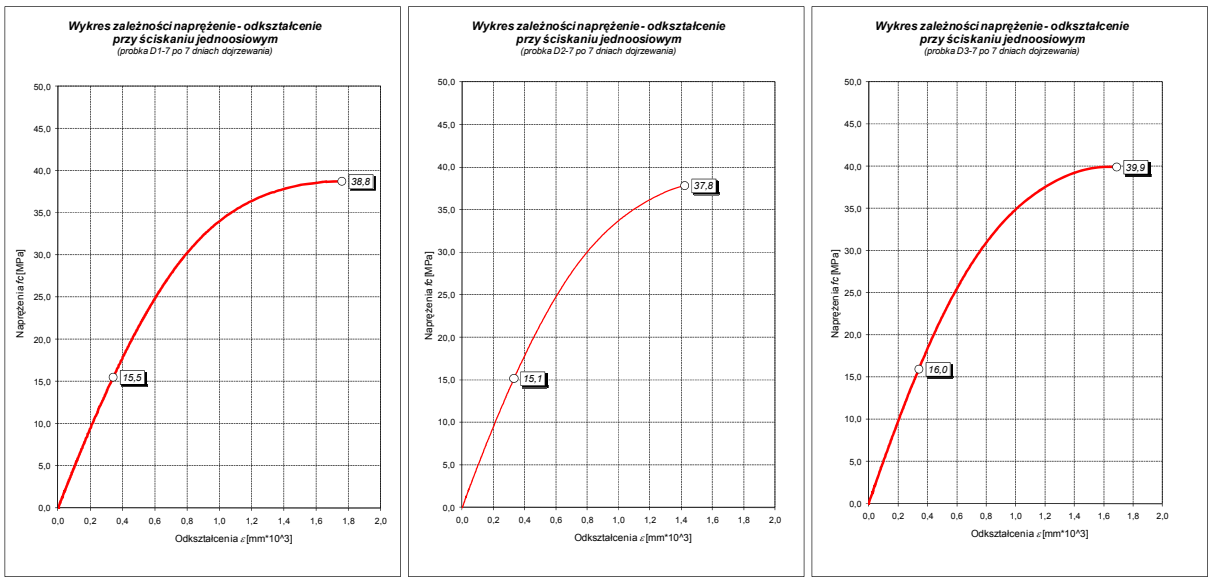
Średni moduł sprężystości betonu obliczono wg wzoru:

$$E_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{n} E_{cmi}}{n} \tag{4-9}$$

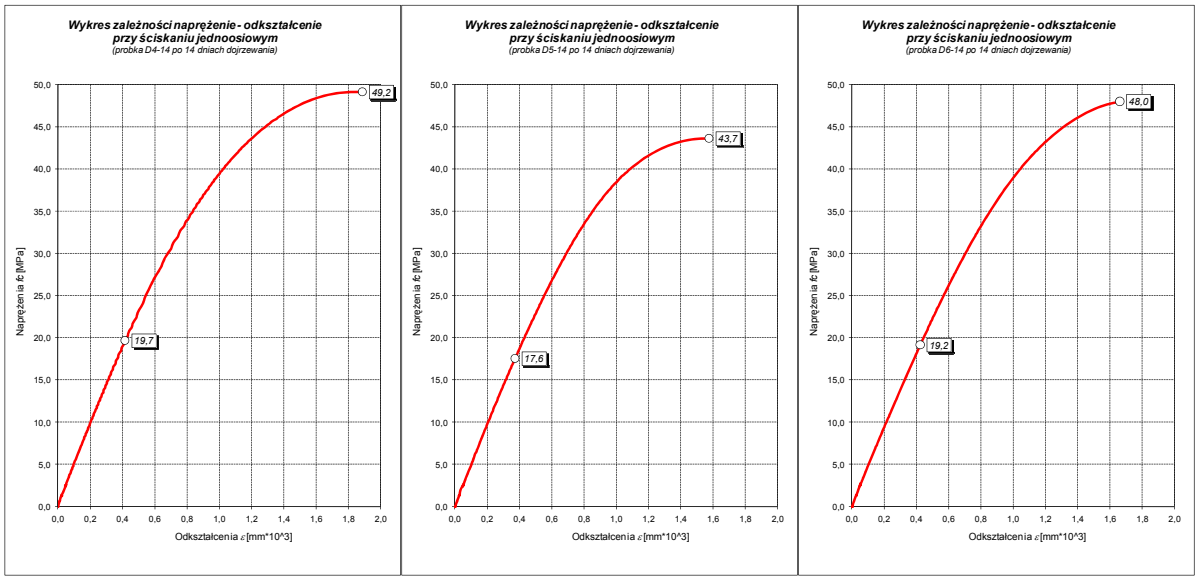
Metoda badań modułu nie jest znormalizowana. Wymagania szczegółowe można znaleźć w instrukcji ITB nr 194 [56]. Według tej metody współczynnik sprężystości betonu powinien być określany jako wartość średnia z wyników badań co najmniej 3 próbek. Badania przeprowadza się na walcach o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Górne i dolne powierzchnie walców powinny być gładkie i równoległe do siebie. Warstwy wyrównawcze i przekładki metalowe stosowane do betonów o wytrzymałości powyżej 60 MPa, podlegają identycznym wymaganiom jak przy próbkach badanych na ściskanie.

Do pomiaru odkształceń stosuje się przyrządy o minimalnej zdolności odczytu $\pm 5 \cdot 10^{6}$ mm. Baza pomiarowa nie powinna być mniejsza niż $^2/_3$ średnicy próbki i nie większa niż ½ jej wysokości. Dla walca ø15/30 cm stosuje się bazy 100 lub 150 mm.

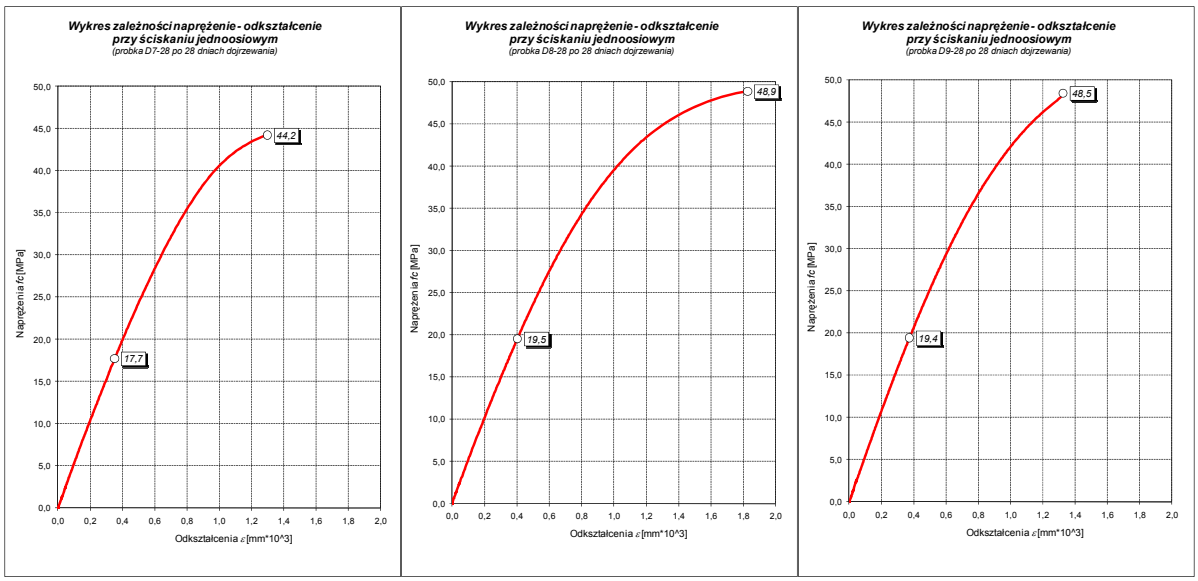
Szczegółowe wyniki badań niszczących betonu po 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania zawarto na Rys. 4-38, Rys. 4-39, Rys. 4-40 i Rys. 4-41.



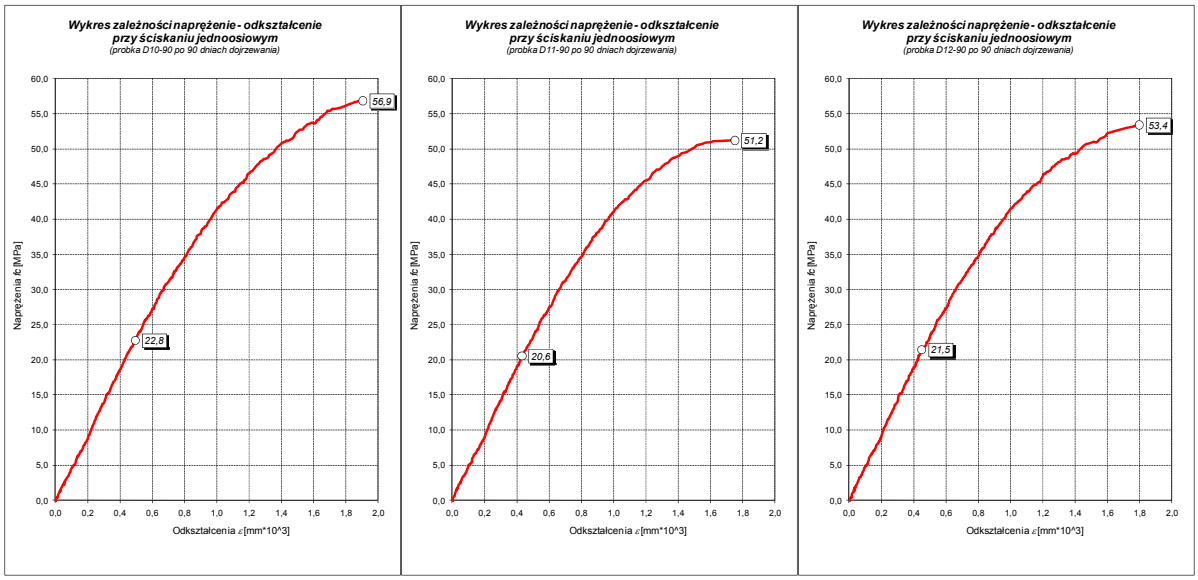
Rys. 4-38 Wyniki badań betonu po 7 dniach dojrzewania z badań niszczących



Rys. 4-39 Wyniki badań betonu po 14 dniach dojrzewania z badań niszczących



Rys. 4-40 Wyniki badań betonu po 28 dniach dojrzewania z badań niszczących



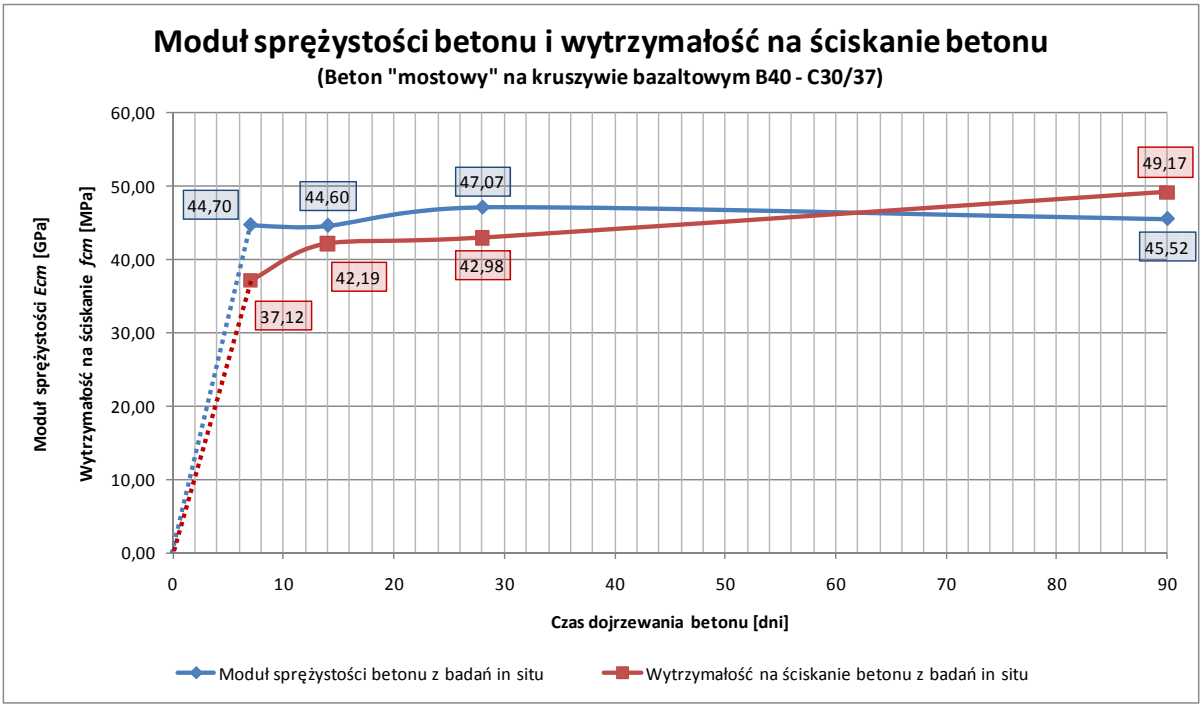
Rys. 4-41 Wyniki badań betonu po 90 dniach dojrzewania z badań niszczących

Otrzymane wartości średnich modułów sprężystości betonu dla próbek pielęgnowanych w warunkach laboratoryjnych po 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania przedstawiono w Tab. 4-14. Zmiany, jakie nastąpiły w tym okresie ilustruje wykres na Rys. 4-42.

Badania pokazują, że charakterystyczny moduł sprężystości betonu szybko uzyskuje spodziewaną wartość. Po 7 dniach dojrzewania charakterystyczny moduł sprężystości betonu wyniósł $E_{ck,7}$ = 44,70 GPa, co odpowiada 98 % wartości modułu po 90 dniach $E_{ck,90}$ = 45,52 GPa. W tym samym czasie charakterystyczna wytrzymałość betonu po 7 dniach wyniosła $f_{ck,7}$ = 37,12 MPa i było to 75 % wartości wytrzymałości betonu po 90 dniach dojrzewania $f_{ck,90}$ = 49,17 MPa. Badania pokazują, że moduł sprężystości betonu bardzo szybko uzyskuje swoją docelową wartość i później nieznacznie wzrasta. Efekt spadku modułu sprężystości pomiędzy 28 i 90 dniem dojrzewania (Rys. 4-42) można tłumaczyć zmianami wilgotnościowymi pielęgnowanych próbek.

Tab. 4-14 Otrzymane moduły sprężystości betonu i wytrzymałości na ściskanie dla 7, 14, 28 i 90 dni dojrzewania

Data	Próbka	Okres dojrzewa.	Wytrzym. na ściskanie	Średnia wytrzym.	Odchylenie standardow.	Charakter. wytrzym.	Moduł sprężyst.	Średni moduł	Odchylenie standardow.	Charakter. moduł spręż.
		t	f_{ci}	f_{cm}	$s(f)$	f_{ck}	E_{ci}	E_{cm}	$s(f)$	E_{ck}
	[Lp]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
06-12-20	1	7	38,8	38,8	1,1	37,12	45,2	45,7	0,6	44,70
	2		37,8				45,5			
	3		39,9				46,5			
06-12-27	1	14	49,2	47,0	2,9	42,19	47,2	46,4	1,1	44,60
	2		43,7				46,9			
	3		48,0				45,1			
07-01-11	1	28	44,2	47,2	2,6	42,98	50,3	50,1	1,9	47,07
	2		48,9				48,2			
	3		48,5				51,9			
07-03-29	1	90	56,9	53,8	2,8	49,17	46,0	47,0	0,9	45,52
	2		51,2				47,2			
	3		53,4				47,8			



Rys. 4-42 Zmiana modułu sprężystości i wytrzymałości na ściskanie betonu w czasie

4.4.6 Wnioski

Badania zweryfikowały rzeczywiste czasowe rozkłady cech betonu „mostowego", którego receptura odpowiadała betonom wbudowanym w przebadanych wiaduktach opisanych w punkcie (4.3). Wyniki potwierdziły duże przyrosty wytrzymałości betonu w stosunku do założonych podczas projektowania. Projektowana klasa betonu według [116] wynosiła C35/45 (według normy [126] B-40). Już po 7 dniach pielęgnacji beton uzyskał wymaganą klasę, a po 90 dniach pielęgnacji beton odpowiadał klasie C45/55. Wytrzymałość charakterystyczna betonu po 90 dniach pielęgnacji była wyższa o 40 % od normowej wartości.

Otrzymane wartości modułów sprężystości potwierdziły wzrost o 23-29% w zależności od czasu dojrzewania betonu. Wyniki ugięć z próbnych obciążeń wiaduktów o recepturze badanego betonu kształtowały się na poziomie od 51% do 76 % maksymalnych ugięć obliczonych teoretycznie, co

świadczyło o większej niż założonej sztywności konstrukcji. Jeżeli uwzględnimy rzeczywisty moduł sprężystości betonu, to ta relacja wynosi od 64 % do 95 %.

Przy badaniach w ramach próbnych obciążeń betonowych obiektów mostowych, gdy potwierdzamy wymaganą nośność na podstawie ugięć, stosowne wydaje się eksperymentalne badanie określające moduł sprężystości. Analizowany model obliczeniowy konstrukcji (MOPW) ma adekwatny parametr geometrii i parametr obciążenia, jednak już parametru materiału różniącego się co najmniej o 23 % nie można uznać za odpowiedni. Dlatego podczas weryfikacji otrzymanych wyników należy uwzględnić rzeczywisty moduł sprężystości betonu w modelu (MOPZ).

Przeprowadzone badania niszczące betonu, w których uzyskano zależność naprężenie – odkształcenie, umożliwia wprost określenie siecznego modułu sprężystości. Jednak w praktyce laboratoria badań betonu niszcząc próbki rejestrują jedynie siłę niszczącą i na jej podstawie określają klasę betonu. W takim przypadku podczas próbnych obciążeń możliwe jest wyznaczać prognozowaną wartość modułu sprężystości na podstawie wytrzymałości betonu po 28 dniach dojrzewania. W dalszej pracy takie określanie parametrów betonu w czasie zostanie omówione.

4.5 POSZERZONE BADANIA ODBIORCZE WYBRANEGO OBIEKTU

4.5.1 Wprowadzenie

Celem tych badań było potwierdzenie przypuszczeń o znacznym wpływie zespolonych kap chodnikowych z ustrojem nośnym na wzrost sztywności badanych mostów. Z uwagi na liczne występowanie dwubelkowych i dwuprzęsłowych wiaduktów nad autostradami, poszerzone badania *in situ* przeprowadzono na typowym obiekcie o tej konstrukcji.

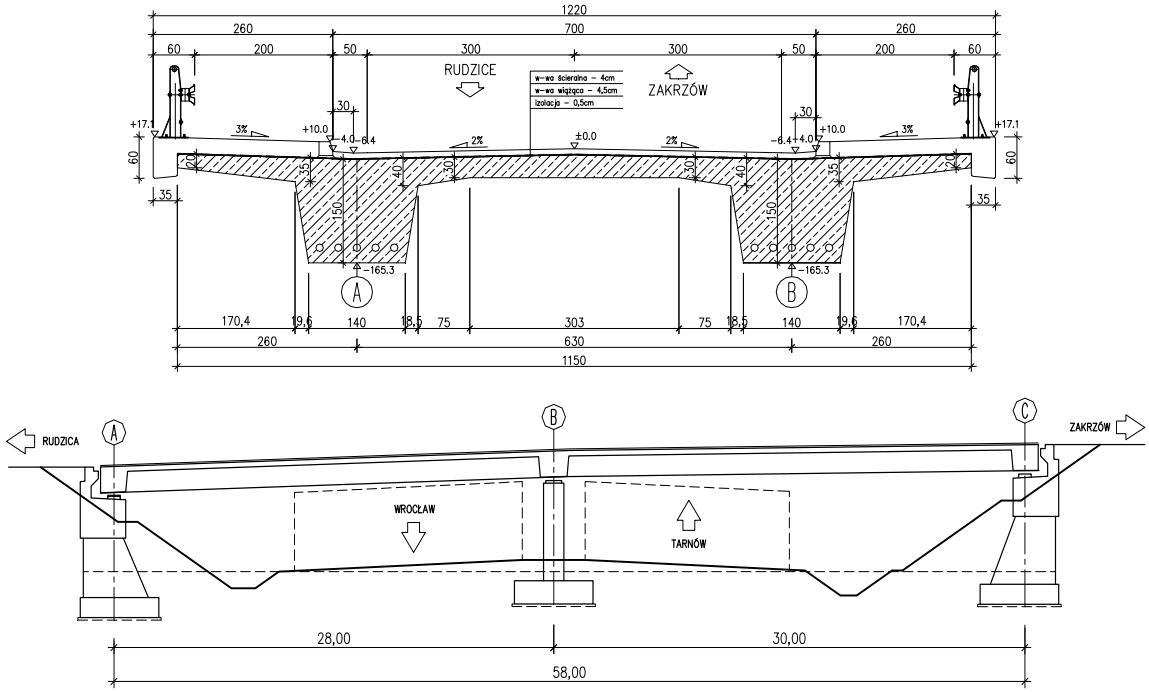
Wykonano badania pod próbnym obciążeniem w trzech etapach budowy wiaduktu autostradowego: po zabetonowaniu i sprężeniu ustroju nośnego (etap I), po zabetonowaniu kap chodnikowych (etap II) i po wykonaniu pozostałego wyposażenia (etap III).

Liczne wyniki badań odbiorczych betonowych obiektów mostowych ([158] [159] [160] [161] [162]) pokazują nam wzrost rzeczywistej sztywności ustroju nośnego o 30-50% w stosunku do teoretycznie wyznaczonej. Uzasadnienie tych różnic wymaga znajomości rzeczywistych cech fizycznych betonu w dniu badań oraz wpływu wyposażenia. Częściowo za różnice sztywności rzeczywistego ustroju nośnego odpowiada konstrukcja chodnika, która w praktyce połączona jest z ustrojem nośnym poprzez pręty pętlicowe oraz kotwy talerzowe. Takie sposoby łączenia powodują, że w stanach użytkowych zaczyna ona współpracować w przenoszeniu obciążeń krótkotrwałych.

4.5.2 Charakterystyka badanego obiektu autostradowego

Badaną konstrukcję wiaduktu w ciągu drogi gminnej, przekraczającego autostradę A4 tworzy dwuprzęsłowy ustrój nośny z betonu sprężonego (klasa B45 - C35/45). Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą: 28,00 + 30,00 = 58,00 m. Oś podłużna wiaduktu przecina oś autostrady A4 pod kątem 77,4^{o}. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie drogowe klasy B według normy [123]. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 12,20 m. Przez obiekt prowadzona jest jezdnia dwukierunkowa o szerokości 7,00 m (między krawężnikami). Pozostałą część zajmują obustronne chodniki z barieroporęczami.

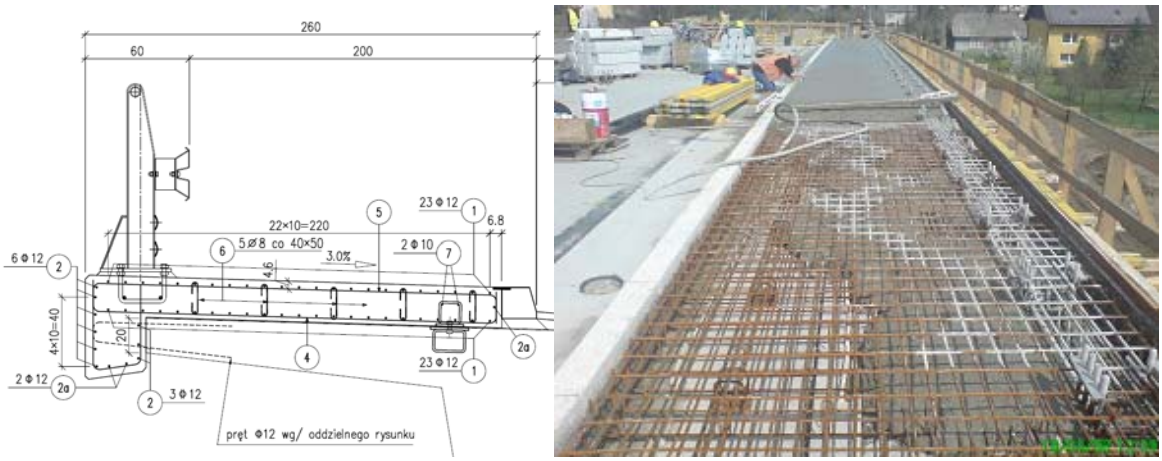
Ustrój nośny wiaduktu stanowią dwie belki o przekroju trapezowym, połączone płytą pomostową. Belki o wysokości 1,50 m mają szerokość 1,40 m dołem. Pasmo płytowe ma zmienną grubość od 30 cm w środku do 40 cm w zamocowaniu i szerokość 4,53 m. Obustronne wsporniki mają wysięg 1,704 m. Poprzecznice zaprojektowano w osiach podpór. Filar tworzą dwa okrągłe słupy o średnicy Ø130 cm umieszczone pod każdą belką. Przyczółki mają konstrukcję żelbetową zatopioną w nasypie. Konstrukcja przyczółka jest ramowa w postaci oczepu opartego na trzech słupach o przekroju prostokątnym połączonych z ławą fundamentową o wymiarach 5,00 x 12,00 x 1,20m. Do rygla mocowane są zawieszone skrzydła. Wszystkie podpory posadowione są bezpośrednio. Przekrój poprzeczny ustroju nośnego i widok z boku pokazano na Rys. 4-43.



Rys. 4-43 Przekrój poprzeczny i przekrój podłużny badanego wiaduktu autostradowego

4.5.3 Zamocowanie kapy chodnikowej

Kapa chodnikowa została wykonana z betonu B30 (C25/30). Zakotwienie z ustrojem nośnym (Rys. 4-44) wykonano poprzez pręty pętlicowe o średnicy Ø12 w rozstawie co 0,15 m. Pręty te układane są razem ze zbrojeniem wspornika ustroju nośnego i wystają po zabetonowaniu pomostu z bocznej powierzchni płyty wspornikowej (Rys. 4-44). Wystająca część tych prętów jest łączona ze zbrojeniem gzymsów. Pomimo braku ekranów akustycznych dodatkowo zakotwiono kapę chodnikową kotwami talerzowymi ułożonymi w odległości 0,50 m od krawężnika i rozstawie na długości 1,00 m. Dolną część kotwy mocuje się do zbrojenia ustroju nośnego tak, aby górna część płyty stalowej była ułożona na powierzchni betonu. W trakcie zbrojenia kapy chodnikowej łączy się górną część kotwy talerzowej z zabetonowaną jej częścią dolną i przeplata cztery pręty podłużne. Betonowanie kap chodnikowych odbywa się łącznie z gzymsami.



Rys. 4-44 Zakotwienie kapy chodnikowej z ustrojem nośnym (z lewej), betonowanie kapy (z prawej)

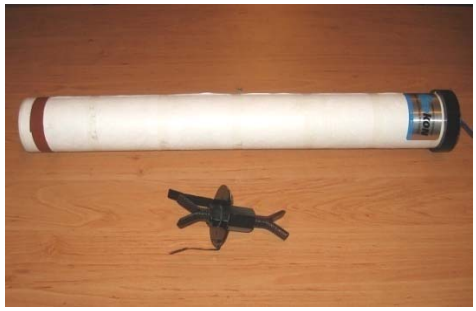
4.5.4 System pomiarowy do rejestracji ciągłej

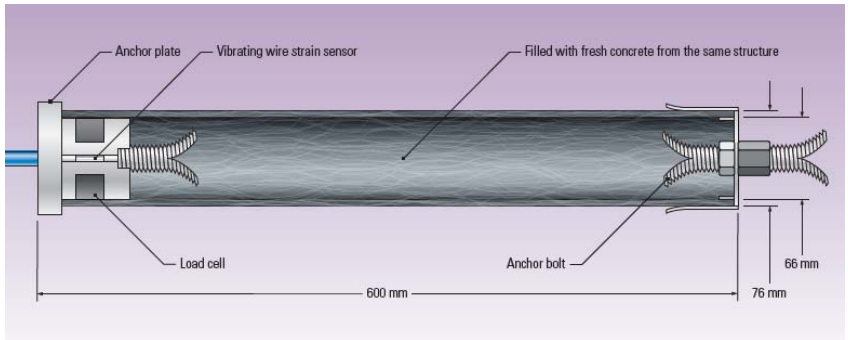
Badania wiaduktu pod próbnym obciążeniem w trzech etapach budowy wraz z niszczącymi badaniami próbek betonowych było podstawowym programem pomiarowym, którego celem było określenie wpływu wyposażenia na wzrost sztywności przęsła z uwzględnieniem czasu dojrzewania betonu. Dodatkowo dla celów poznawczych oraz obserwacji zmian zachodzących we wnętrzu betonowego ustroju nośnego i kapy chodnikowej wykonano system pomiarowy do rejestracji ciągłej odkształceń betonu, temperatury oraz naprężeń. Docelowo urządzenia te dzięki długiej swej sprawności pozwolą sczytywać i analizować mierzone parametry konstrukcji przez kilkanaście lat, a zachodzące w tym czasie zmiany pod wpływem eksploatacji wiaduktu oraz wieku betonu mogą być cenną bazą poznawczą o zachowaniu się obiektu.

Do monitoringu wykorzystano aparaturę pomiarową firmy Geokon [149]. System składa się z następujących rodzajów urządzeń:

- *Czujnik do określania zmian „naprężeń" w betonie Model 4370 Geokon*. Czujnik naprężeń betonu składa się z krótkiego strunowego przetwornika siły, szeregowo złączonego z dłuższym cylindrem betonu. Betonowy cylinder posiada te same właściwości co beton otaczający, ale jest od niego odseparowany cienkościenną porowatą rurą. Na obu końcach, czujnik jest związany z otaczającym betonem przy pomocy dwóch kołnierzy, składających się z pręta zbrojonego, rozciętego dla zapewnienia lepszego związania z betonem ustroju nośnego. Przetwornik strunowy mierzy siły obciążające wewnętrzny cylinder betonowy, wywołane naprężeniami w otaczającym betonie. Te obciążenia podzielone przez powierzchnię przekroju cylindra wewnętrznego, określają naprężenia w otaczającym betonie. Zaletą pomiaru takim czujnikiem jest określenie naprężeń bez znajomości wartości modułu sprężystości oraz bez uwzględniania efektów zmian wilgotnościowych wnętrza betonowego elementu oraz pełzania. Czujnik przez pomiar bezpośrednich odkształceń betonu, omija wpływy reologiczne dzięki takim samym właściwościom otaczającego betonu i umieszczonego w cylindrze. Sposób montażu urządzenia polega na napełnieniu i zagęszczeniu mieszanki betonowej w cylindrze bezpośrednio przed betonowaniem ustroju nośnego. Po napełnieniu, końcowy kołnierz jest wciskany na miejsce i czujnik jest ustawiany wzdłuż kierunku mierzonych naprężeń, a następnie stabilizowany z koszem zbrojeniowym i całkowicie zabetonowany. Umieszczony w betonowej konstrukcji czujnik połączony jest kablem z rejestratorem zapisującym pomiar ciągły [149].

Dane techniczne	
Zakresy standardowe	100°C (-20°C to +80°C)
Dostępne zakresy	200°C (-200°C to 0°C lub 0°C to +200°)
Rozdzielczość	0,034°C
Dokładność	±0.5% F.S.
Długość i Średnica	127 x 19 mm





Rys. 4-45 Czujnik do pomiaru „naprężeń" w betonie Model 4370 Geokon

- *Czujnik do pomiaru odkształceń betonu zatapiany w konstrukcji Model 4200 Geokon*.

  Czujnik zaprojektowano do bezpośredniego ułożenia we wnętrzu masy betonowej. Model standardowy (4200) o długości 153 mm i dokładności pomiaru 1με, jest powszechnie używany do pomiaru odkształceń w betonowych elementach (fundamenty, pale, mosty, tamy, tunele). Odkształcenia są mierzone metodą drgającej struny, której drut stalowy jest napięty pomiędzy dwoma blokami montażowymi zatopionymi w betonie. Deformacje betonu powodują wzajemne przemieszczenia obu bloków, co zmienia napięcie struny. Napięcie struny jest mierzone poprzez pobudzanie jej do drgań i pomiar częstotliwości rezonansowej, do czego służy cewka elektromagnetyczna. Zaletą takich czujników jest długoterminowy pomiar ciągły wraz z pomiarem temperatury wnętrza betonowego dzięki odczytywanie za pomocą skrzynki rejestracyjnej. Do wyznaczenia naprężeń w badanym elemencie potrzebna jest znajomość modułu sprężystości betonu[149].

Dane techniczne	4200	4210	4202
Zakres standardowy	3000 με (dla każdego modelu)		
Rozdzielczość (με)	1,0	0,4	0,4
Dokładność	±0,1% F.S.	±0,1% F.S.	±0,1% F.S.
Nieliniowość	< 0,5% F.S.	< 0,5% F.S.	< 0,5% F.S.
Zakres temperatury.	-20°C to +80°C (dla każdego modelu)		
Średnia długość	153 mm	250 mm	51 mm

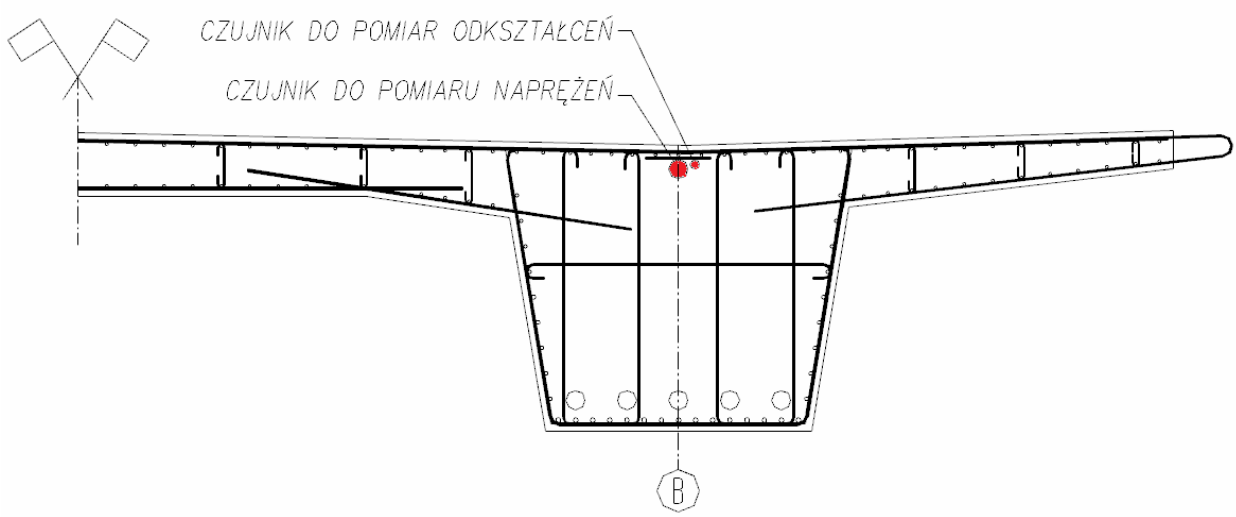
Rys. 4-46 Czujnik do pomiaru odkształceń w betonie Model 4200 Geokon

- *Rejestrator jednokanałowy do pomiaru ciągłego Model 8001 Geokon*. Rejestrator jest automatycznym urządzenie do odczytywania sygnału czujników strunowych. Pozwala zdalnie monitorować pojedynczy czujnik. Dzięki niskiemu zapotrzebowaniu zasilania pozwala na długotrwałą eksploatację baterii (nawet do sześciu miesięcy), a funkcje testujące monitorują i raportują stan baterii głównej i litowej baterii podtrzymującej. Pamięć danych RAM zawiera 128 kilobajtów pozwalając zapisać 8000 rekordów, obejmujących datę, napięcie baterii głównej, temperaturę rejestratora, odczyt czujnika strunowego i temperaturę czujnika. Dane takie można wykorzystać oprócz pomiaru odkształceń betonu do analizy rozkładu temperatury w betonie. Rejestrator umożliwia od pomiaru prawie ciągłego, z odczytem co 1 sekundę do długookresowego co 99999 sekund. Dodatkowo zaprogramowane interwały mogą być startowane lub zatrzymywane w nastawionym momencie doby [149].

Rys. 4-47 Rejestrator jednokanałowy do pomiaru ciągłego Model 8001 Geokon

Zestaw opisanych urządzeń zabudowano w trakcie budowy wiaduktu (Rys. 4-43). Przed betonowaniem ustroju nośnego zamocowano obok siebie tubę oraz czujnik odkształceń z

wyprowadzeniem kabli do bocznej powierzchni płyty wspornikowej. Czujniki ułożono w górnej części osi dźwigara B w odległości 12,60 m od osi przyczółka A (największy moment zginający) na kierunku podłużnym umożliwiając rejestrowanie odkształceń wzdłuż osi dźwigara. Lokalizacja czujników na przekroju poprzecznym pokazano na Rys. 4-48.



Rys. 4-48 Położenie czujników w przekroju poprzecznym ustroju nośnego

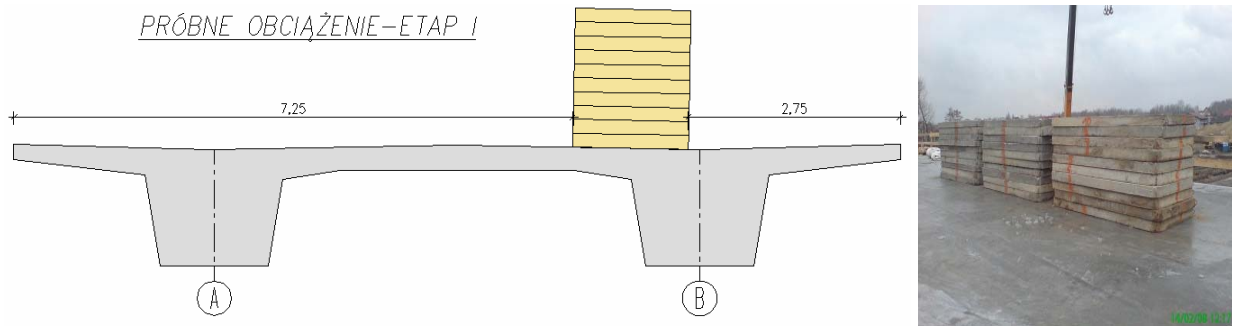
Rys. 4-49 Betonowanie ustroju nośnego z zabudowanymi czujnikami

Przed betonowaniem kapy chodnikowej nad podporą pośrednią po stronie dźwigara B zabudowano czujnik odkształceń. Jednocześnie zamontowano skrzynkę stalową z otwieraną klapą górną, w której po zabetonowaniu kapy chodnikowej umieszczono dwa rejestratory. Skrzynia ze szczelnym zamknięciem umożliwia dostęp do sczytywania zapisanych danych w rejestratorach (Rys. 4-50).

Rys. 4-50 Montaż czujnika odkształceń w kapie chodnikowej (z lewej), sczytywanie danych (z prawej)

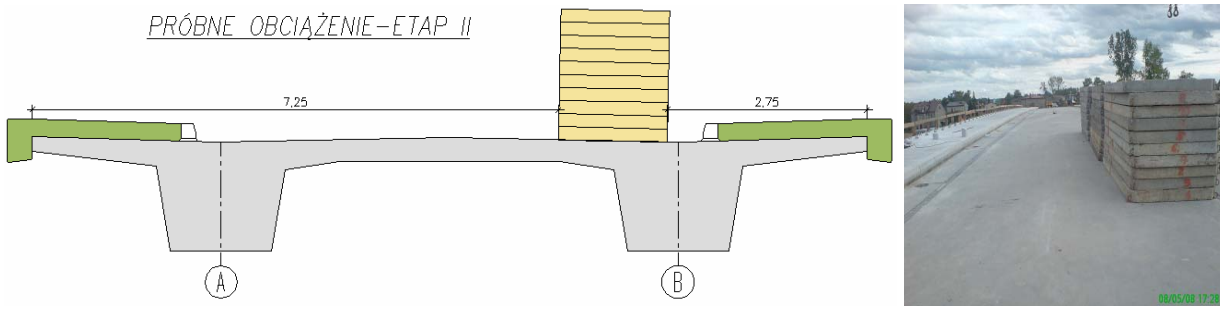
4.5.5 Próbne obciążenie statyczne

W celu wyznaczenia rzeczywistej współpracy kapy chodnikowej z ustrojem nośnym przeprowadzono próbne obciążenie budowanego wiaduktu w dwóch etapach realizacji. Pierwszy etap dotyczył badania samego ustroju nośnego po jego zabetonowaniu i sprężeniu, bez wykonanych elementów wyposażenia. Betonowanie ustroju nośnego odbyło się 20 grudnia 2007 roku. Badanie w I etapie budowy odbyło się 14 lutego 2008 roku po 56 dniach od betonowania (Rys. 4-51).



Rys. 4-51 Przekrój poprzeczny badanego wiaduktu z położeniem płyt drogowych w I etapie obciążenia

Próbne obciążenie w drugim etapie budowy przeprowadzono 08 maja 2008 roku po 140 dniach od betonowania. Na obiekcie wykonane były tylko kapy chodnikowe. Schemat obciążenia i położenie płyt drogowych było takie samy dla dwóch schematów (Rys. 4-52). Wykorzystano te same odpowiednio przechowane płyty drogowe w celu uniknięcia rozbieżności co do masy przykładanego obciążenia oraz ich położenia.



Rys. 4-52 Przekrój poprzeczny badanego wiaduktu z położeniem płyt drogowych w II etapie obciążenia

4.5.5.1 Środki obciążające

Z uwagi na brak wykonanych nasypów do obciążenia wiaduktu wykorzystano 30 nowych płyt drogowych. W celu zgodności przykładanego obciążenia do modelu obliczeniowego wszystkie płyty zostały zważone (Rys. 4-53) i ponumerowane. Średnia masa jednej płyty wyniosła 1529 kg, a ciężar objętościowy 2266 kg/m^3 (Tab. 4-15). Ważenie płyt drogowych odbywało się przy użyciu wagi typu WDZ-2 umieszczonej na zawiesiu dźwigu, podczas podnoszenia płyt i umieszczania na wyznaczonym polu pomostu. Dokładność ważenia wynosiła ± 1 kg.

Tab. 4-15 Masy płyt drogowych wykorzystanych do próbnego obciążenia wiaduktu w dwóch etapach budowy

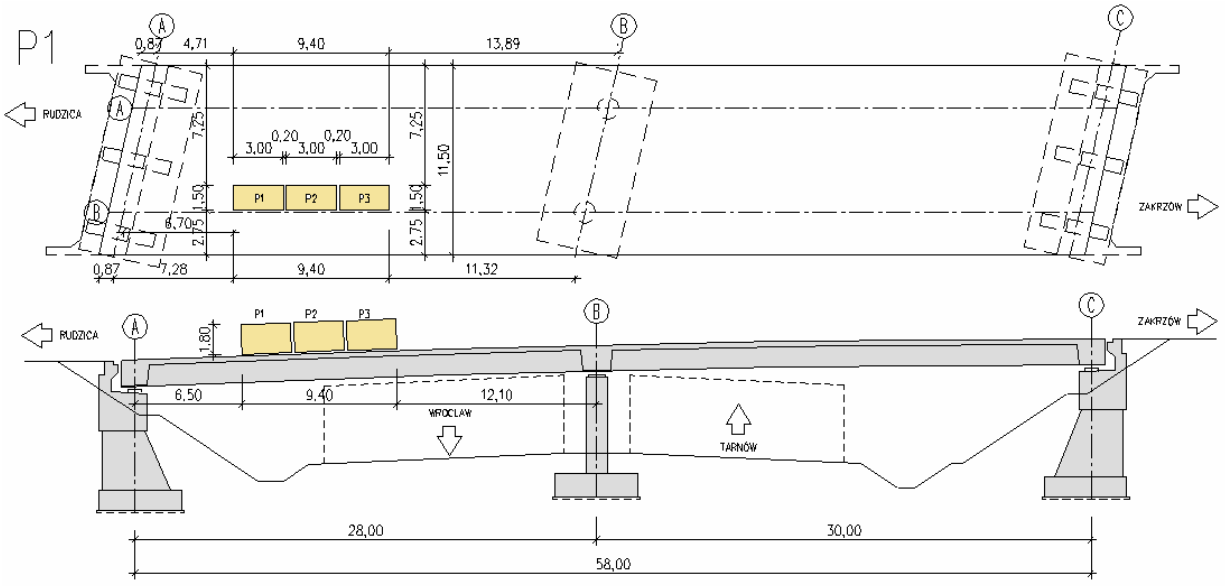
Lp.	Nr płyt	Masa [kg]	Lp.	Nr płyt	Masa [kg]	Lp.	Nr płyt	Masa [kg]
1	P1	1515	11	P2	1535	21	P3	1590
2		1515	12		1535	22		1590
3		1535	13		1530	23		1525
4		1535	14		1530	24		1525
5		1555	15		1488	25		1495
6		1555	16		1488	26		1495
7		1538	17		1570	27		1505
8		1538	18		1570	28		1505
9		1503	19		1530	29		1518
10		1520	20		1530	30		1518
							Razem:	**45878**
							Masa płyty:	**1529**
							Ciężar objetościowy:	**2266**

Rys. 4-53 Inwentaryzacja płyt drogowych (lewa strona), waga na zawiesiu dźwigu (prawa strona)

4.5.5.2 Schemat próbnego obciążenia

Założono realizację jednego niesymetrycznego schematu obciążenia (P1), dobranego z warunku dopuszczalnego obciążenia dźwigarów głównych. Ustawienia płyt drogowych w przyjętym schemacie, na długości i w przekroju poprzecznym wiaduktu (Rys. 4-52 Rys. 4-54) były taki same w dwóch etapach obciążenia. Rozmieszczenie niesymetrycznego obciążenia w postaci płyt drogowych dobrano z uwagi na

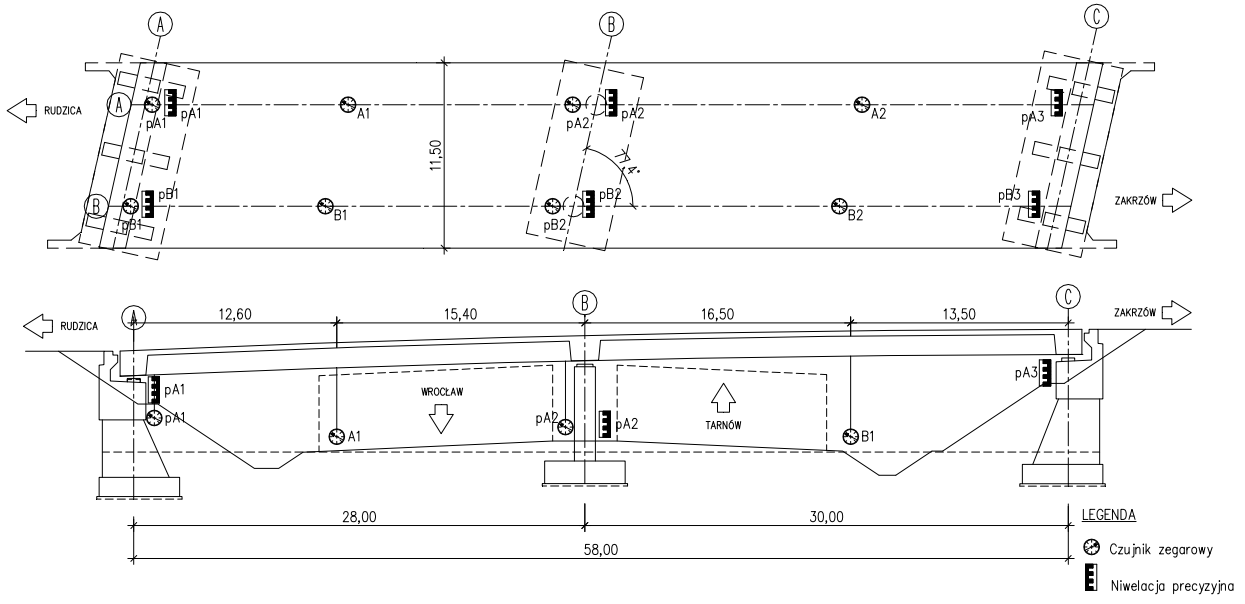
usytuowanie zabetonowanych czujników strunowych do pomiaru naprężeń i odkształceń w strefie największych momentów zginających belki B w przęśle I (0,45L).



Rys. 4-54 Schemat próbnego obciążenia wiaduktu płytami drogowymi w dwóch etapach budowy

4.5.5.3 Punkty pomiarowe

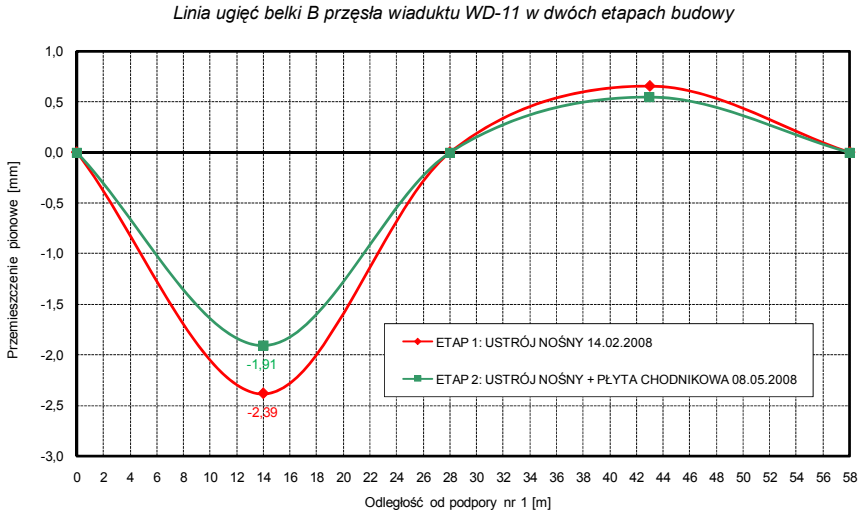
Podczas realizacji schematu próbnego obciążenia wykonywany był pomiar ugięć dźwigarów głównych oraz pomiar osiadań podpór. Ugięcia dźwigarów mierzone były czujnikami zegarowymi z dokładnością 0,01 mm. Niezależnie wykonywano pomiar strzałki ugięcia każdego dźwigara w miejscu największych ugięć, zarówno przęsła aktualnie obciążanego jak i sąsiedniego nieobciążonego. Osiadania podpór były oceniane na podstawie niwelacji precyzyjnej zmian położenia dwóch punktów na każdej podporze. Pomiary osiadań podpór były wykonywane równocześnie z pomiarem ugięć. Dodatkowo mierzono zgnioty na łożyskach w osi podpór A i B za pomocą czujników zegarowych z dokładnością 0,0001 mm. Miejsca usytuowania punktów pomiarowych pokazano na (Rys. 4-55).



Rys. 4-55 Rozmieszczenie punktów pomiarowych

4.5.5.4 Wyniki badań w dwóch etapach budowy

Wyniki próbnego obciążenia przęsła wiaduktu autostradowego WD-11 w postaci aproksymacyjnej linii ugięć sprężystych (U_s) belki B w dwóch etapach budowy przedstawiono na Rys. 4-56. Belka B, pod którą umieszczono obciążenie w postaci płyt drogowych ugięła się o 2,39 mm (Rys. 4-56). W etapie II budowy po zabetonowaniu płyt chodnikowych, porównawcze ugięcie sprężyste belki przy tym samym obciążeniu wyniosło 1,91 mm (Rys. 4-56). Ugięcie rzeczywiste w etapie II wyniosło 1,76 mm, lecz zostało ono zwiększone o współczynnik uwzględniający zmianę modułu sprężystości w czasie (zakładające ten sam moduł sprężystości w płycie i ustroju nosnym), który na podstawie badań opisanych w punkcie (4.5.6.3) wyniósł $w_M = E_{cm,144} / E_{cm,57} = 48{,}6 / 44{,}8 = 1{,}08$.

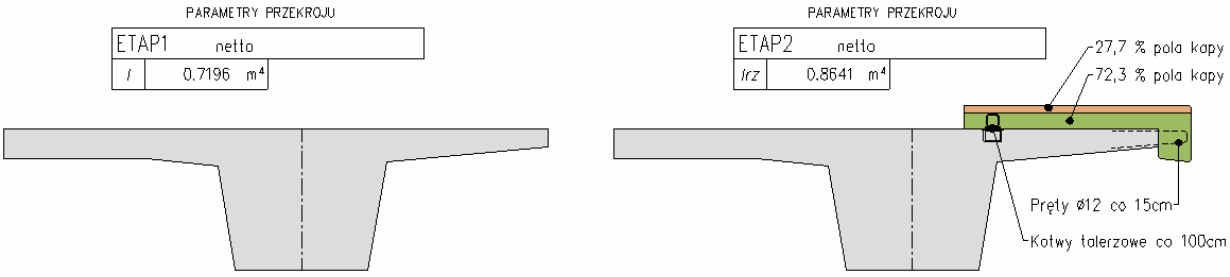


Rys. 4-56 Linia ugięć belki B przęseł wiaduktu WD-11 w dwóch etapach budowy

Po uwzględnieniu przyrostu modułu sprężystości między dwoma etapami badania, rzeczywisty wzrost sztywności konstrukcji wywołany dołączeniem kap chodnikowych wyniósł 20,1 % (Tab. 4-16).

Tab. 4-16 Wpływ współpracy płyty chodnikowej z ustrojem nośnym

Etap budowy	Przęsło	Belka	Ugięcia pomierzone	Wzrost sztywności	Teoretyczny moment bezwładności	Rzeczywisty moment bezwładności
			Us1; Us2	*w1*	*I*	*Irzecz*
			[mm]	[%]	[m4]	[%]
ETAP 1	1	B	2,39	**20,1%**	0,7196	-
ETAP 2		B	1,91		-	**0,8641**



Rys. 4-57 Moment bezwładności belki B w dwóch etapach budowy

Na podstawie (Rys. 4-57) w (Tab. 4-16) przedstawiono teoretyczny moment bezwładności (I). wyznaczony w etapie 1 budowy wiaduktu. Wykorzystując otrzymany wzrost sztywności (w_1) rzeczywisty moment bezwładności (I_{rzecz}) w etapie II można wyznaczyć przez zwiększenie teoretycznego momentu (Rys. 4-57) i (Tab. 4-16). Gdy w wartości rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie I_{rzecz} = 0,8641 m^4 przyjąć pełny przekrój dźwigara, to pozostała reszta odpowiadałaby 72,3 % pola powierzchni kapy chodnikowej.

4.5.5.5 Wnioski

Rzeczywisty wpływ elementu niekonstrukcyjnego, jakim jest płyta chodnikowa, na sztywność betonowego przęsła omawianego typu jest znaczny. Dzięki równoległym badaniom betonu w różnych etapach obciążenia wyeliminowano wpływ wzrostu modułu sprężystości. Badania wykazały 20,1 % wzrost sztywności, co jest cenną informacją przy interpretowaniu wyników z próbnych obciążeń badanego typu rozwiązań konstrukcyjnych połączenia chodnika. Zamontowany w przekroju podporowym czujnik strunowy do mierzenia odkształceń w dalszych analizach pozwoli na określenie rzeczywistych naprężeń w płycie chodnikowej.

Otrzymane wyniki ugięć przęseł w I etapie budowy, gdzie brak było wyposażenia, pozwolą w punkcie (5) dotyczącym modeli obliczeniowych, określić adekwatny model obliczeniowy z różnych klas modeli zbudowanych do analizy teoretycznej.

4.5.6 Badania betonu

Jak podano w punkcie 4.5.5, w etapie I okres od betonowania do badania wyniósł 56 dni. Próbne obciążenie w etapie II po wykonaniu płyty chodnikowej zrealizowano 8 maja 2008 roku, czyli 140 dni od zabetonowania ustroju nośnego.

W praktyce wytrzymałość betonu jest tradycyjnie określana po upływie 28 dni. W okresie tym [3] [4] następuje zasadniczy przyrost wytrzymałości betonu, ale nie kończy się on całkowicie – trwa nadal przez kilka miesięcy do kilku lat. Wartość przyrostu wytrzymałości betonu [109] jest uzależniona od wielu czynników, miedzy innymi od sposobu pielęgnacji, temperatury dojrzewania oraz rodzaju cementu i stosunku wodno-cementowego. Tak więc określenie rzeczywistych parametrów fizycznych betonu postępujących w czasie wymaga pobrania, pielęgnacji i przeprowadzenia badań niszczących próbek.

4.5.6.1 Przygotowanie próbek

Próbki do badań wytrzymałości betonu według [34] [36] [116] [117] wykonano w formach walcowych o wymiarach 150/300 mm w ilości 42 sztuk, z czego 36 stanowił beton ustroju nośnego, a 6 sztuk beton kapy chodnikowej. Napełnianie form odbywało się w trzech warstwach o wysokości 100 mm. Zagęszczenie przeprowadzano na stole wibracyjnym (Rys. 4-58). W trakcie zagęszczania nie dopuszczono do przewibrowania objawiającego się wystąpieniem mleczka cementowego na powierzchni próbki. Próbki pozostawiono w formach przez 24 godziny, w temperaturze około 20 ± 5°C, zabezpieczone przed wstrząsami i utratą wody.

Rys. 4-58 Wykonywanie walcowych próbek betonu

Po wyjęciu z form próbki pielęgnowano w dwóch warunkach. Pierwsze 18 sztuk pielęgnowano aż do zniszczenia w wodzie o temperaturze 20 ± 2°C (Rys. 4-59). Pielęgnacja w wodzie jest nowością w stosunku do normy [124] i jest traktowana jako metoda odniesienia.

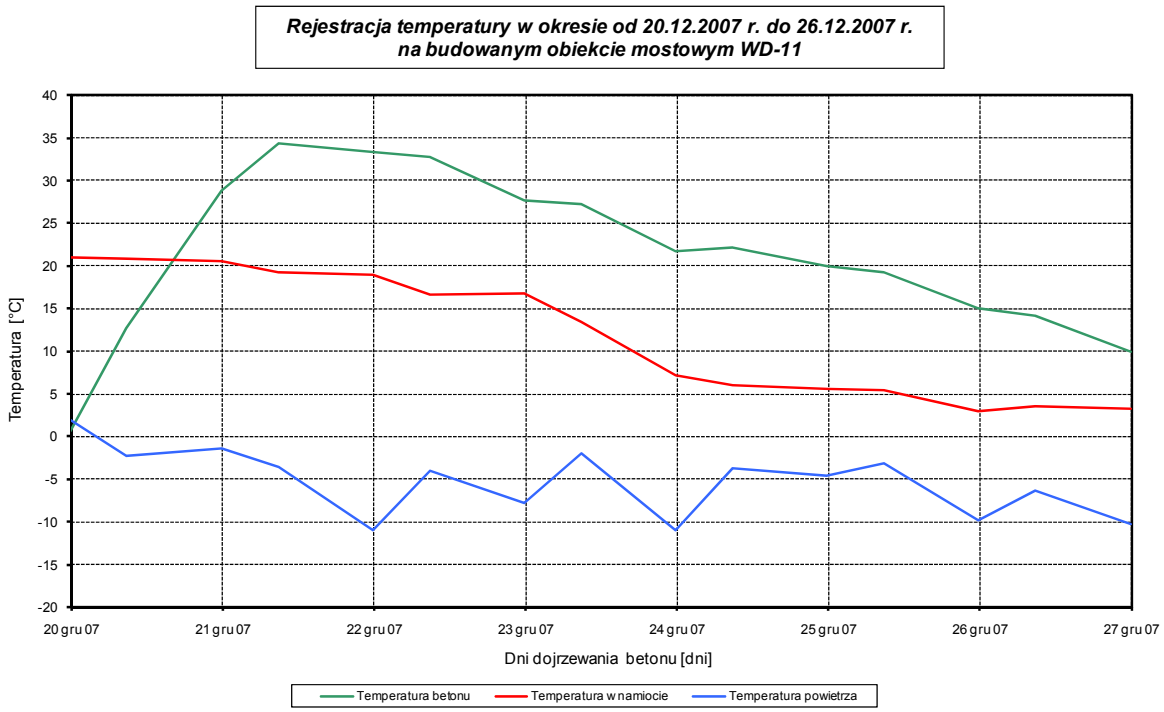
Kolejne 18 sztuk próbek pielęgnowano w warunkach zbliżonych do rzeczywistości. Umieszczony czujnik strunowy w badanym ustroju nośnym mierzył temperaturę, którą dwa razy na dobę przekazywano do laboratorium w celu aktualizacji temperatury przechowywania próbek. Utrzymywanie próbek w pierwszych dniach odbywało się w suszarce, a po spadku temperatury poniżej +5°C przeniesiono je do lodówki (Rys. 4-59). W celu zabezpieczenia próbek przed utratą wilgotności, każdą próbkę umieszczono w worku z niewielka ilością wody, a następnie szczelnie związano. Taki sposób pielęgnacji próbek pozwolił na uzyskanie warunków zbliżonych do warunków dojrzewania betonu w ustroju nośnym.

Próbki betonu kap chodnikowych w ilości 6 sztuk pielęgnowano w warunkach laboratoryjnych, przetrzymując w wodzie o temperaturze 20 ± 2°C, do czasu badań niszczących.

Rys. 4-59 Pielęgnacja próbek w wodzie (lewa strona), w lodówce (prawa strona)

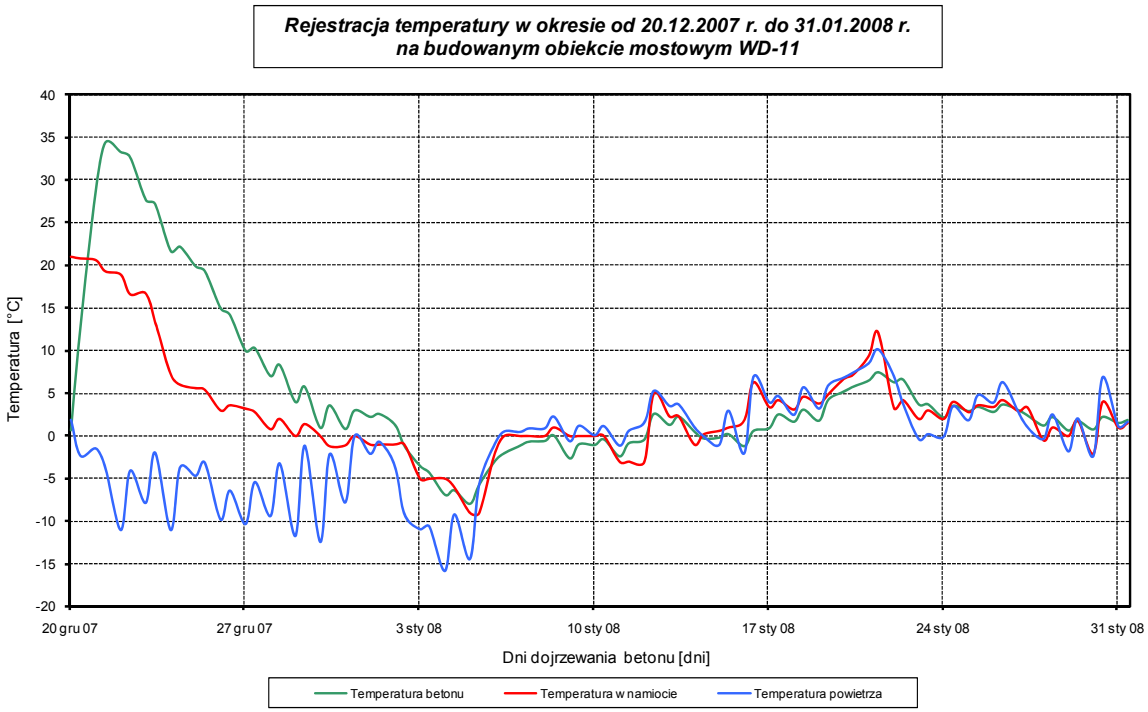
Betonowanie ustroju nośnego odbywało się porze zimowej. W celu uniknięcia nadmiernych różnic temperatury otoczenia oraz samego betonu, cały ustrój nośny przykryto namiotem. Wewnątrz namiotu umieszczono dmuchawy do ogrzewania powietrza. Zabieg taki jest zawsze stosowany, kiedy betonowanie i okres pielęgnacji odbywa się w niskich temperaturach. Unika się w ten sposób szybkiego spadku temperatury wiązania betonu, co byłoby niekorzystne w procesie dojrzewania mieszanki betonowej.

Betonowanie odbywało się w temperaturze powietrza +1°C. Mieszanka betonowa w betoniarkach bezpośrednio przed podawaniem pompami miała temperaturę +18°C, a w namiocie temperatura powietrza wynosiła +21°C. Wskutek wydzielania ciepła hydratacji po 34 godzinach beton uzyskał najwyższą temperaturę +34°C po czym nastąpił jej łagodny spadek (Rys. 4-60).



Rys. 4-60 Wykres temperatury wiązania betonu, temperatury w namiocie oraz temperatury powietrza badanego wiaduktu WD-11 w pierwszym tygodniu dojrzewania

Po siedmiu dniach od betonowania przestano ogrzewać namiot, a po czternastu dniach temperatura betonu zbliżyła się do temperatury otoczenia. W kolejnych czterech tygodniach wahania temperatury otoczenia były zbieżne z temperaturą wnętrza betonowego ustroju nośnego oraz namiotu nieogrzewanego (Rys. 4-61). Wykres ten, z przesunięciem o bezwładność urządzeń laboratoryjnych, obrazuje też wspomnianą temperaturę przechowywania próbek.



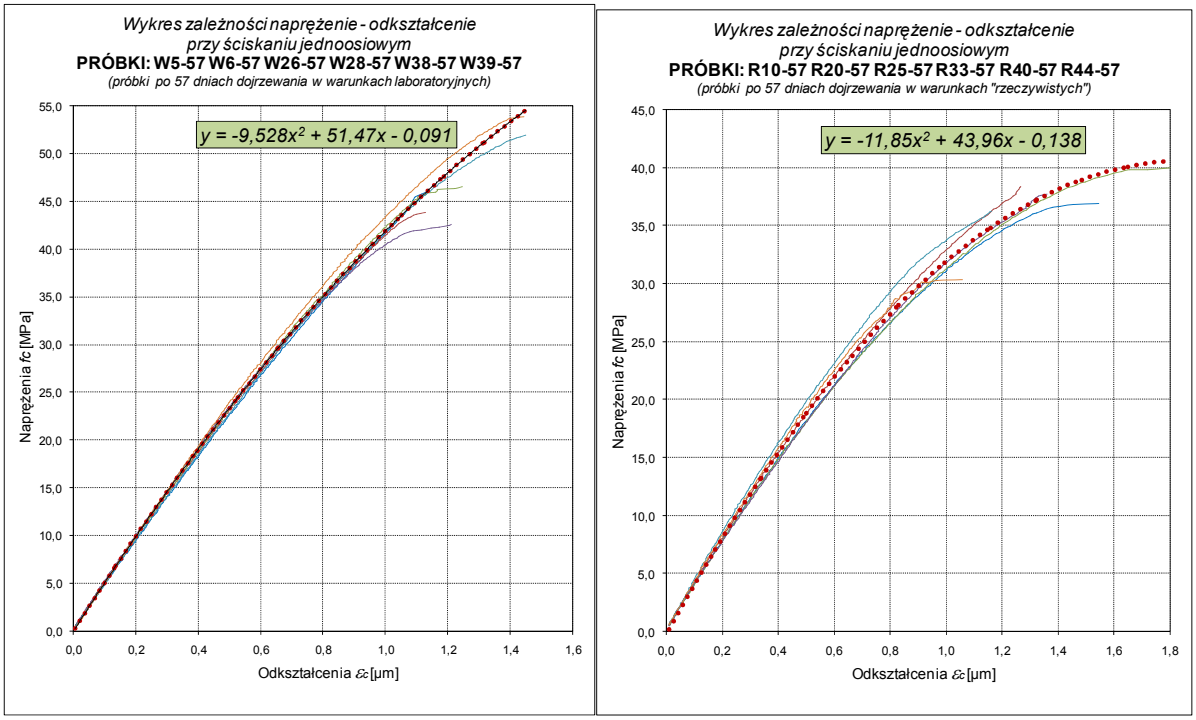
Rys. 4-61 Wykres temperatury wiązania betonu, temperatury w namiocie oraz temperatury powietrza badanego wiaduktu WD-11 w okresie pierwszych sześciu tygodni dojrzewania

4.5.6.2 Badanie wytrzymałości betonu

Badania betonu wykonywano metodą niszczącą. Procedura przeprowadzania badań był taka sama jak opisana w punkcie (4.4). W czasie badania rejestrowane były odkształcenia próbki oraz siła nacisku prasy w czasie.

Łącznie przeprowadzono cztery serie pomiarów wytrzymałości betonu w warunkach jednoosiowego stanu naprężeń po 57, 144 i 167 dniach (dotyczy betonu ustroju nośnego) oraz po 24 dniach (dotyczy betonu kapy chodnikowej). Badaniom niszczącym po 57 dniach dojrzewania betonu ustroju nośnego towarzyszyło próbne obciążenie wiaduktu w pierwszym etapie jego budowy. Po 144 dniach dojrzewania ustroju nośnego wykonano badanie niszczące betonu oraz badanie betonu kap chodnikowych, który dojrzewał 24 dni. W tym samym czasie przeprowadzono badanie pod próbnym obciążeniem w drugim etapie budowy badanego ustroju nośnego. Badaniom niszczącym beton ustroju nośnego po 167 dniach towarzyszyło próbne obciążenie statyczne i dynamiczne w trzecim etapie budowy (wykonane pełne wyposażenie mostu). W każdej serii badania betonu ustroju nośnego niszczono po 12 próbek (6 próbek pielęgnowanych w wodzie i 6 próbek pielęgnowanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych). W przypadku badania betonu kap chodnikowych, zniszczono 6 próbek. Wykres zależności naprężenie-odkształcenie (σ-ε) w każdej serii przedstawiono na (Rys. 4-62 Rys. 4-63 Rys. 4-64 Rys. 4-65). Wyniki badań przybliżono wielomianem kwadratowym o równaniach podanych na wykresach.

W nazwie próbek litera *W* oznacza pielęgnację w warunkach laboratoryjnych (w wodzie), a litera *R* oznacza pielęgnacje próbek w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Liczba bezpośrednio po oznaczeniu literowych jest numerem badanej próbki, a liczba po myślniku oznacza okres dojrzewania betonu. Litera *K* oznacza próbki z betonem kap chodnikowych.

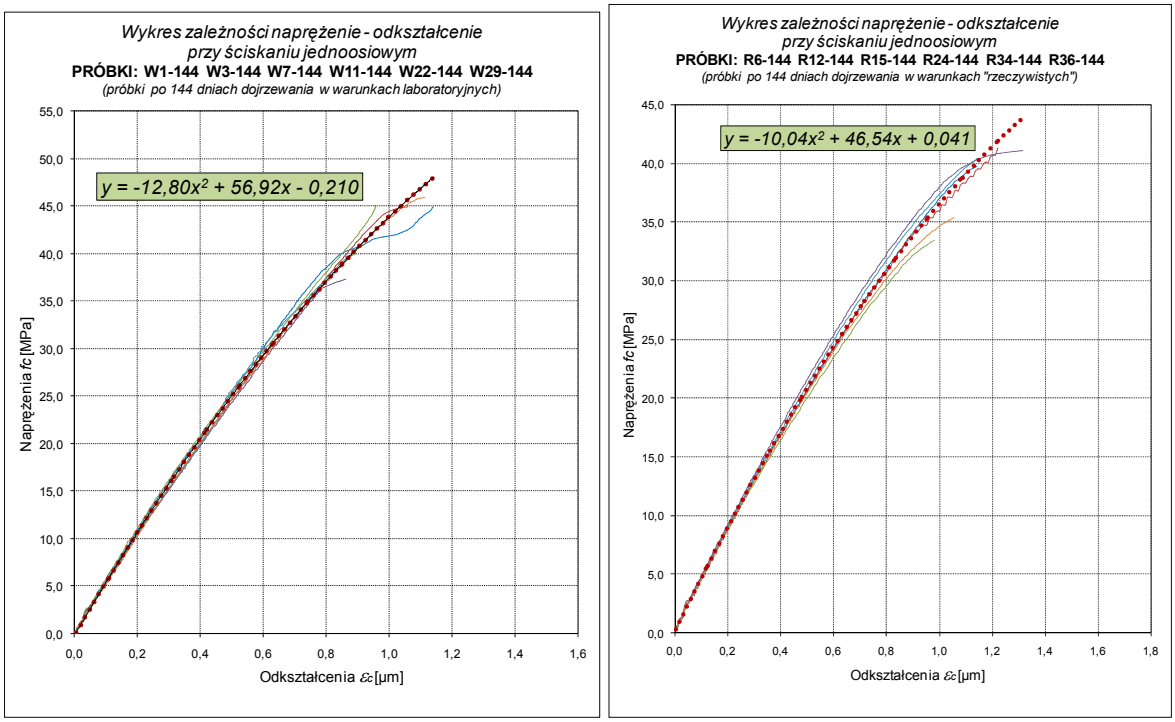


Rys. 4-62 Wykres zależności naprężenie-odkształcenie betonu ustroju nośnego po 57 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych (lewa strona) i „rzeczywistych" (prawa strona). Równanie dotyczy wykropkowanej linii przybliżającej.

Tab. 4-17 Wyniki badań betonu ustroju nośnego po 57 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych i „rzeczywistych”

Data	Próbka		Waga	Pow. ściskania	Objętość próbki	Gęstość objęt.	Okres dojrzew a.	Odczyt	Wytrzym. na ściskanie	Średnia wytrzym.	Odchylenie standardow.	Charakter. wytrzym.	Wskaźnik zmienności	Ocena jednorodn.	Klasa betonu
			G	F	V	ρ	t	P	f_{ci}	f_{cm}	$s(f)$	f_{ck}	$v(f)$	-	-
	[Lp]	[Nazwa]	[g]	[cm^2]	[cm^3]	[kg/m^3]	[dni]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	-	-
08-02-15	1	W5-57	13985	176,6	5298,8	2639	57	951,7	53,9	47,4	4,5	40,1	9,4	dobra	C40/50
	2	W6-57	13976	176,6	5298,8	2638		916,1	51,9						
	3	W26-57	13945	176,6	5298,8	2632		752,9	42,6						
	4	W28-57	13969	176,6	5298,8	2636		820,7	46,5						
	5	W38-57	13958	176,6	5298,8	2634		774,6	43,9						
	6	W39-57	13966	176,6	5298,8	2636		811,0	45,9						
08-02-15	1	R10-57	13922	176,6	5298,8	2627	57	652,0	36,9	36,7	3,4	31,2	9,2	dobra	C30/37
	2	R20-57	13949	176,6	5298,8	2633		682,8	38,7						
	3	R25-57	13987	176,6	5298,8	2640		706,9	40,0						
	4	R33-57	13942	176,6	5298,8	2631		667,0	37,8						
	5	R40-57	13963	176,6	5298,8	2635		645,2	36,5						
	6	R44-57	13924	176,6	5298,8	2628		535,4	30,3						

Beton ustroju nośnego po 57 dniach dojrzewania w warunkach laboratoryjnych odpowiadał klasie C40/50 (B50). W przypadku betonu pielęgnowanego w warunkach zbliżonych do rzeczywistych beton odpowiadał klasie C30/37 (B35) (Rys. 4-62 Tab. 4-17). Uzyskany wykres zależności naprężenie-odkształcenie (σ-ε) posłużył do wyznaczenia wartości modułu sprężystości betonu po 57 dniach dojrzewania i porównania z wartością przyjętą do obliczeń teoretycznych. Ponieważ te dwie wartości wykazują znaczne różnice, a w procedurze oceny próbnego obciążenia występuje konflikt czasowy, zdecydowano się utrzymywać ważność ich obu, z tym że w różnych modelach. Pierwszą z nich w modelu obciążenia próbnego wstępnego oznaczonym jako MOPW, drugą w modelu obciążenia próbnego zweryfikowanym (z oznaczeniem MOPZ).

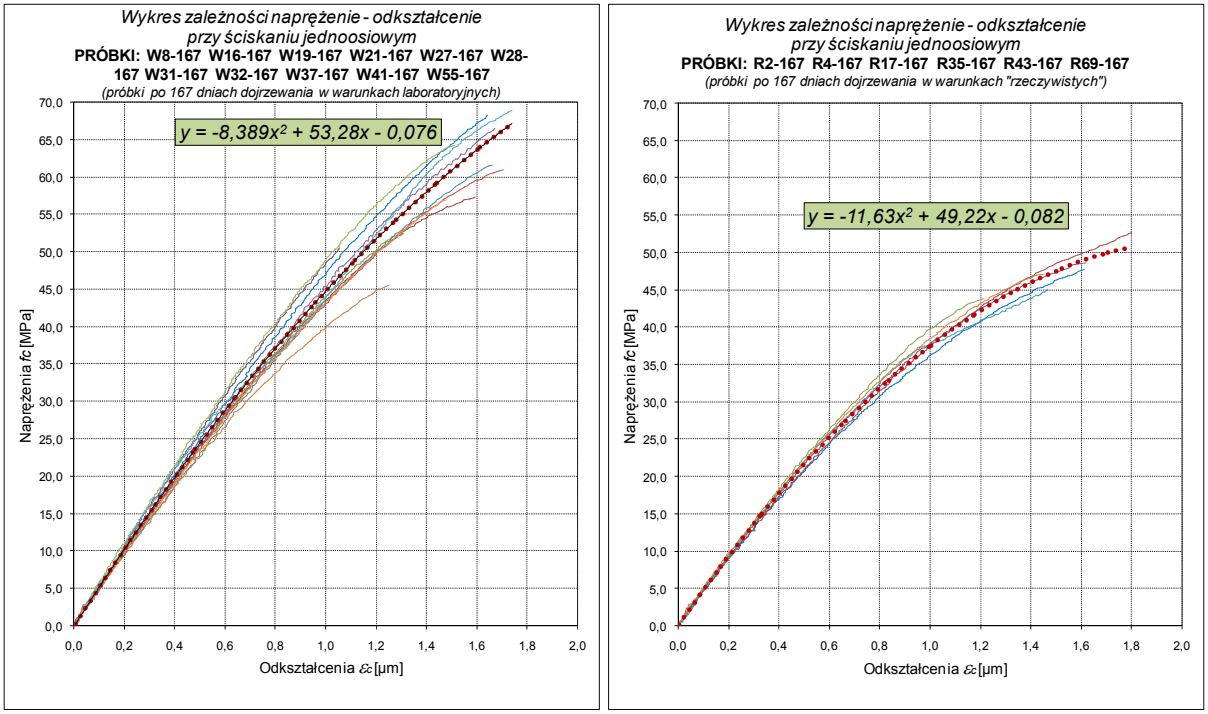


Rys. 4-63 Wykres zależności naprężenie-odkształcenie betonu ustroju nośnego po 144 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych (lewa strona) i „rzeczywistych” (prawa strona). Równanie dotyczy wykropkowanej linii przybliżającej.

Tab. 4-18 Wyniki badań betonu ustroju nośnego po 144 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych i „rzeczywistych”

Data	Próbka		Waga	Pow. ściskania	Objętość próbki	Gęstość objęt.	Okres dojrzew a.	Odczyt	Wytrzym. na ściskanie	Średnia w ytrzym.	Odchylenie standardow.	Charakter. w ytrzym.	Wskaźnik zmienności	Ocena jednorodn.	Klasa betonu
			G	F	V	ρ	t	P	f_{ci}	f_{cm}	$s(f)$	f_{ck}	$v(f)$	-	-
	[Lp]	[Nazw a]	[g]	[cm^2]	[cm^3]	[kg/m^3]	[dni]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	-	-
08-05-12	1	W1-144	13999	176,6	5298,8	2642	144	812,0	46,0	43,1	3,5	37,3	8,2	dobra	C35/45
	2	W3-144	13914	176,6	5298,8	2626		706,3	40,0						
	3	W7-144	13964	176,6	5298,8	2635		659,4	37,3						
	4	W11-144	13928	176,6	5298,8	2629		796,2	45,1						
	5	W22-144	13976	176,6	5298,8	2638		794,1	45,0						
	6	W29-144	13924	176,6	5298,8	2628		794,7	45,0						
08-05-12	1	R6-144	13966	176,6	5298,8	2636	144	702,5	39,8	38,6	3,3	33,1	8,6	dobra	C30/37
	2	R12-144	13975	176,6	5298,8	2637		729,6	41,3						
	3	R15-144	13921	176,6	5298,8	2627		591,2	33,5						
	4	R24-144	13928	176,6	5298,8	2629		726,0	41,1						
	5	R34-144	13994	176,6	5298,8	2641		714,1	40,4						
	6	R36-144	13927	176,6	5298,8	2628		624,5	35,4						

Po 144 dniach dojrzewania próbek betonu w warunkach laboratoryjnych, klasa betonu wyniosła C35/45 (B45), a w przypadku pielęgnacji próbek betonu w warunkach „rzeczywistych” beton odpowiadał klasie C30/37 (B35) (Rys. 4-63 Tab. 4-18). Wykres zależności naprężenie-odkształcenie (σ-ε) posłużył do wyznaczenia wartości modułu sprężystości betonu po 144 dniach dojrzewania i porównania z wartością przyjętą do obliczeń teoretycznych ustroju w drugim etapie budowy (MOPW). Rzeczywistą wartość modułu uwzględniono w dalszej części pracy w modelu (MOPZ).

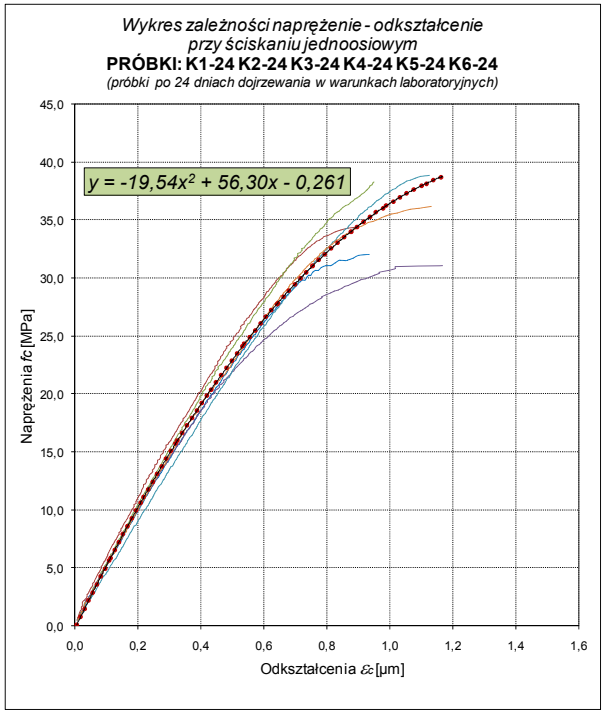


Rys. 4-64 Wykres zależności naprężenie-odkształcenie betonu ustroju nośnego po 167 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych (lewa strona) i „rzeczywistych” (prawa strona). Równanie dotyczy wykropkowanej linii przybliżającej.

Tab. 4-19 Wyniki badań betonu ustroju nośnego po 167 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych i „rzeczywistych”

Data	Próbka		Waga	Pow. ściskania	Objętość próbki	Gęstość objęt.	Okres dojrzewa.	Odczyt	Wytrzym. na ściskanie	Średnia wytrzym.	Odchylenie standardow.	Charakter. wytrzym.	Wskaźnik zmienności	Ocena jednorodn.	Klasa betonu
			G	F	V	ρ	t	P	f_{ci}	f_{cm}	$s(f)$	f_{ck}	$v(f)$	-	-
	[Lp]	[Nazwa]	[g]	[cm^2]	[cm^3]	[kg/m^3]	[dni]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	-	-
08-06-04	1	W8-167	13918	176,6	5298,8	2627	167	1206,2	68,3	59,4	7,6	46,9	12,8	średnia	C45/55
	2	W16-167	13995	176,6	5298,8	2641		1011,2	57,3						
	3	W19-167	13964	176,6	5298,8	2635		925,8	52,4						
	4	W21-167	13958	176,6	5298,8	2634		895,6	50,7						
	5	W27-167	13952	176,6	5298,8	2633		1091,4	61,8						
	6	W28-167	13946	176,6	5298,8	2632		803,3	45,5						
	7	W31-167	13927	176,6	5298,8	2628		1077,5	61,0						
	8	W32-167	13911	176,6	5298,8	2625		1135,4	64,3						
	9	W37-167	13910	176,6	5298,8	2625		1174,1	66,5						
	10	W41-167	13909	176,6	5298,8	2625		1216,6	68,9						
	11	W55-167	13938	176,6	5298,8	2630		1005,5	56,9						
08-05-12	1	R2-167	13928	176,6	5298,8	2629	167	842,8	47,7	47,3	3,1	42,2	6,5	bardzo dobra	C40/50
	2	R4-167	13992	176,6	5298,8	2641		938,0	53,1						
	3	R17-167	13914	176,6	5298,8	2626		774,0	43,8						
	4	R30-167	13961	176,6	5298,8	2635		798,9	45,2						
	5	R35-167	13928	176,6	5298,8	2629		859,3	48,7						
	6	R43-167	13977	176,6	5298,8	2638		797,3	45,1						
	7	R69-167	13951	176,6	5298,8	2633		832,8	47,2						

Uwzględnienie rzeczywistych cech betonu po 167 dniach dojrzewania w warunkach laboratoryjnych i rzeczywistych uwzględniono podczas analizy wyników próbnego obciążenia statycznego i dynamicznego (MOPW), które w tym samym czasie przeprowadzono. Beton ustroju nośnego odpowiadał klasie C45/55 (B55) pielęgnowany w warunkach laboratoryjnych, a przy pielęgnacji próbek w warunkach rzeczywistych beton odpowiadał klasie C40/50 (B50).



Rys. 4-65 Wykres zależności naprężenie-odkształcenie betonu kap chodnikowych po 24 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych. Równanie dotyczy wykropkowanej linii przybliżającej.

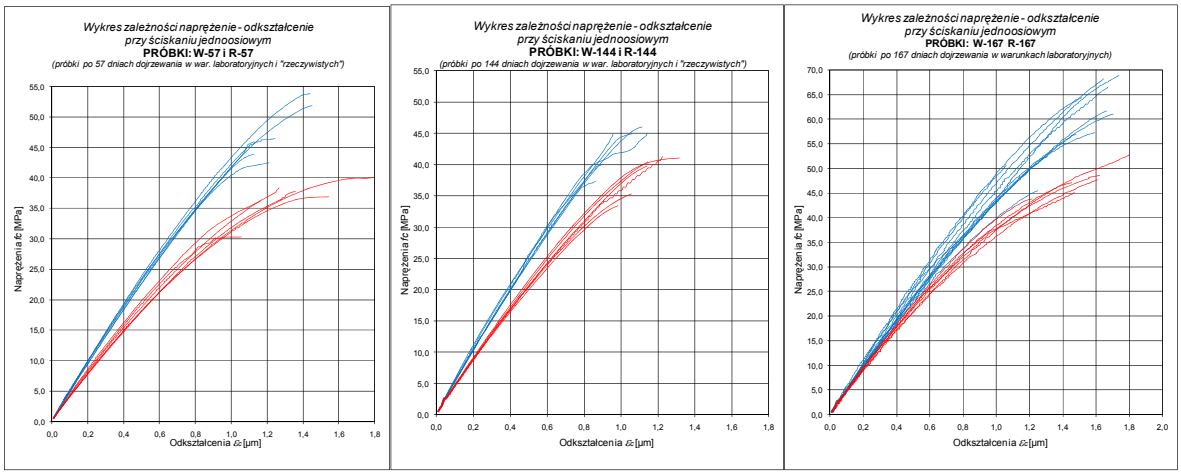
Tab. 4-20 Wyniki badań betonu kap chodnikowych po 24 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych

Data	Próbka		Waga	Pow. ściskania	Objętość próbki	Gęstość objęt.	Okres dojrzew a.	Odczyt	Wytrzym. na ściskanie	Średnia w ytrzym.	Odchylenie standardow.	Charakter. w ytrzym.	Wskaźnik zmienności	Ocena jednorodn.	Klasa betonu
			G	F	V	ρ	t	P	f_{ci}	f_{cm}	$s(f)$	f_{ck}	$v(f)$	-	-
	[Lp]	[Nazw a]	[g]	[cm^2]	[cm^3]	[kg/m^3]	[dni]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	-	-
08-05-12	1	K1-24	13922	176,6	5298,8	2627	24	566,1	32,1	35,1	3,2	30,3	9,2	dobra	C30/37
	2	K2-24	13963	176,6	5298,8	2635		601,0	34,0						
	3	K3-24	13910	176,6	5298,8	2625		677,1	38,3						
	4	K4-24	13920	176,6	5298,8	2627		549,1	31,1						
	5	K5-24	13900	176,6	5298,8	2623		687,1	38,9						
	6	K6-24	13910	176,6	5298,8	2625		639,2	36,2						

Badania próbek betonu kap chodnikowych po 24 dniach jego dojrzewania pokrywał się z badaniami betonu ustroju nośnego po 144 dniach dojrzewania i wykonano je w tym samym czasie. W tym też czasie przeprowadzono próbne obciążenie wiaduktu po wykonaniu kap chodnikowych. Beton kap pielęgnowany w warunkach laboratoryjnych odpowiadał klasie C30/37 (B35) (Rys. 4-65 Tab. 4-20).

We wszystkich przypadkach badania betonu na próbkach pielęgnowanych w warunkach laboratoryjnych, gdzie dzięki zanurzeniu w wodzie utrzymywano stałą wilgotność i nasycenie wodą, wykazywały większą wytrzymałość betonu (Rys. 4-66). Mniejsze wytrzymałości betonu uzyskano z próbek pielęgnowanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistości, które poddawano różnicom temperatur od -15^{o}C do +10^{o}C, pomierzonych w dźwigarze w okresie zimowym (Rys. 4-60 Rys. 4-61).

Zachodzi więc pytanie, które z wartości są bliższe wytrzymałości betonu w samej konstrukcji. Nie jest to jednoznaczne, gdyż dochodzi tu jeszcze efekt skali (próbki betonowe o wymiarach 150 x 300 mm mają mniejszą bezwładność od bezwładności dźwigara betonowego o wymiarach 1,40 x 1,50 m). Różnice te jednak wymagają analizy w dalszej części pracy.



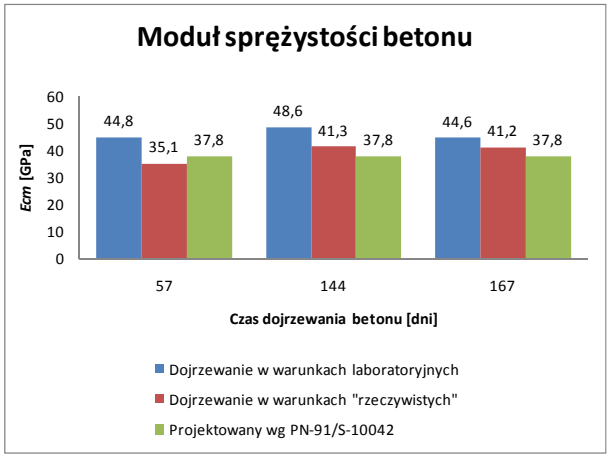
Rys. 4-66 Wykres zależności naprężenie-odkształcenie betonu ustroju nośnego po 57, 144 i 167 dniach dojrzewania pielęgnowanego w warunkach laboratoryjnych (linie niebieskie) i „rzeczywistych" (linie czerwone)

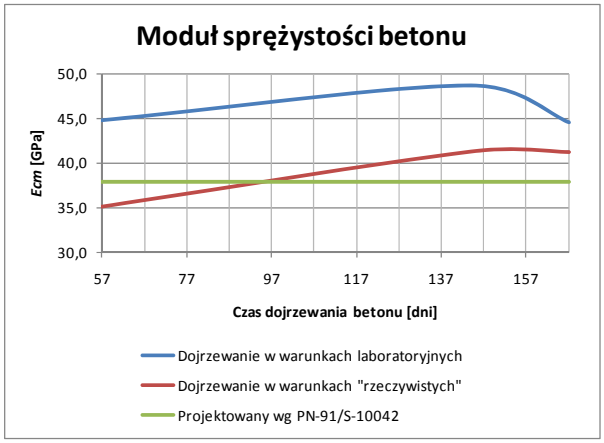
4.5.6.3 Moduł sprężystości betonu

Obliczanie siecznego modułu sprężystości betonu na podstawie badań niszczących z otrzymanej zależności naprężenie-odkształcenie opisano w punkcie (4.4.5).

Wartości średnich modułów sprężystości betonu dla próbek pielęgnowanych w warunkach laboratoryjnych i zbliżonych do rzeczywistości po 57, 144 i 167 dniach dojrzewania przedstawiono na Rys. 4-67. Porównano również z wartością normowego modułu sprężystości odpowiadającej klasie betonu według [126].

Data	Próbka		Okres dojrzewa.	Moduł sprężyst.	Średni moduł	Odchylenie standardow.	Moduł sprężyst.
			t	E_{ci}	E_{cm}	$s(f)$	E_{cm}
	[Lp]	[Nazwa]	[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
08-02-15	1	W5-57	57	48,0	46,7	1,1	44,8
	2	W6-57		45,7			
	3	W26-57		48,0			
	4	W28-57		46,7			
	5	W38-57		46,6			
	6	W39-57		45,2			
08-02-15	1	R10-57	57	37,1	38,0	1,8	35,1
	2	R20-57		37,8			
	3	R25-57		36,8			
	4	R33-57		36,0			
	5	R40-57		40,6			
	6	R44-57		39,9			
08-05-12	1	W1-144	144	50,4	51,1	1,5	48,6
	2	W3-144		49,7			
	3	W7-144		50,2			
	4	W11-144		53,3			
	5	W22-144		50,3			
	6	W29-144		52,7			
08-05-12	1	R6-144	144	41,8	42,4	0,7	41,3
	2	R12-144		42,3			
	3	R15-144		41,6			
	4	R24-144		43,3			
	5	R34-144		42,9			
	6	R36-144		42,3			
08-06-04	1	W8-167	167	48,8	48,5	2,4	44,6
	2	W16-167		47,3			
	3	W19-167		46,8			
	4	W21-167		52,6			
	5	W27-167		45,8			
	6	W28-167		46,3			
	7	W31-167		47,6			
	8	W32-167		52,6			
	9	W37-167		47,3			
	10	W41-167		50,8			
	11	W55-167		47,8			
08-05-12	1	R2-167	167	42,0	43,8	1,6	41,2
	2	R4-167		41,4			
	3	R17-167		45,7			
	4	R30-167		44,4			
	5	R35-167		44,1			
	6	R43-167		45,0			
	7	R69-167		44,2			



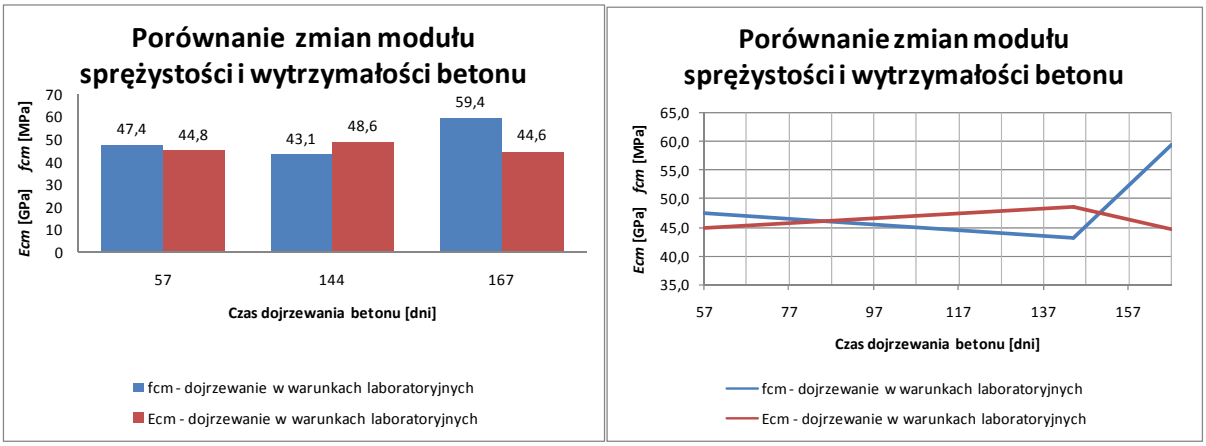


Rys. 4-67 Moduły sprężystości betonu dla 57, 144 i 167 dni dojrzewania w warunkach laboratoryjnych i „rzeczywistych" (lewa strona) oraz porównanie z normowym modułem sprężystości (prawa strona)

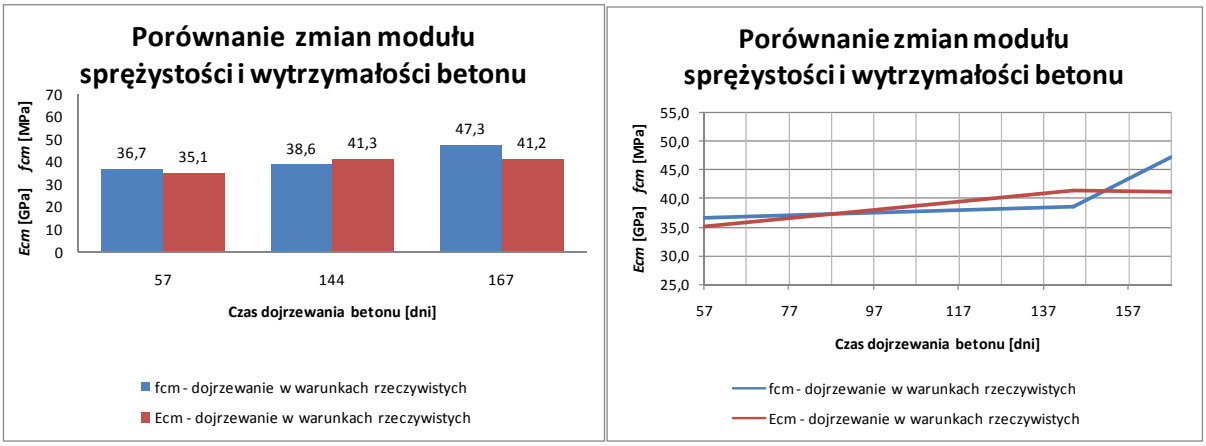
Badania potwierdzają znaczny wzrost otrzymanego z badań modułu sprężystości do przyjętego na podstawie normy [126]. Obniżeniu wytrzymałości betonu (Rys. 4-66) pielęgnowanego w warunkach zbliżonych do rzeczywistych towarzyszy spadek modułu sprężystości. Różnica między betonem pielęgnowanym w warunkach laboratoryjnych i rzeczywistych jest znaczna i wynosi odpowiednio: po 57 dniach 27,6 %, po 144 dniach 17,7 %, a po 167 dniach 8,2 %. Można zaobserwować, że z czasem różnice w pielęgnacji zanikają, a wartości modułów otrzymane z dwóch różnych serii próbek zbliżają się do siebie (Rys. 4-67).

Porównano wartości średniego siecznego modułu sprężystości oraz średniej wytrzymałości betonu po 57, 144 i 167 dniach dojrzewania w warunkach laboratoryjnych na wykresie (Rys. 4-68). Widać z niego, że w okresie pomiędzy 57 i 144 dniach dojrzewania wzrósł moduł sprężystości z 44,8 GPa do 48,6 GPa, a zmalała średnia wytrzymałość betonu z 47,4 MPa do 43,1 MPa. Następnie pomiędzy 144 i 167 dniach dojrzewania próbek betonu w warunkach laboratoryjnych moduł sprężystość nieznacznie zmalał z 48,6 GPa do 44,6 GPa, a wytrzymałość betonu wzrosła z 43,1 MPa do 59,4 MPa. Badania potwierdzają, że nie zawsze ze wzrostem wytrzymałości betonu następuje wzrost modułu sprężystości betonu, jak to na ogół podaje literatura ([109][140]). Spadek wytrzymałości betonu w czasie można tłumaczyć pobieraniem próbek do betonu z kilku betoniarek na wytwórni. Napełnianie form próbek trwało trzy

godziny. Mieszanka betonowa najpierw trafiała do samochodów-gruszek, następnie do taczki, a dopiero z taczek do form. Każdorazowo wykonywano sześć próbek. W trakcie przygotowywania form zauważono, że konsystencja mieszanki betonowej nie jest stała i różni się w zależności od samochodu, z którego pobierano ją do wykonania próbek. Prawdopodobnie nastąpiła segregacja składników, co objawiało się zmianą konsystencji. Fakt ten został uwzględniony i próbki o wizualnie zwiększonej ciekłości zostały oznaczone. Te właśnie próbki poddano badaniom niszczącym po 144 dniach dojrzewania, gdzie wyniki pokazały spadek wytrzymałości.



Rys. 4-68 Średni moduł sprężystości betonu i średnia wytrzymałość betonu po 57, 144 i 167 dniach dojrzewania w warunkach laboratoryjnych



Rys. 4-69 Średni moduł sprężystości betonu i średnia wytrzymałość betonu po 57, 144 i 167 dniach dojrzewania w warunkach rzeczywistych

Zgodnie z [109] chociaż świeży beton jest tylko przejściowo przedmiotem zainteresowania, to jednak trzeba wziąć pod uwagę, że wytrzymałość betonu o określonej recepturze zależy w sposób bardzo wyraźny od stopnia jego zagęszczenia. Jest zatem istotne, aby konsystencja świerzego betonu umożliwiała jego transport, ułożenie, zagęszczenie i wykończenie w sposób wystarczająco łatwy i bez segregacji. Własne doświadczenie z badań pokazuje, że trudno uzyskać dużą liczbę próbek (36 sztuk) pobierając mieszankę na wytwórni z jednego zarobu. Kryterium zgodności innych właściwości betonu niż wytrzymałość nie była w tych badaniach uwzględniana, a prawdopodobnie kryterium zgodności konsystencji betonu dla dwóch serii po 6 próbek nie została spełniona.

4.5.6.4 Wnioski

Do badań wytrzymałości betonu w czasie, przy pielęgnacji próbek w warunkach laboratoryjnych odniesiono się w modelowaniu obiektu (MOPZ). Moduł sprężystości betonu badany w czasie był wyższy od normowej wartości średnio o 21,6 % Wyniki potwierdziły potrzebę określania tej wartości dla celów próbnych obciążeń przez badania betonu. Ponieważ na budowie z badań niszczących otrzymuje się jedynie wytrzymałość na ściskanie (f_{ci}) po 28 dniach dojrzewania, w punkcie dotyczącym prognozowania modułu sprężystości zostanie przeprowadzona analiza określania zmian modułu sprężystości betonu w czasie na podstawie takiej wytrzymałości.

4.6 PODSUMOWANIE

Przedstawione w rozdziale własne badania terenowe oraz niszczące badania betonu, pokazują rozbieżności systematycznie pojawiające się między modelami obliczeniowymi, a wynikami badań rzeczywistych konstrukcji mostowych. Dzięki doświadczalnej analizie zmian cech betonu w czasie oraz współpracy kapy chodnikowej, określono wpływ tych czynników na występujące różnice w sztywności wiaduktów autostradowych pewnego typu.

Przeprowadzone badania na sześciu rzeczywistych obiektach o różnych typach konstrukcji, potwierdziły dużą rozbieżność sztywności rzeczywistej przęseł i otrzymanej z analiz teoretycznych. Badane przęsła o konstrukcji stalowej oraz stalowo – betonowej wykazują dużą zgodność wyników teoretycznych z pomierzonymi w próbnych obciążeniach. Inaczej jest w mostach betonowych, gdzie bez względu na rodzaj ustroju nośnego, występuje znaczna różnica ugięć teoretycznych i pomierzonych, za którą odpowiada sztywność *EI*, a w szczególności moduł sprężystości. Znacznie mniejsze od teoretycznych wyniki badań nie należy traktować wprost jako rezerwa nośności. Rozbieżności te są znakiem przyjęcia nieadekwatnego modelu do badań.

Szczegółowo omówiono wyniki badań ośmiu betonowych ustrojów nośnych, składających się z szerokich belek trapezowych połączonych płytą pomostową, najliczniej występujących na odcinkach autostrad w Polsce. Średnia relacja ugięć U_s/U_o dla siedmiu obiektów, w których okres od betonowania do badania odbiorczego wahał się od 121 do 543 dni, wyniosła od 51 % do 62 %. W jednym obiekcie okres od betonowania do badania był najkrótszy i wyniósł 66 dni, dając tym samym średni stosunek ugięć na poziomie 76%. Wyniki potwierdziły wpływ wieku betonu na wzrost sztywności betonowych przęseł. Analiza porównawcza ośmiu obiektów o tym samym typie konstrukcji potwierdziła znaczny wpływ betonowych kap chodnikowych zespolonych z ustrojem nośnym. W zależności od procentowego udziału pola powierzchni kap do pola ustroju nośnego, wzrost sztywności przęsła może osiągnąć nawet 20 %.

Badania niszczące betonu o recepturze odpowiadającej betonom wbudowanym w badanych ośmiu obiektach potwierdziły 40 % wzrost wytrzymałości charakterystycznej betonu w stosunku do wartości normowej. Otrzymane wyższe od normowego wartości siecznych modułów sprężystości potwierdziły wzrost sztywności o 23-29% w zależności od czasu dojrzewania betonu.

Przy badaniach w ramach próbnych obciążeń betonowych obiektów mostowych, gdy potwierdzamy wymaganą nośność na podstawie ugięć, stosowne wydaje się eksperymentalne badanie określające moduł sprężystości. Analizowany model obliczeniowy konstrukcji (MOPW) ma adekwatny parametr geometrii i parametr obciążenia, jednak już parametru materiału różniącego się co najmniej o 23 % nie można uznać za odpowiedni. Dlatego podczas weryfikacji otrzymanych wyników należy uwzględnić rzeczywisty moduł sprężystości betonu w modelu (MOPZ).

Poszerzone badania odbiorcze wybranego wiaduktu autostradowego w trzech etapach budowy wraz z badaniami betonu pozwoliły określić wpływ kapy chodnikowej na rzeczywistą sztywność. Rzeczywisty wpływ elementu niekonstrukcyjnego, jakim jest kapa chodnikowa na sztywność betonowego przęsła pewnego typu jest znaczny. Dzięki badaniom niszczącym betonu w różnych etapach obciążenia wyeliminowano wpływ wzrostu modułu sprężystości. Badania wykazały 20,1 % wzrost sztywności, co jest cenną informacją przy interpretowaniu wyników z próbnych obciążeń badanego typu rozwiązań konstrukcyjnych połączenia chodnika.

Otrzymane wyniki ugięć przęseł w I etapie budowy, gdzie brak był wyposażenia, pozwolą w punkcie (5) dotyczącym modeli obliczeniowych, określić adekwatny model obliczeniowy z różnych klas modeli zbudowanych do analizy teoretycznej. Dodatkowo w modelu bryłowym można będzie wyznaczyć teoretyczną sztywność, przy której model obliczeniowy uzyska ugięcia równe otrzymanym z badań w I etapie budowy.

Towarzyszące badania wytrzymałości betonu w czasie przy pielęgnacji próbek w warunkach laboratoryjnych według EC2 (przechowywane w wodzie) dały wyniki różne od próbek przechowywanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Do tych z przechowywania wzorcowego wyników odniesiono się przy modelowaniu obiektu (MOPZ). Moduł sprężystości betonu badany w czasie był wyższy od normowej wartości średnio o 21,6 % Wyniki potwierdziły potrzebę określania tej wartości dla celów próbnych obciążeń z badań betonu. Ponieważ na budowie z badań niszczących otrzymuje się jedynie wytrzymałość na ściskanie (f_{ci}) po 28 dniach dojrzewania, dlatego w punkcie dotyczącym prognozowania modułu sprężystości zostanie przeprowadzona analiza określania zmian modułu sprężystości betonu w czasie na podstawie takiej wytrzymałości. Ponadto zostanie przeprowadzona analiza dotycząca rzeczywistej wartości modułów sprężystości w zależności od sposobu pielęgnacji.

5. MODELE OBLICZENIOWE

5.1 WPROWADZENIE

Współczesne konstrukcje mostowe wymagają nowoczesnych technik analizy teoretycznej [168]. Wirtualne modele numeryczne stają się dzisiaj podstawowym środkiem do prowadzenia analiz. W praktyce skuteczne metody analityczne zostały wyparte przez metody numeryczne, którym zawdzięczamy analizowanie dowolnych struktur inżynierskich.

W procesie wspomaganego komputerowo projektowania konstrukcje mostowe są odwzorowane przy użyciu dyskretnych modeli obliczeniowych [73]. Wyróżnić można trzy podstawowe składniki modelu obliczeniowego:

- Model geometrii: sposób odwzorowania geometrii obiektu.
- Model materiału: charakterystyka materiału konstrukcyjnego.
- Model obciążeń: sposób przedstawiania obciążeń.

Model obliczeniowy posiadający wymienione składniki można analizować przy zastosowaniu różnych metod obliczeniowych. W praktyce większość analiz numerycznych przeprowadza się w systemach wykorzystujących MES. W większości komercyjnych systemach MES dostępne są przestrzenne elementy belkowe, kratowe, cięgnowe, tarczowe, płytowe, powłokowe i bryłowe.

Zagadnienia statyczne i dynamiczne analizowane w procesie projektowania konstrukcji mostowych opisane są ogólnym równaniem różniczkowym sformułowanym w przemieszczeniach [73]:

$$[K]\cdot\{\delta\}+[C]\cdot\frac{\partial}{\partial t}\{\delta\}+[M]\cdot\frac{\partial^2}{\partial t^2}\{\delta\}+\{F\}=\{0\} \tag{5-1}$$

gdzie $[K]$ jest macierzą sztywności, $[C]$ jest macierzą tłumienia, $[M]$ jest macierzą mas, $\{\delta\}$ jest wektorem przemieszczeń w układzie dyskretnym, t jest czasem, a $\{F\}$ wektorem obciążeń.

W zagadnieniach statycznych pochodne po czasie występujące w równaniu (5-1) są równe zeru i otrzymuje się ogólne równanie równowagi w postaci:

$$[K]\cdot\{\delta\}+\{F\}=\{0\} \tag{5-2}$$

Równanie to ze względu na składowe wektora $\{\delta\}$ jest układem równań liniowych. Po rozwiązaniu tego układu, na podstawie wyznaczonych wartości przemieszczeń w układzie dyskretnym można określić w dowolnym punkcie konstrukcji:

- przemieszczenie

$$\{f\}=[N]\cdot\{\delta\} \tag{5-3}$$

- odkształcenie

$$\{\varepsilon\}=[B]\cdot\{\delta\} \tag{5-4}$$

- naprężenie

$$\{\sigma\}=[D]\cdot\{\varepsilon\}=[D]\cdot[B]\cdot\{\delta\} \tag{5-5}$$

gdzie $[N]$ jest macierzą funkcji opisujących przemieszczenia w dowolnym punkcie konstrukcji w zależności od przemieszczeń w układzie dyskretnym (macierz aproksymacyjna), $[B]$ jest macierzą

wiążącą przemieszczenia i odkształcenia (macierz odkształceń), a $[D]$ jest macierzą sprężystości określającą związek między odkształceniami a naprężeniami.

Naprężenia i odkształcenia w równaniach (5-4) i (5-5) traktuje się jako wielkości uogólnione, gdyż ich postać zależy od klasy modelu obliczeniowego [73].

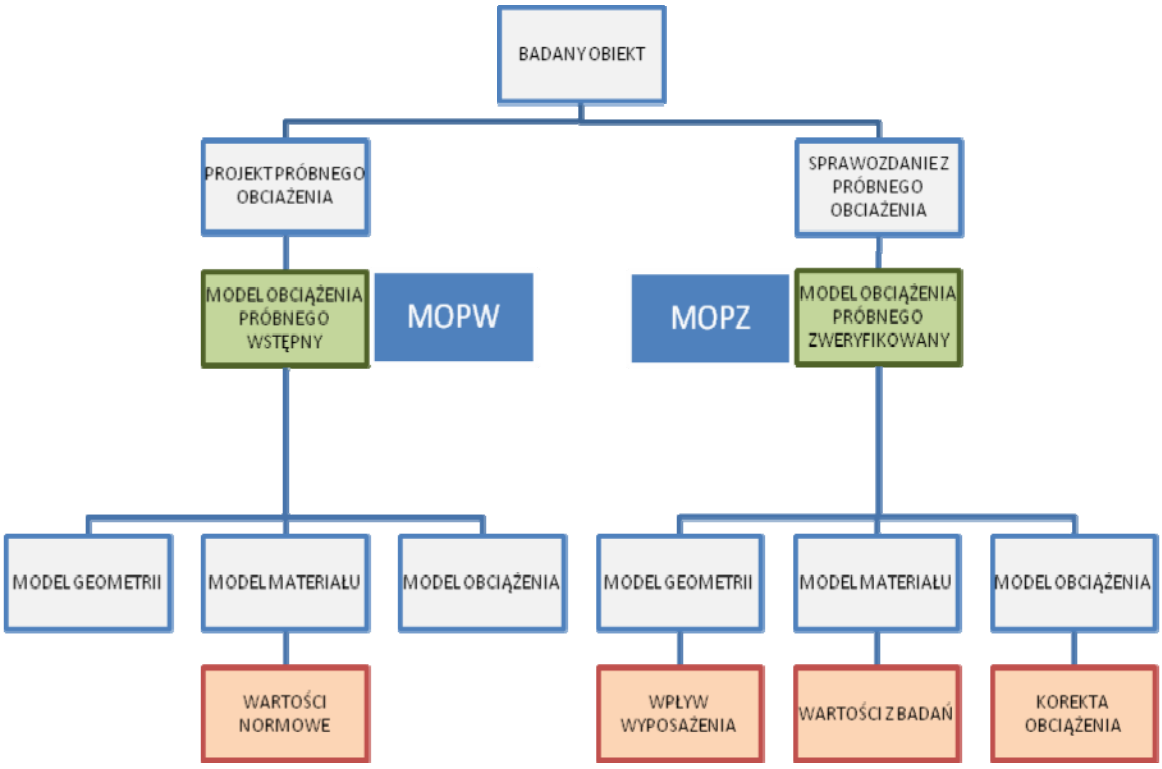
Poszczególne wielkości, występujące we wzorach (5-1) - (5-5) są bezpośrednio związane z elementami składowymi modelu obliczeniowego:

- model geometrii decyduje o ogólnym rozmiarze układu równań oraz o sposobie formułowania macierzy sztywności $[K]$,
- model materiału wpływa na sposób formułowania macierzy sprężystości $[D]$,
- model obciążeń ma wpływ na określenie wektora $\{F\}$.

W badaniach odbiorczych na etapie projektu próbnego obciążenia mamy do czynienia z modelem obliczeniowym, w którym dwie składowe (model geometrii i model obciążenia) są znane w stopniu eliminującym znaczne rozbieżności w trakcie badania, a model materiału w przypadku konstrukcji betonowych jest zmienny i zależy od wpływu czasu oraz rodzaju zastosowanego kruszywa. Dodatkowo każde takie opracowanie jeszcze przed badaniem podlega zatwierdzeniu przez projektanta. Dlatego w projekcie próbnego obciążenia proponuję przyjmować w modelu (MOPW) normowe cechy betonu, dzięki czemu następuje weryfikacja wyników modelu obliczeniowego przyjętego przez projektanta oraz zespół badawczy. Takie podejście umożliwia wychwycić ewentualne błędy obliczeniowe.

Dopiero w sprawozdaniu z próbnego obciążenia uzyskiwane w konstrukcjach betonowych rozbieżności relacji ugięć pomierzonych i teoretycznych należy zweryfikować na modelu (MOPZ). W modelu tym uwzględnia się rzeczywiste wartości cech betonu na podstawie otrzymanych z laboratorium badań wytrzymałościowych po 28 dniach dojrzewania. Wpływ wyposażenia będzie każdorazowo zmienny w zależności od parametrów ruchowych mostu i dlatego w tej pracy wpływ ten opisano jedynie dla pewnego typu ustrojów nośnych (punkt 4.5).

Proponowany schemat adekwatnej procedury modelowania obiektów rzeczywistych w badaniach pod próbnym obciążeniem obiektów mostowych przedstawiono na Rys. 5-1:



Rys. 5-1 Proponowany schemat adekwatnej procedury modelowania obiektów rzeczywistych w badaniach pod próbnym obciążeniem obiektów mostowych

W rozdziale tym konstrukcję wiaduktu, który podlegał poszerzonym badaniom odbiorczym, zamodelowano różnymi klasami modeli. Taka analiza pozwoli wyznaczyć adekwatny model obliczeniowy dla wiaduktów, których sprężone przęsła betonowe składają się z szerokich belek trapezowych połączonych płytą pomostową.

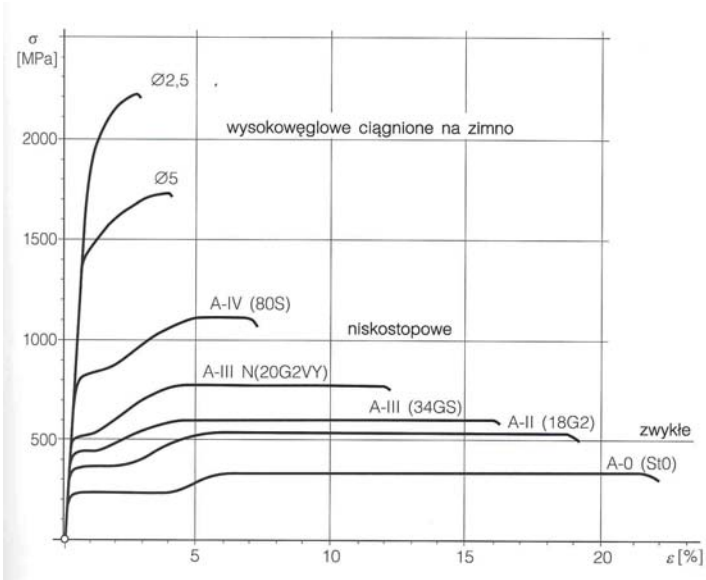
5.2 MODEL MATERIAŁU

W ustrojach nośnych mostów w większości obiektach do budowy stosuje się stal i beton. Wyjątkiem są kładki dla pieszych oraz prototypowe obiekty, gdzie można spotkać jako materiał konstrukcyjny drewno lub coraz częściej materiały kompozytowe. W przypadku typowych wiaduktów w ciągu autostrad dominują konstrukcje betonowe (punkt 4.2), a obiekty z wykorzystaniem stali stanowią ustroje zespolone (punkt 4.2.6).

5.2.1 Stal

Stal Z uwagi na swoją strukturę, izotropowość i sprężystość najbardziej odpowiada założeniom teorii sprężystości ze wszystkich materiałów konstrukcyjnych stosowanych w mostownictwie [45]. Potwierdzają to wyniki badań przedstawione w punkcie (4.2).

W ostatnich latach udoskonalono produkcje stali, dzięki czemu nastąpił duży wzrost granicy plastyczności stali konstrukcyjnej od stali niskowęglowej St3S (f_e – ok. 200 MPa) poprzez stale niskostopowe o podwyższonej wytrzymałości w stanie znormalizowanym (f_e – ok. 350 MPa), stale wytwarzane sposobem walcowania termomechanicznego z zastosowaniem przyspieszonego chłodzenia (f_e – 450 ÷ 700 MPa), a skończywszy na stalach ulepszonych cieplnie o granicy plastyczności przekraczającej 1500 MPa [84]. Tak więc produkcja stali jest wynikiem złożonych i zróżnicowanych procesów technologicznych, które w istotny sposób wpływają na jej strukturę oraz skład chemiczny i właściwości mechaniczne. Jednak niektóre właściwości fizyczne stali zależą tylko w niewielkim stopniu od jej składu chemicznego, sposobu obróbki, a także wytrzymałości [45]. Porównanie wykresu naprężenie – odkształcenie (σ-ε) dla stali zwykłych i sprężających pokazano na Rys. 5-2, gdzie widać w przedziale naprężeń bez uplastycznienia tę samą liniową sprężystość.



Rys. 5-2 Porównanie wykresów σ –ε dla stali zwykłych i sprężających na podstawie [4]

Stąd też przyjmuje się jako stałe następujące parametry:

- gęstość (lub ciężar właściwy): ρ = 7850 kg / m^3,
- moduł sprężystości stali konstrukcyjnej: E = 205 GPa,
- współczynnik sprężystości poprzecznej (moduł Kirchoffa): G = 80 GPa,
- współczynnik Poissona, wyrażający stosunek odkształceń poprzecznych do podłużnych: v = 0,30.

Dlatego w teoretycznym modelu stali [73] zakłada się z dostateczną dokładnością, że:

- materiał jest izotropowy i jednorodny,
- w zakresie projektowanych obciążeń zachowuje się jak materiał liniowo – sprężysty.

Moduł sprężystości stali zbrojeniowej oraz cięgien sprężających różni się od stali konstrukcyjnej w zależności od klasy stali. Założenie liniowo-sprężystej pracy nie może być stosowane w odniesieniu do cięgien w konstrukcjach podwieszonych (np. mosty wantowe) [73].

5.2.2 Beton

Beton jest niejednorodnym materiałem kompozytowym, którego matrycą jest zaczyn cementowy, a wypełniaczem kruszywo. Struktura wewnętrzna i właściwości tego kompozytu zmieniają się losowo w całej objętości materiału. W praktycznych zastosowaniach projektowych model betonu jest formułowany w ujęciu makroskopowym, co sprowadza się do przyjęcia charakterystyk materiałowych w objętości materiału [73].

Według autorów opracowania [73] w zagadnieniach projektowania mostów z betonu zbrojonego i sprężonego z reguły są stosowane uproszczone modele materiału, oparte na następujących założeniach:

- odkształcenia materiału w wyniku obciążeń doraźnych mają charakter sprężysty i są liniową funkcją naprężeń,
- w zakresie właściwości mechanicznych beton może być traktowany jako materiał izotropowy i jednorodny,
- wpływy procesów reologicznych mogą być uwzględniane w sposób uproszczony na podstawie przepisów normowych [36] [37] [116] [126].

Model materiału, budowany na potrzeby analizy zachowania się konstrukcji pod próbnym obciążeniem powinien uwzględniać zmianę właściwości betonu w czasie oraz wpływ zastosowanego kruszywa. Potwierdzają to wyniki badań betonu w funkcji czasu, opisane w punktach (4.4 i 4.5). Dlatego w modelu (MOPW) na etapie projektu próbnego obciążenia, model materiału odpowiada normowym parametrom betonu [126], a w modelu (MOPZ) w sprawozdaniu z próbnego obciążenia powinno wyznaczać się prognozowaną wartość modułu sprężystości betonu na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie, gdyż tylko takie badania są w praktyce wykonywane na budowie.

Procedurę prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu z uwzględnieniem rodzaju kruszywa omówione zostanie w punkcie (6.6). Dzięki poszerzonym badaniom analizowanego wiaduktu, budowane będą równolegle dwa modele obliczeniowe tej samej klasy (MOPW i MOPZ), w których składowy model obciążenia i model geometrii będzie identyczny, a składowy model materiału uwzględniać będzie normową [126] wartość modułu sprężystości betonu (w modelu MOPW) i otrzymaną (punkt 4.5) wartość z badań (w modelu MOPZ).

5.3 MODEL OBCIĄŻENIA

W procesie modelowania obciążeń mostów dla celów badań odbiorczych można wyróżnić dwa podstawowe etapy [73]:

- etap I modelowania przewidzianych obciążeń działających na badaną konstrukcję poprzez sformułowanie zastępczych obciążeń normowych i próbnych,
- etap II dostosowania obciążeń normowych i próbnych z uwzględnieniem przyjętego modelu geometrii konstrukcji.

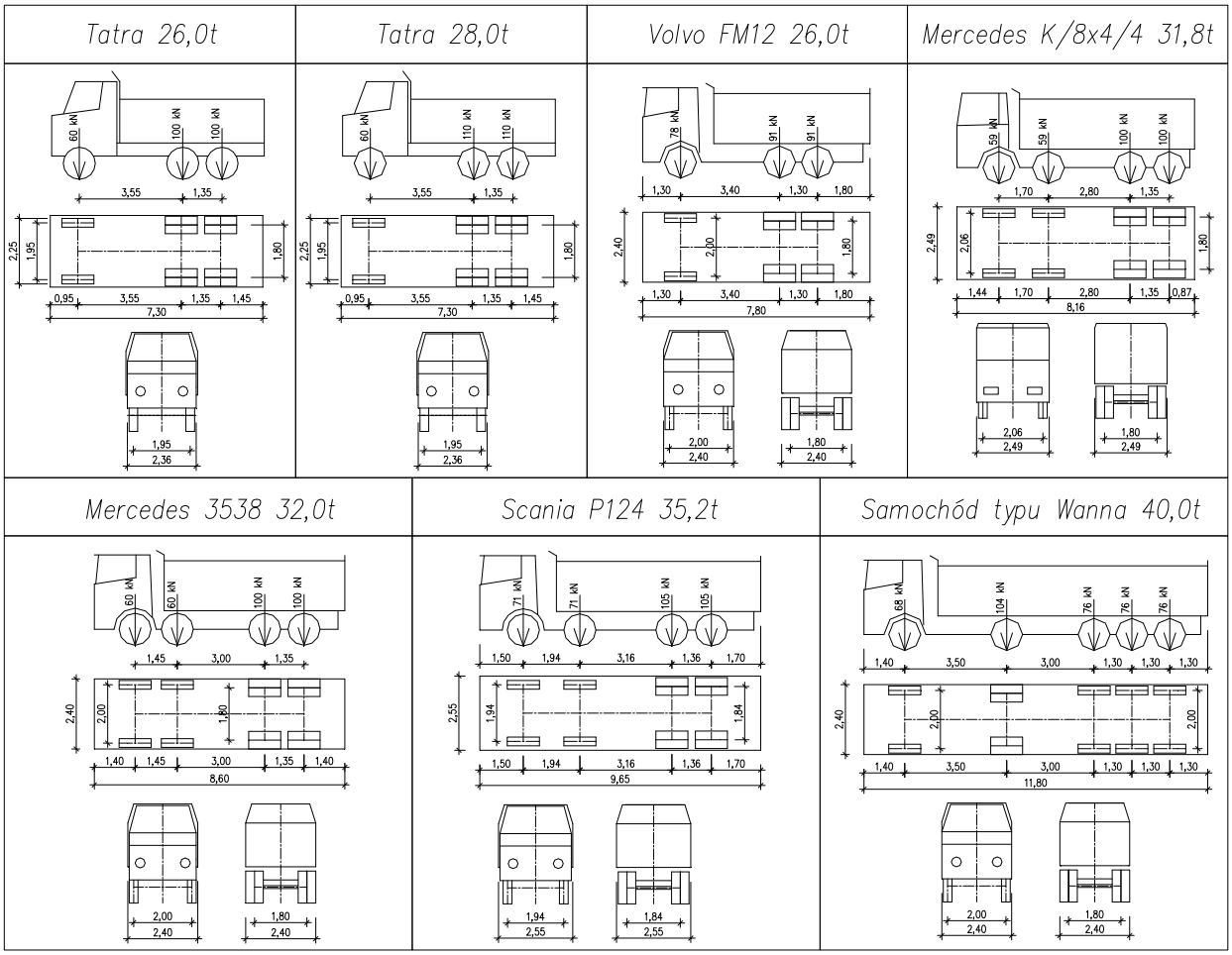
Obecnie obowiązująca norma obciążeń mostów [123] zawiera wszystkie obciążenia, które występują na etapie projektowania w sytuacjach obliczeniowych (obciążenia ciężarem własnym, parciem gruntu i wody, obciążenia użytkowe, obciążenia wywołane zmianami temperatury, wiatrem i parciem lodu, oddziaływania reologiczne, opory łożysk, siły uderzenia statków o podpory oraz obciążenia występujące w czasie budowy). Jednak taka sytuacja zmieni się znacząco po wprowadzenia Eurokodów, gdzie każde z obciążeń opisane zostało w odrębnych dokumentach. Stosowanie tych norm będzie możliwe dopiero wówczas, gdy cały pakiet opracowań będzie zatwierdzony w Polsce. Obecnie jesteśmy na etapie sukcesywnego ich wprowadzania, jednak brak kompletu norm z załącznikami krajowymi powoduje ich bezużyteczność (dotyczy obiektów mostowych). W pracy tej do analizy konstrukcji wykorzystywano obowiązującą normę obciążeń [123].

Na potrzeby badań odbiorczych pod próbnym obciążeniem obiektów drogowych w etapie I użytkowe obciążenia normowe stanowią:

- obciążenie pojazdem (K) i obciążeniem równomiernie rozłożone (q), w zależności od przyjętej klasy obciążenia:
- obciążenie pojazdem (S) w zależności od parametrów ruchowych na obiekcie
- obciążenie tłumem pieszych (q_t)

Wartości tych obciążeń, ich położenie w przekroju poprzecznym i podłużnym oraz schematy precyzuje norma [123]. W badaniach odbiorczych do określenia maksymalnych sił wewnętrznych w przekrojach miarodajnych przyjmuje się obciążenia o wartości charakterystycznej bez współczynnika dynamicznego zgodnie z normą [127] i zarządzeniem nr 35 GDDKiA [165].

Obciążenie próbne obiektów drogowych w postaci samochodów ciężarowych (liczba pojazdów oraz masa całkowita) dobiera się w taki sposób, aby ich skutki wywoływały od 75 % do 100 % skutków wyżej omówionego obciążenia normowego charakterystycznego określonej klasy obciążenia [123]. Rodzaj zastosowanych pojazdów w projekcie próbnego obciążenia jest wynikiem uzgodnień z wykonawcą badanego obiektu. Schematy pojazdów próbnych w etapie I przyjmowane przez nasz zespół w modelu obliczeniowym (MOPW) z rozkładem obciążenia na osie przedstawiono na Rys. 5-3. Przy nazwie rodzaju pojazdu podana jest masa całkowita.



Rys. 5-3 Schematy pojazdów próbnych według specyfikacji technicznej pojazdów

Jeżeli podczas badań zostają użyte inne samochody, mniej lub więcej załadowane, przy ocenie wyników wprowadza się stosowną korektę. Protokoły ważenia zawierają dwa sposoby weryfikacji masy całkowitej w zależności od zastosowanej wagi (dostępność na budowie) (Tab. 5-1). Pierwszy sposób ważenia polegający na najeździe pojazdu próbnego wszystkimi osiami na wagę, podaje masę całkowitą samochodu. Ewentualne dopuszczalne różnice (±5 %) uwzględnia się przez ponowne obliczenia w modelu (MOPZ) z procentową korektą masy całkowitej (Tab. 5-1). Drugi sposób ważenia pojazdów próbnych polega na najeździe każdej pojedynczej osi z określeniem jej nacisku. Uzyskane w ten sposób ewentualne różnice rozkładu obciążenia na poszczególna oś samochodu uwzględnia się w obliczeniach modelu (MOPZ). Przykładowe protokoły ważenia z procentowymi różnicami przedstawiono w Tab. 5-1.

Tab. 5-1 Protokoły ważenia z pomiarem wszystkich osi (lewa strona) i pomiarem każdej osi (prawa strona)

Lp.	Nr rejestracyjny	Masa [t]	Marka
1	WOT 80TW	35,01	Mercedes Actros
2	WOT 60TW	35,03	Mercedes Actros
3	WPR 61N3	34,86	Mercedes Actros
4	WPR 49N8	34,95	Mercedes Actros
Razem		139,85	
Założone w projekcie		140,00	
Różnica		-0,1%	

Lp.	Nr rejestracyjny	Oś 1 [t]	Oś 2 [t]	Oś 3 [t]	Oś 4 [t]	Masa c. [t]	Marka
1	WOT 80TW	7,03	6,82	10,64	10,53	35,01	Mercedes Actros
2	WOT 60TW	6,49	6,18	11,22	11,14	35,03	Mercedes Actros
3	WPR 61N3	7,14	6,92	10,51	10,29	34,86	Mercedes Actros
4	WPR 49N8	7,06	6,71	10,68	10,50	34,95	Mercedes Actros
Średni rozkład		6,93	6,66	10,76	10,62	139,85	
Założony w projekcie		7,00	7,00	10,50	10,50	140,00	
Różnica		-1,0%	-4,9%	2,5%	1,1%	-0,1%	

W procesie dyskretyzacji konstrukcji (etap II) użytkowe obciążenia normowe oraz obciążenia próbne zastępowane są układem uogólnionych sił przyłożonych w węzłach. Siły te tworzą wektor sił wewnętrznych $\{F\}$, występujących w równaniu (5-1). Obciążenia usytuowane poza węzłami muszą być zastąpione statycznie równoważnym układem sił przyłożonych w węzłach. Określenie takiego zastępczego układu sił węzłowych we współczesnych strukturach wykorzystujących MES odbywa się automatycznie zgodnie z ogólnymi zasadami MES [73] [166].

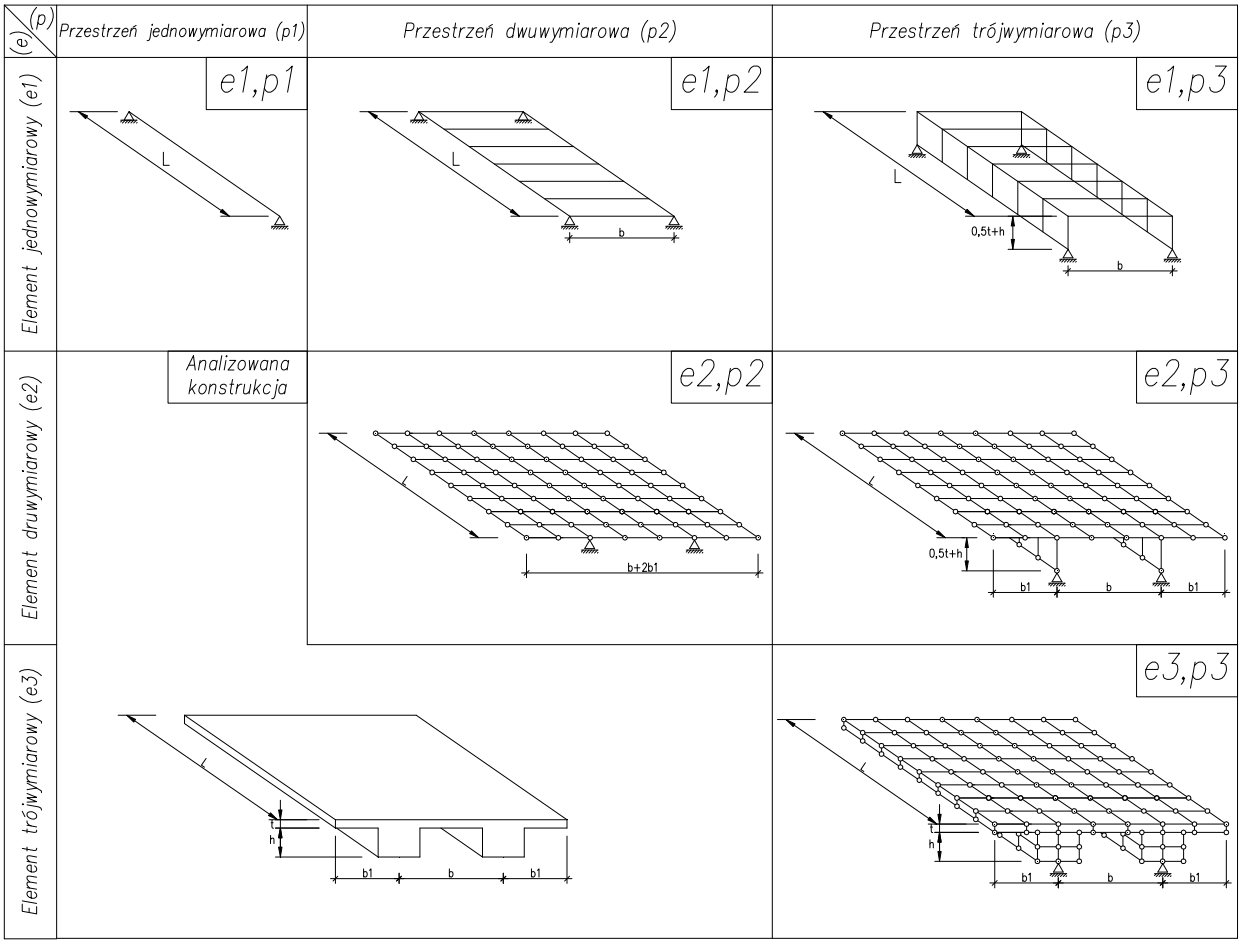
Dokładność odwzorowania obciążeń w numerycznej analizie wykorzystującej MES zależy od dostatecznie gęstego podziału na elementy skończone. Wielkościami niewiadomymi w MES są przemieszczenia punktów węzłowych, tworzące wektor $\{\delta\}$ w ogólnym równaniu równowagi (5-2). Dlatego podział na elementy skończone w modelach numerycznych odzwierciedlających geometrię analizowanego obiektu należy tak dokonać, aby pokrywały się z punktami pomiarowymi podczas badania *in situ*, a jednocześnie dostatecznie dokładnie dyskretyzowały przykładane obciążenie. Ponieważ w próbnych obciążeniach mostów podstawową wielkością mierzoną są przemieszczenia, dlatego modele obliczeniowe powinny być przede wszystkim adekwatne z uwagi na ten parametr.

5.4 MODEL GEOMETRII

Modele stosowane do opisu geometrii konstrukcji według autorów opracowania [73] można sklasyfikować określając dwa parametry:

- wymiar elementów zastosowanych do budowy modelu, z wyróżnieniem elementów: jednowymiarowych (e^1), dwuwymiarowych (e^2) i trójwymiarowych (e^3),
- wymiar przestrzeni, w której są usytuowane elementy tworzące model, z wyróżnieniem przestrzeni: jednowymiarowej (p^1), dwuwymiarowej (p^2) i trójwymiarowej (p^3).

Kombinacje przyjętych parametrów opisują sześć podstawowych klas modeli [73], przedstawionych na przykładzie swobodnie podpartego przęsła belkowo-płytowego.



Rys. 5-4 Klasyfikacja modeli geometrii konstrukcji według autorów [73]

Wyróżnić można sześć podstawowych klas modelu geometrii [73]:

- Klasę (e^1, p^1), w której przęsło mostowe modeluje się pojedynczym prętem o charakterystykach geometrycznych, odpowiadających charakterystykom przekroju całego dźwigara. Powszechnie tę klasę modelu w strukturach obliczeniowych można spotkać jako model płaski prętowy.
- Klasę (e^1, p^2), w której przęsło jest odwzorowane w postaci płaskiego rusztu prętowego. Tę klasę modelu w strukturach obliczeniowych powszechnie nazywa się jako model rusztowy.
- Klasę (e^1, p^3), w której przęsło jest zbudowane z przestrzennego układu prętowego. Nazwa tej klasy modelu występuje jako model prętowy przestrzenny.
- Klasę (e^2, p^2), w której elementy modelu usytuowane są w jednej płaszczyźnie. Powszechnie ta klasa modelu nazywa jest jako model płytowy lub tarczowy.
- Klasę (e^2, p^2), w której elementy modelu usytuowane są dowolnie w przestrzeni. Modele tej klasy w strukturach opartych na MES nazywane są jako model powłokowy lub model płytowo-tarczowy.
- Klasę (e^3, p^3), w której przęsło modeluje się z elementów trójwymiarowych usytuowanej w przestrzeni trójwymiarowej. Powszechnie w nazewnictwie używanym w programach obliczeniowych występuje jako model objętościowy lub model bryłowy.

Trzy pierwsze klasy modeli ((e^1, p^1), (e^1, p^2), (e^1, p^3)) tworzone z elementów jednowymiarowych, charakteryzują następujące cechy [73]:

- zbudowanie modelu wymaga określenia charakterystyk geometrycznych zastępczych elementów prętowych, odpowiednio dla różnych typów konstrukcji,
- siły wewnętrzne są wyznaczane jako wielkości scalone, odniesione do poszczególnych elementów prętowych,
- numeryczny opis modeli nie stwarza zazwyczaj istotnych trudności,
- postać wyników umożliwia ich bezpośrednie wykorzystanie do wymiarowania elementów konstrukcyjnych (dzięki tej zalecie modele prętowe powszechnie stosowane przez projektantów).

Do wspólnych cech dwóch klas modeli ((e^2, p^2), (e^2, p^2)) utworzonych przy użyciu elementów dwuwymiarowych [73] należą:

- konieczność wyznaczania zastępczych grubości na podstawie geometrii analizowanej konstrukcji,
- wyznaczanie wartości sił wewnętrznych w odniesieniu do jednostkowej długości lub szerokości konstrukcji (wartości podawane na jeden metr bieżący w węźle, co powoduje konieczność sprowadzania wyników na przekrój obliczeniowy).

Ostatnia klasa modeli (e^3, p^3) charakteryzuje się następującymi właściwościami [73]:

- bezpośredni sposób opisu geometrii przez deklarowanie rzeczywistych wymiarów elementów konstrukcyjnych,
- wyznaczenie sił wewnętrznych w postaci naprężeń,
- duży rozmiar zadania numerycznego i związany z tym znaczny czas analizy oraz nawet przy współczesnych komputerach duże wymagania mocy obliczeniowej.

Oprócz wymienionych sześciu podstawowych klas modeli, znajdują praktyczne zastosowanie dowolne modele mieszane. Powszechnie stosowane w strukturach wykorzystujących MES jest model mieszany (e^1, p^2) i (e^2, p^2) do opisu numerycznego przęseł belkowo – płytowych, gdzie elementy prętowe opisują belki i poprzecznice, a elementy powierzchniowe płytę pomostową. Mieszany model (e^1, p^2) i (e^2, p^2) stosuje się również do użycia nieważkiego elementu powierzchniowego, który służy do generacji przykładanych obciążeń na elementy prętowe. Inny powszechnie stosowany model mieszany to (e^1, p^3) i (e^2, p^3), który ma szerokie zastosowanie w ustrojach ramowych, łukowych i podwieszonych.

Analiza numeryczna obiektu mostowego w próbnym obciążeniu powinna dawać obraz pracy konstrukcji bardziej zbliżony do rzeczywistości, niż ta stosowana na etapie projektowania. Na przykład przy dyskretyzacji konstrukcji niekiedy lepiej dążyć do układów prostszych, łatwiejszych w interpretacji, niż wzbogaconych o elementy o niewiadomych cechach. Przeładowanie modelu nieokreślonymi parametrami często jest powodem nieadekwatności modelu. W pracy zwrócono uwagę na wszystkie etapy analizy konstrukcji rzeczywistej w próbnym obciążeniu.

5.4.1 Założenia analizy numerycznej

W celu wyłonienia adekwatnego modelu obliczeniowego wiaduktu opisanego w punkcie (4.5), zbudowano kilka modeli o różnych klasach. Każdy model danej klasy wykonano na potrzeby modelu (MOPW) oraz modelu (MOPZ) według schematu pokazanego na Rys. 5-1. Porównanie otrzymanych wyników w różnych klasach modeli z wynikami badań konstrukcji w I etapie jego budowy, pozwoli określić adekwatny model obliczeniowy badanego typu mostu. W MES dla analizy w zakresie statyki liniowej niewiadomymi są przemieszczenia węzłów, a dopiero na ich podstawie jako pochodne uzyskuje się takie wartości jak siły wewnętrzny czy naprężenia. Dlatego w analizie teoretycznej otrzymane wartości ugięć z różnych modeli obliczeniowych porównywano z ugięciami otrzymanymi z badania pod próbnym obciążeniem w etapie I. Wyłonienie adekwatnego modelu obliczeniowego (MOPZ) w próbnych

obciążeniach polegać będzie na uzyskaniu możliwie bliskiej linii ugięć belek w charakterystycznych punktach.

Do obliczeń przyjęto obciążenie próbne płytami drogowymi o wymiarach i rzeczywistej masie opisanej w punkcie (4.5.5.1). Schemat obciążenia wraz z punktami pomiarowymi w analizie teoretycznej jest identyczny z przyjętymi w próbnym obciążeniu statycznym opisanym w punkcie (4.5.5).

Analizę teoretyczną różnych klas modeli obliczeniowych przeprowadzono metodą elementów skończonych (MES) w środowisku programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 [5] [133].

5.4.2 Model-1 belkowy z nieważką płytą – klasa (e^1,p^2) i (e^2,p^2)

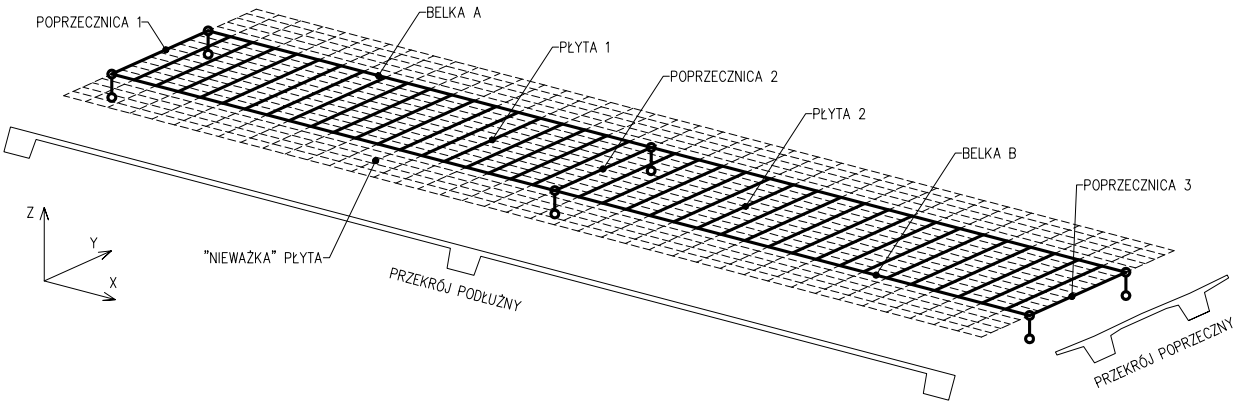
5.4.2.1 Wprowadzenie

Model belkowy o klasie (e^1,p^2) lub (e^1,p^3), który powszechnie nazywany jest modelem rusztowym lub przestrzennym modelem prętowym, służyć może do rozwiązania większości problemów inżynierskich. Autor pracy [168] podkreśla ich przydatność tym bardziej, że normy do projektowania oparte są głównie na modelach belkowych. Do tego tradycja i dorobek pokoleń wskazuje, że na ogół nie trzeba sięgać po bardziej złożone teorie. W odróżnieniu od konstrukcji budownictwa ogólnego i przemysłowego, w mostach mamy do czynienia oprócz obciążeń stałych i środowiskowych z obciążeniami ruchomymi. Kombinacja obciążeń z dodatkowym uwzględnieniem schematów montażowych wymaga znacznego nakładu pracy w przyjęciu obliczeniowych sił wewnętrznych. Dlatego modele belkowe są użytecznymi modelami w analizie numerycznej dużych konstrukcji mostowych [30].

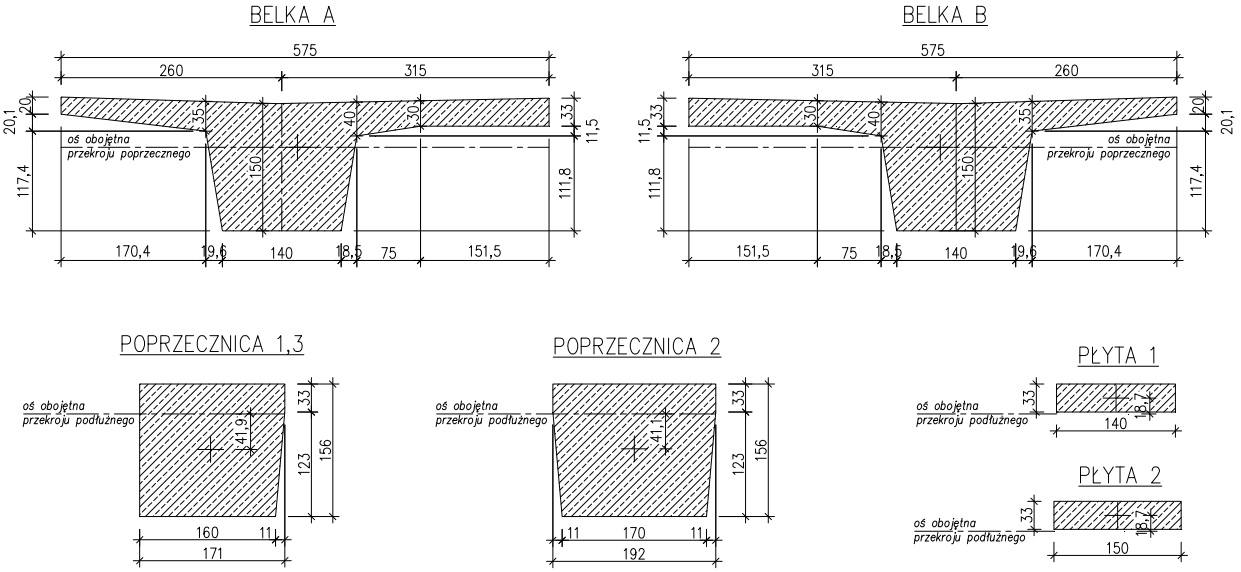
Bezsporną zaletą modeli tej klasy jest postać wyników umożliwiająca ich bezpośrednie wykorzystanie do wymiarowania elementów konstrukcyjnych. Otrzymane siły wewnętrzne są wprost przyjmowane w obliczeniach wytrzymałościowych. Zastępcze pręty są jednak zróżnicowane ze względu na pożądane wyniki (inne przy siłach wewnętrznych i inne przy przemieszczeniach). Ilustracja takiej zależności przedstawiona zostanie w końcowej części pracy dotyczącej porównania przemieszczeń otrzymanych w różnych modelach obliczeniowych z wynikami uzyskanymi w badaniach *in situ*.

5.4.2.2 Model obliczeniowy

Do obliczeń statycznych wiaduktu przyjęto model rusztu odwzorowujący geometrię i sztywność dźwigarów głównych, poprzecznic oraz pasm płyt pomostowych pomiędzy poprzecznicami (Rys. 5-5). Założone parametry geometryczne poszczególnych prętów rusztu zestawiono na Rys. 5-6. Dodatkowo w celu generacji przyłożonego obciążenia zastosowano nieważką płytę o nieskończenie małej sztywności z wygenerowaną siatką skończoną o geometrii płyty pomostowej. Obliczone wartości podstawowych charakterystyk geometrycznych zestawiono w Tab. 5-2. W ostatniej kolumnie (Tab. 5-2) pokazano odległości od osi obojętnej całego przekroju poprzecznego do środka ciężkości poszczególnych przekrojów. W modelu obliczeniowym o tą wartość odsunięto poprzeczne pręty rusztu. Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.



Rys. 5-5 Model obliczeniowy obiektu



Rys. 5-6 Przekroje poprzeczne prętów rusztu

Tab. 5-2 Podstawowe charakterystyki geometryczne przekrojów prętów

Przekrój	Ax [m2]	Iy [m4]	Ix [m4]	y [m]
	Pole przekroju	Moment bezw ł. na zginanie	Moment bezw ł. na skręcanie	offset
BELKA A,B	3,6793	0,7650	0,8292	0,000
POPRZECZNICA 1,3	2,5999	0,5258	0,9539	-0,419
POPRZECZNICA 2	2,8599	0,5767	1,1040	-0,411
PŁYTA 1	0,4620	0,0042	0,0071	0,187
PŁYTA 2	0,4950	0,0045	0,0077	0,187

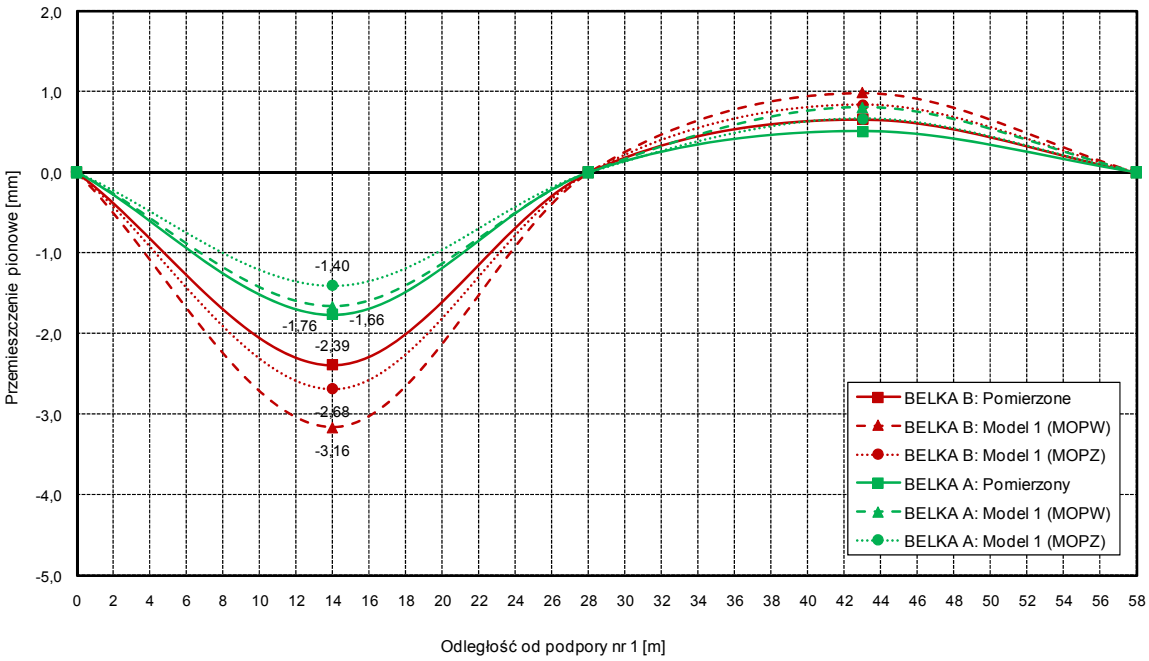
5.4.2.3 Wyniki

Wykorzystując utworzony model 1 „belkowy z nieważką płytą" wykonano obliczenia określające wartości ugięć w dźwigarach głównych od schematu obciążenia płytami drogowymi (4.5.5), które porównywano z ugięciami otrzymanymi z badań (4.5.5). W Tab. 5-3 przedstawiono wyniki pomierzonych ugięć sprężystych z badań pod próbnym obciążeniem w etapie I budowy (U_s) oraz otrzymane ugięcia obliczone (U_{ow}) w modelu 1 (MOPW) i ugięcia obliczone (U_{oz}) w modelu 1 (MOPZ). Linię ugięć belek przęsła wiaduktu otrzymaną z modelu 1 i badań terenowych przedstawiono na Rys. 5-7.

Tab. 5-3 Wyniki ugięć z modelu M1_Belkowy z nieważką płytą (MOPW) i (MOPZ) oraz otrzymane z badań

Model	Przęsło	Belka	Ugięcia sprężyste	Ugięcia obl. MOPW	Ugięcia obl. MOPZ
			Us [mm]	Uow [mm]	Uoz [mm]
M1_Belkowy	1	A1	1,76	1,66	1,40
		B1	2,39	3,16	2,68
	2	A2	-0,51	-0,81	-0,67
		B2	-0,66	-0,99	-0,84

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 1 "Belkowy z nieważką płytą"



Rys. 5-7 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 1 (MOPW) i (MOPZ)

Ugięcie sprężyste najbardziej wytężonej belki B1 (2,39 mm), wywołane próbnym obciążeniem w I etapie (4.5.5) były mniejsze od obliczonych teoretycznie. W przypadku modelu 1 (MOPW), relacja ugięć sprężystych (U_s) stanowiła 76 % wartości teoretycznej (U_{ow} = 3,16 mm). Uwzględniając rzeczywisty moduł sprężystości betonu otrzymany z badań *in situ*, relacja ugięć (U_s) wyniosła 89 % wartości teoretycznej (U_{oz} = 2,68 mm) otrzymanej w modelu 1 (MOPZ).

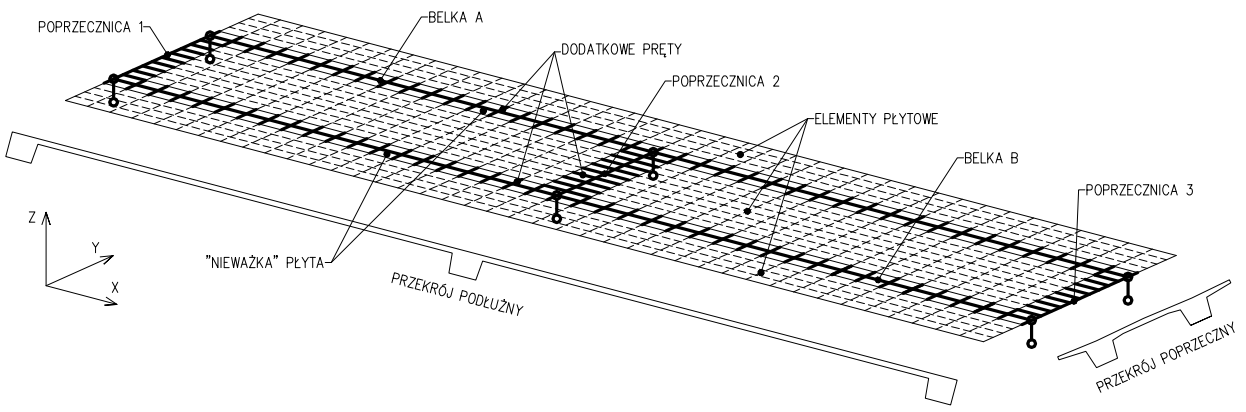
5.4.3 Model-2 belkowo-płytowy – klasa (e^1,p^2) i (e^2,p^2)

5.4.3.1 Wprowadzenie

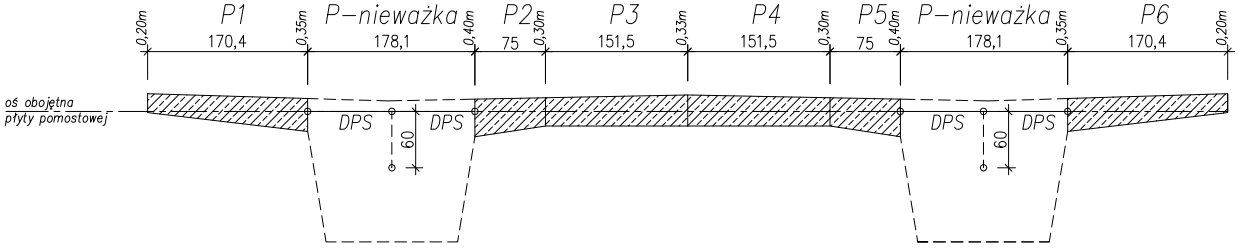
Inną możliwością dyskretyzacji ustroju składającego się z szerokich belek trapezowych połączonych płyta pomostową jest model o klasie (e^1,p^2) i (e^2,p^2), który nazwano modelem belkowo-płytowym. W modelu tym wydzielone dźwigary bez płyty pomostowej zastępuje się elementami prętowymi (e^1,p^2), a wydzielone pasma płyty o zmiennej grubości odzwierciedlają elementy płytowe (e^2,p^2). Ponieważ w modelu tym występuje przestrzeń dwuwymiarowa (p^2), dlatego elementy prętowe odsuwa się o odległość między środkiem ciężkości przekroju dźwigara i osią obojętną całego wydzielonego pasma płytowego. Efekt rzeczywistego miejsca zamocowania płyty pomostowej w dźwigarze uzyskuje się przez dodatkowe pręty o dużej sztywności (DPS) o długości odpowiadającej odległości między osią belki i miejscem zamocowania płyty pomostowej. Model taki może być wykorzystywany do obliczeń statycznych płyty pomostowej, a jednocześnie uzyskuje się uogólnione siły wewnętrzne w dźwigarach.

5.4.3.2 Model obliczeniowy

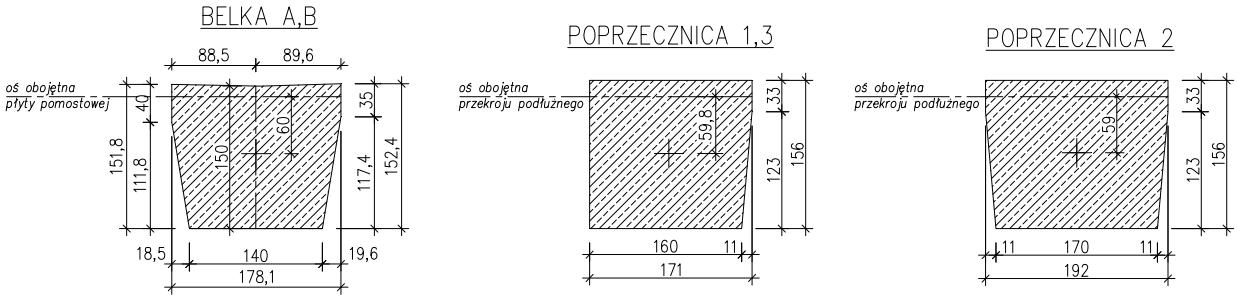
Do obliczeń statycznych wiaduktu przyjęto model belkowo – płytowy, w którym elementy prętowe odwzorowują geometrię i sztywność dźwigarów głównych oraz poprzecznic, a elementami płytowymi zastępuje się wydzielone pasma płyty pomostowej (Rys. 5-8 i Rys. 5-9). Dodatkowe pręty sztywne (*DPS*) w obrębie dźwigarów i poprzecznic odpowiadają za geometryczne odwzorowanie zamocowania płyty pomostowej w masywnych dźwigarach i poprzecznicach. Założone parametry geometryczne poszczególnych prętów rusztu zestawiono na Rys. 5-10. Przekrój poprzeczny z wydzielonymi pasmami płyty od P1 do P6, dodatkowymi prętami sztywnymi (DPS) i odsunięciem elementów prętowych dźwigara od osi obojętnej płyty pomostowej pokazano na Rys. 5-9. Dodatkowo w celu generacji przyłożonego obciążenia w obszarze dźwigarów zastosowano nieważką płytę o nieskończenie małej sztywności z wygenerowaną siatką skończoną o geometrii płyty pomostowej na szerokości belek i poprzecznic. Obliczone wartości podstawowych charakterystyk geometrycznych z przyjętymi grubościami wydzielonych pasm płyty pomostowej zestawiono w Tab. 5-2. W jednej z kolumn (Tab. 5-2) pokazano odległości od osi obojętnej wydzielonego całego przekroju poprzecznego płyty pomostowej do środka ciężkości przekrojów dźwigara. W modelu obliczeniowym o tą wartość odsunięto podłużne pręty rusztu oraz pręty odwzorowujące poprzecznice. Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.



Rys. 5-8 Model obliczeniowy obiektu



Rys. 5-9 Przekrój poprzeczny z wydzielonymi pasmami płyty od P1 do P6, dodatkowymi prętami sztywnymi (DPS) i odsunięciem elementów prętowych dźwigara od osi obojętnej płyty pomostowej



Rys. 5-10 Przekroje poprzeczne prętów rusztu

Tab. 5-4 Podstawowe charakterystyki geometryczne przekrojów prętów o grubości pasm płyty

Przekrój	Ax [m2]	Iy [m4]	Ix [m4]	y [m]	h [m]
	Pole przekroju	Moment bezw ł. na zginanie	Moment bezw ł. na skręcanie	offset	grubość
BELKA-A,B	2,4707	0,4620	0,8053	-0,600	-
POPRZECZNICA 1,3	2,5999	0,5258	0,9271	-0,600	-
POPRZECZNICA 2	2,8599	0,5767	1,1040	-0,600	-
DPS	duża sztywnośc		-	-	-
PŁYTA-1	-	-	-	-	0,20-0,35
PŁYTA-2	-	-	-	-	0,40-0,30
PŁYTA-3	-	-	-	-	0,30-0,33
PŁYTA-4	-	-	-	-	0,33-0,30
PŁYTA-5	-	-	-	-	0,30-0,40
PŁYTA-6	-	-	-	-	0,35-0,20

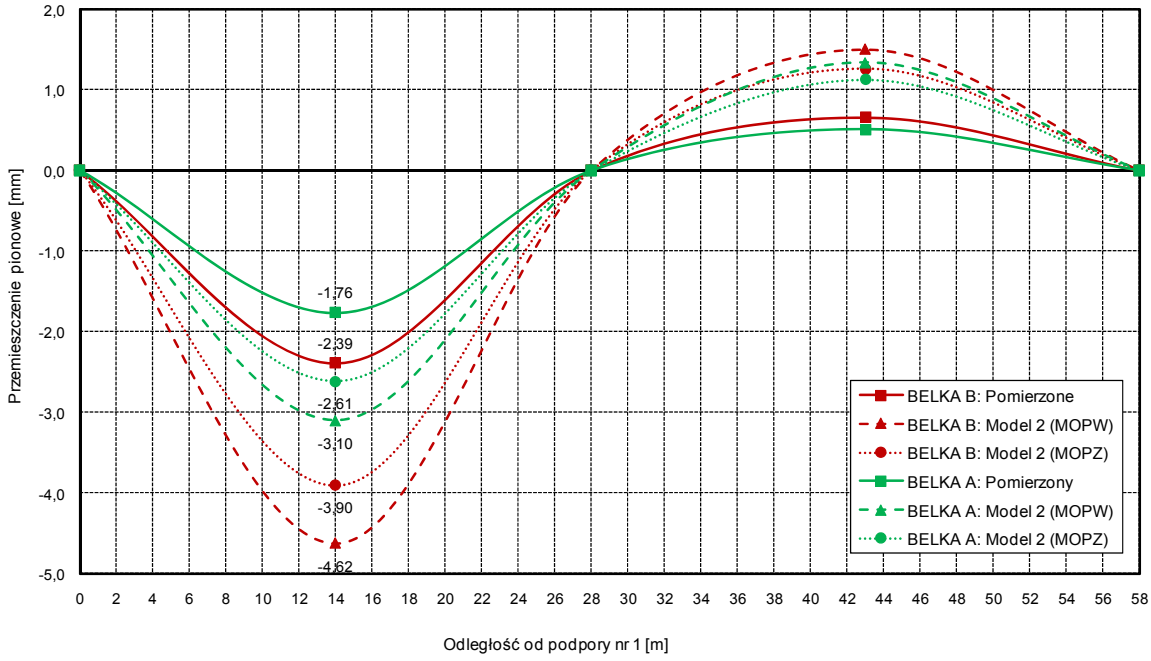
5.4.3.3 Wyniki

Wykorzystując utworzony model 2 „belkowo-płytowy” wykonano obliczenia określające wartości ugięć w dźwigarach głównych od schematu obciążenia płytami drogowymi (4.5.5), które porównywano z ugięciami otrzymanymi z badań (4.5.5). W Tab. 5-5 przedstawiono wyniki pomierzonych ugięć sprężystych z badań pod próbnym obciążeniem w etapie I budowy (U_s) oraz otrzymane ugięcia obliczone (U_{ow}) w modelu 2 (MOPW) i ugięcia obliczone (U_{oz}) w modelu 2 (MOPZ). Linię ugięć belek przęsła wiaduktu otrzymaną z modelu 2 i badań terenowych przedstawiono na Rys. 5-11.

Tab. 5-5 Wyniki ugięć z modelu M2_belkowo-płytowy (MOPW) i (MOPZ) oraz otrzymane z badań

Model	Przęsło	Belka	Ugięcia sprężyste	Ugięcia obl. MOPW	Ugięcia obl. MOPZ
			Us [mm]	Uow [mm]	Uoz [mm]
M2_Belk-Płyt	1	A1	1,76	3,10	2,61
		B1	2,39	4,62	3,90
	2	A2	-0,51	-1,34	-1,13
		B2	-0,66	-1,50	-1,26

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 2 "Belkowo - Płytowy"



Rys. 5-11 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 2 (MOPW) i (MOPZ)

Ugięcie sprężyste najbardziej wytężonej belki B1 (2,39 mm), wywołane próbnym obciążeniem w I etapie (4.5.5) były mniejsze od obliczonych teoretycznie. W przypadku modelu 2 (MOPW), relacja ugięć sprężystych (U_s) stanowiła 52 % wartości teoretycznej (U_{ow} = 4,62 mm). Uwzględniając rzeczywisty moduł sprężystości betonu otrzymany z badań *in situ*, relacja ugięć (U_s) wyniosła 61 % wartości teoretycznej (U_{oz} = 3,90 mm) otrzymanej w modelu 2 (MOPZ).

5.4.4 Model-3 płytowy – klasa (e^2,p^2)

5.4.4.1 Wprowadzenie

Model płytowy o klasie (e^2,p^2) wykorzystuje elementy dwuwymiarowe, utworzone w jednej płaszczyźnie. Powoduje to konieczność stosowania zastępczych grubości płyt w zależności od ukształtowania konstrukcji przęsła. Takie podejście pozwala odwzorować sztywność giętną przęsła w kierunku podłużnym.

W praktyce projektowej nie uwzględnia się najczęściej ortotropii technicznej związanej z różnym stopniem zbrojenia na kierunku podłużnym i poprzecznym oraz wpływem cięgien sprężających. Wtedy moduł sprężystości na kierunkach *x* i *y* ma postać $E_x = E_y = E$, a współczynnik Poissona wynosi $v_x = v_y = v$. Przy takich założeniach w przęsłach betonowych o pełnym przekroju szerokie zastosowanie znajduje równanie różniczkowe powierzchni ugięcia płyty ortotropowej [73]:

$$D_x \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \cdot H \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = p(x, y) \tag{5-6}$$

gdzie występujące w równaniu (5-6) mają następującą postać:

- sztywność przy zginaniu:

$$D_x = D_y = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \tag{5-7}$$

- sztywność przy skręcaniu:

$$D_{xy} = D_{yx} = \frac{G \cdot h^3}{6} \tag{5-8}$$

- sztywności sprowadzone, wyrażające udział zginania w skręcaniu:

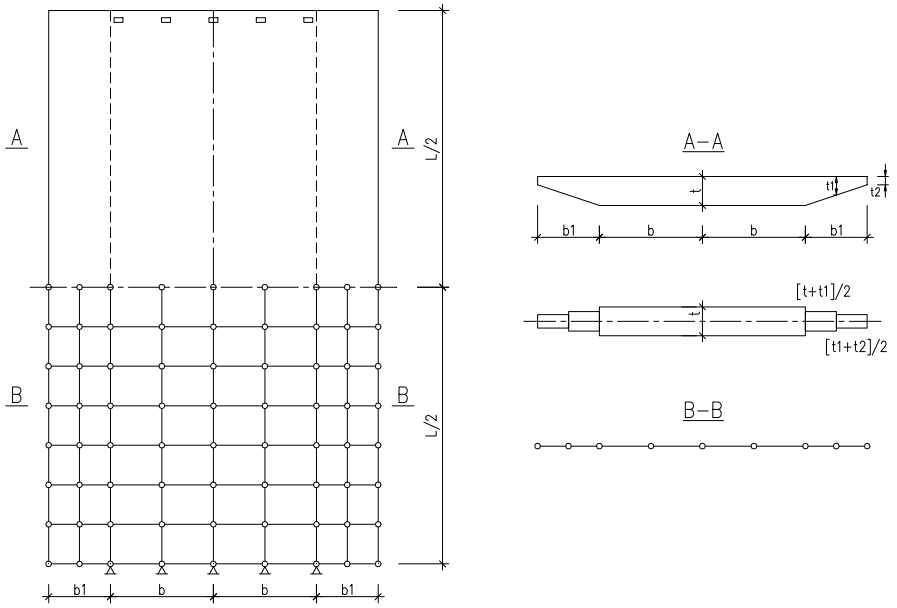
$$D_1 = D_2 = \frac{\nu \cdot E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \tag{5-9}$$

- całkowita sztywność płyty przy skręcaniu:

$$2H = \frac{E \cdot h^3}{6 \cdot (1 - \nu^2)} \tag{5-10}$$

Parametr *h* oznacza grubość płyty.

W pracach [49] [73] autorzy proponują idealizację przęseł o zmiennych grubościach przekroju poprzecznego zgodnie z poniższym rysunkiem Rys. 5-12:

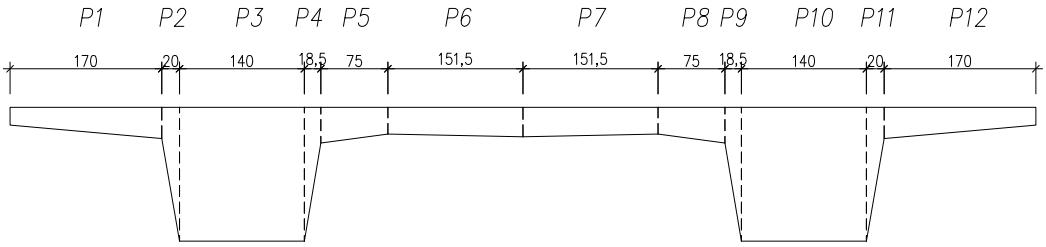


Rys. 5-12 Modelowanie przęsła przy użyciu elementów skończonych klasy (e^2,p^2)

Podejście takie zakłada modelowanie pasm o zmiennej grubości przez wydzielanie i uśrednianie ich grubości. Takie podejście w modelach płytowych powoduje znaczące różnice sztywności giętej przekroju rzeczywistego i przyjętego w modelu, ponieważ nie uwzględnia odsunięcia osi obojętnej całego przekroju od środka ciężkości wydzielonych pasm. Płaski model płytowy wszystkie jej elementy o zmiennej grubości sprowadza do jednej płaszczyzny, dlatego stosownym wydaje się przyjmowanie zastępczych grubości pasm płyty w celu uzyskania zgodnego momentu bezwładności przy zginanie przekroju rzeczywistego i zastępczego. W modelu 3 „płytowym" przedstawiono cztery warianty odwzorowania rzeczywistego przekroju poprzecznego przęsła analizowanego wiaduktu w zależności od grubości zmiennych pasm przekroju.

5.4.4.2 Modele obliczeniowe

Do obliczeń statycznych wiaduktu przyjęto cztery warianty modelu płytowego, różniące się od siebie sposobem odwzorowania konstrukcji. Model 3 oznaczono uwzględniając rozpatrywany wariant: model 3W1, 3W2, 3W3 i 3W4. We wszystkich wariantach modelu płytowego przekrój poprzeczny ustroju nośnego podzielono na dwanaście pasm uwzględniając tym samym zmienną grubość pomostu (Rys. 5-13).

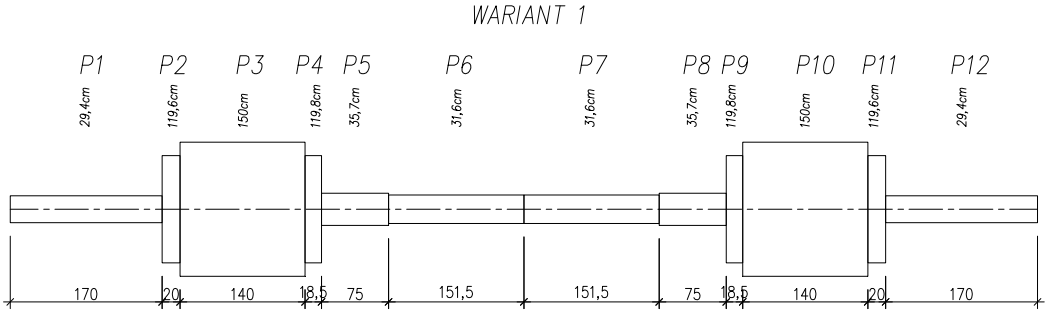


Rys. 5-13 Przekrój poprzeczny badanego przęsła belkowo-płytowego z podziałem na pasma w miejscach zmiany grubości

W wariancie pierwszym modelu 3 (model 3W1) zmienne grubości każdego pasma zastąpiono zastępczą grubością (h_z), wyznaczoną z uśrednionych momentów bezwładności na zginanie elementów prostokątnych według wzoru:

$$I_z = \frac{I_1 + I_2}{2} \quad \Rightarrow \frac{b \cdot h_z^3}{12} = \frac{\frac{b \cdot h_1^3}{12} + \frac{b \cdot h_2^3}{12}}{2} \quad \Rightarrow h_z = \sqrt[3]{\frac{h_1^3 + h_2^3}{2}} \tag{5-11}$$

Otrzymane wartości grubości zastępczych (h_z) paneli przyjętych w płytowym modelu 3W1 przedstawiono w Tab. 5-6 oraz na Rys. 5-14. Do obliczeń wiaduktu płytowy model 3W1 utworzono z dwudziestu czterech paneli kształtujących przekrój poprzeczny (po dwanaście dla każdego przęsła) oraz dodatkowo trzech paneli odzwierciedlających poprzecznice podporowe. W wariancie tym uzyskane pole przekroju nieznacznie różni się od pola przekroju rzeczywistego. Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.

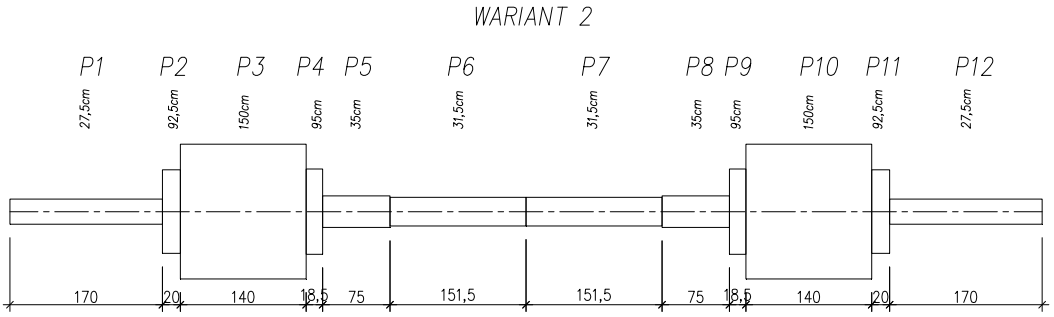


Rys. 5-14 Przekrój poprzeczny z zastępczymi grubościami paneli przyjętymi w płytowym modelu 3W1

W wariancie drugim modelu 3 (model 3W2) zmienne grubości każdego pasma zastąpiono średnimi grubościami (h_s), wyznaczonymi z uśrednionych grubości wydzielonych pasm według zależności:

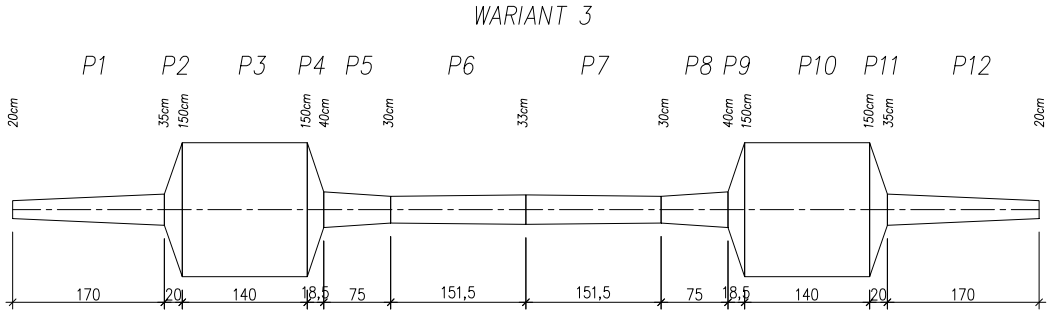
$$h_s = \frac{h_1 + h_2}{2} \tag{5-12}$$

Uzyskane średnie grubości wydzielonych pasm (h_s) paneli przyjętych w płytowym modelu 3W2 przedstawiono w Tab. 5-6 oraz na Rys. 5-15. Pole powierzchni przekroju poprzecznego z uśrednionymi grubościami paneli w modelu 3W2 jest zgodne z polem powierzchni przekroju rzeczywistego. Dyskretyzacja ustroju nośnego w modelu 3W2 jest zgodna z proponowaną przez autorów prac [49] [73]. Do obliczeń wiaduktu płytowy model 3W2 utworzono z dwudziestu czterech paneli kształtujących przekrój poprzeczny (po dwanaście dla każdego przęsła) oraz dodatkowo trzech paneli odzwierciedlających poprzecznice podporowe. Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.



Rys. 5-15 Przekrój poprzeczny z średnimi grubościami paneli przyjętymi w płytowym modelu 3W2

W wariancie 3 modelu płytowego (model 3W3) w odróżnieniu od wariantu 2, zmienne grubości wydzielonych pasm uwzględniono w modelu. Idealizację płaskiego modelu płyty 3W3 przedstawiono na Rys. 5-16. Zmienne grubości płyty przyjęte w modelu są zgodne z przekrojem rzeczywistym, a tym samym pole powierzchni przekroju rzeczywistego i uzyskanego w modelu 3W3 są sobie równe. Do obliczeń przęsła utworzono płytowy model 3W3 z dwudziestu czterech paneli kształtujących przekrój poprzeczny (po dwanaście dla każdego przęsła) oraz dodatkowo trzech paneli odzwierciedlających poprzecznice podporowe. Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.



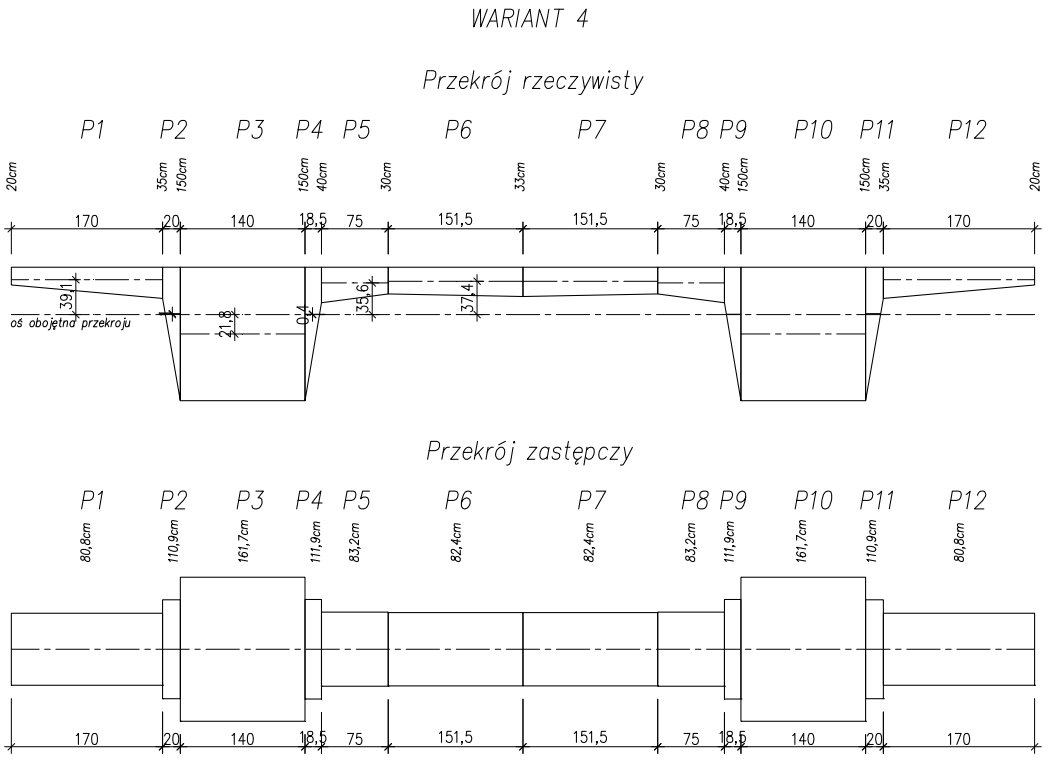
Rys. 5-16 Przekrój poprzeczny ze zmiennymi grubościami paneli przyjętymi w płytowym modelu 3W3

W wariancie czwartym modelu 3 (model 3W4) do obliczeń ustroju nośnego przyjęto model płyty utworzony z dwudziestu czterech paneli kształtujących przekrój poprzeczny (po dwanaście dla każdego przęsła) oraz dodatkowo trzech paneli odzwierciedlających poprzecznice podporowe. Grubości poszczególnych paneli przedstawiono na Rys. 5-17. W celu uzyskania rzeczywistej sztywności mimośrodowo usytuowanych pasm skrajnych i części środkowej płyty, do obliczeń zbudowano model o zastępczych grubościach paneli według Rys. 5-17. Grubości zastępcze dobrano w taki sposób, aby globalny moment bezwładności (względem osi poziomej) przekroju zastępczego był równy rzeczywistemu (Tab. 5-6). Sprowadzone grubości (h_{spr}) poszczególnych paneli wyznaczono z zależności:

$$h_{spr} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_x^{spr}}{b}} \tag{5-13}$$

gdzie I_x^{spr} jest momentem bezwładności każdego panelu względem poziomej osi bezwładności całego przekroju poprzecznego.

Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.

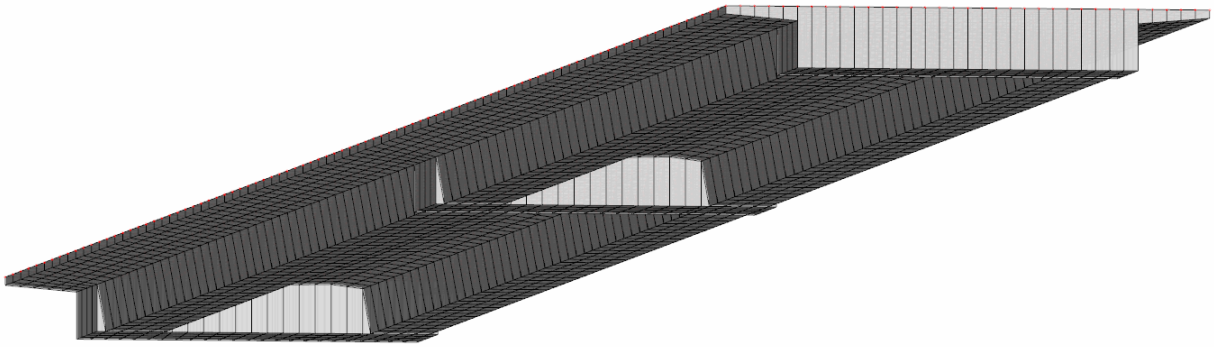


Rys. 5-17 Przekrój poprzeczny z sprowadzonymi grubościami paneli przyjętymi w płytowym modelu 3W4 (część górna) oraz odległościami osi obojętnej całego przekroju od osi obojętnej wydzielonych paneli (część górna)

Tab. 5-6 Zestawienie grubości paneli przyjętych w czterech wariantach płytowego modelu obliczeniowego

		Wariant 1	*Wariant 2*	*Wariant 3*		*Wariant 4*
Panel	*b*	*hz*	*hś*	*h1*	*h2*	*hspr*
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1, 12	170	29,4	27,5	20	35	80,8
2, 11	20	119,6	92,5	35	150	110,9
3, 10	140	150,0	150	150	150	161,7
4, 9	18,5	119,8	95	150	40	111,9
5, 8	75	35,7	35	40	30	83,2
6, 7	151,5	31,6	31,5	30	33	82,4

Przykładową wizualizację obliczeniowego modelu 3W3 z generowaną siatką elementów skończonych pokazano na Rys. 5-18. Wizualizacja numeryczna modelu płyty sprawia wrażenie wiernego odwzorowania rzeczywistości i przypomina model objętościowy. Należy pamiętać jednak, że rozwiązanie otrzymujemy w płaskim modelu płyty (klasa e^2,p^2) przez sprowadzenie paneli do jednej płaszczyzny zgodnie z Rys. 5-16. Program obliczeniowy [5] [133] w celach wizualizacji wszystkie panele z podanymi grubościami sprowadza do górnej powierzchni, co może być mylące. Dlatego dobrym zwyczajem jest zapoznanie się z podstawami teoretycznymi oprogramowania przed przystąpieniem do modelowania konstrukcji. Aspekt ten podkreśla autor pracy [168], który zwraca uwagę na zapoznanie się z częścią teoretyczną podręcznika użytkowania każdego programu MES.



Rys. 5-18 Wizualizacja płytowego modelu 3W3

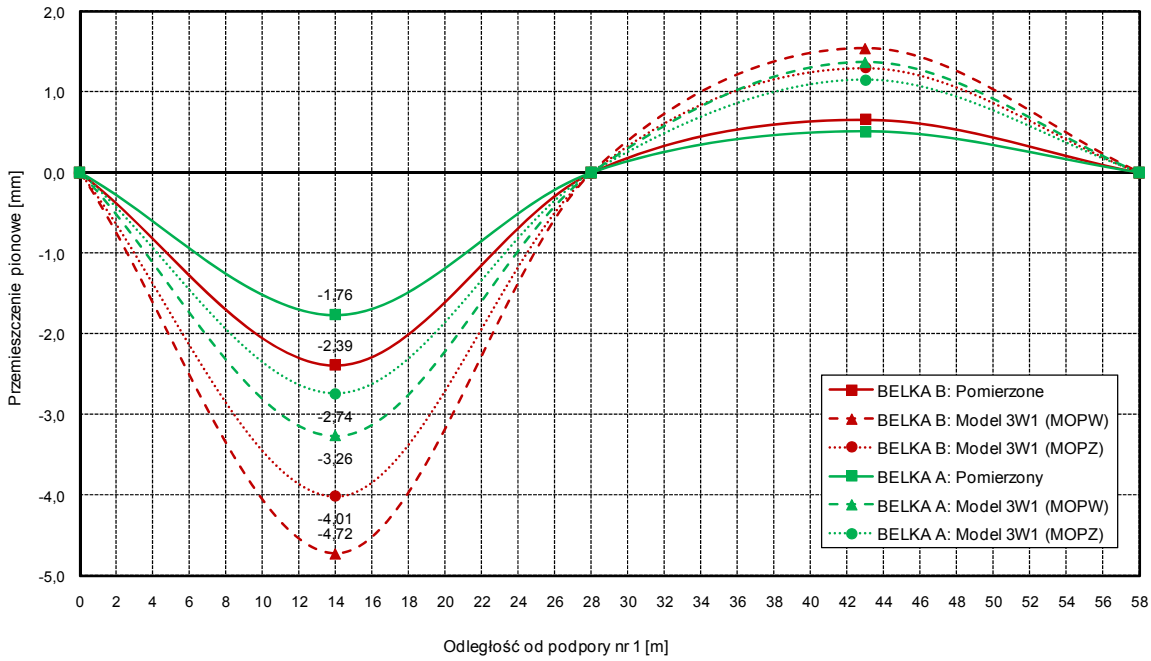
5.4.4.3 Wyniki

Wykorzystując utworzone cztery warianty modelu płytowego (model 3W1, model 3W2, model 3W3 i model 3W4) wykonano obliczenia określające wartości ugięć w dźwigarach głównych od schematu obciążenia płytami drogowymi (4.5.5), które porównywano z ugięciami otrzymanymi z badań (4.5.5). W Tab. 5-7 przedstawiono wyniki pomierzonych ugięć sprężystych z badań pod próbnym obciążeniem w etapie I budowy (U_s) oraz otrzymane ugięcia obliczone (U_{ow}) w czterech wariantach modelu 3 (MOPW) i ugięcia obliczone (U_{oz}) w czterech wariantach modelu 3 (MOPZ). Linię ugięć belek przęsła wiaduktu otrzymaną w modelach (3W1, 3W2, 3W3 i 3W4) i badań terenowych przedstawiono na Rys. 5-19, Rys. 5-20, Rys. 5-21 i Rys. 5-22.

Tab. 5-7 Wyniki ugięć czterech wariantów modelu M3_płytowy (MOPW) i (MOPZ) oraz otrzymane z badań

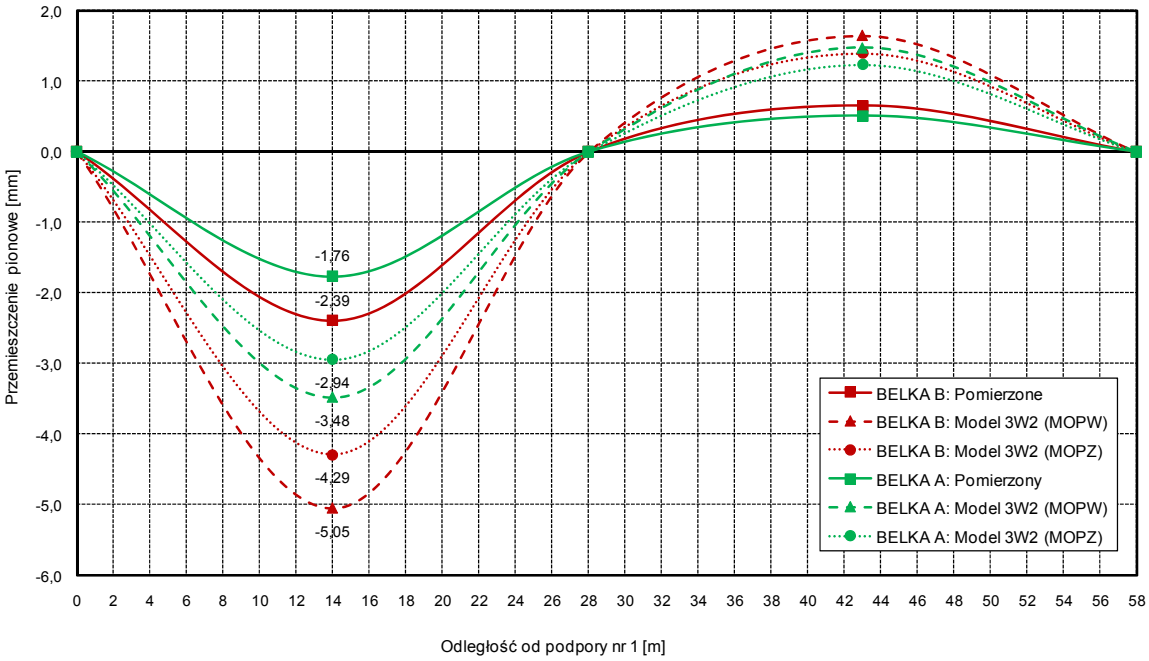
Model	Przęsło	Belka	Ugięcia sprężyste	Ugięcia obl. MOPW	Ugięcia obl. MOPZ
			Us [mm]	Uow [mm]	Uoz [mm]
M3W1_Płyt	1	A1	1,76	3,26	2,74
		B1	2,39	4,72	4,01
	2	A2	-0,51	-1,37	-1,15
		B2	-0,66	-1,54	-1,30
M3W2_Płyt	1	A1	1,76	3,48	2,94
		B1	2,39	5,05	4,29
	2	A2	-0,51	-1,48	-1,24
		B2	-0,66	-1,65	-1,40
M3W3_Płyt	1	A1	1,76	3,40	2,87
		B1	2,39	4,88	4,14
	2	A2	-0,51	-1,42	-1,19
		B2	-0,66	-1,59	-1,34
M3W4_Płyt	1	A1	1,76	2,20	1,85
		B1	2,39	2,80	2,36
	2	A2	-0,51	-0,85	-0,72
		B2	-0,66	-0,96	-0,81

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 3W1 "Płytowy"



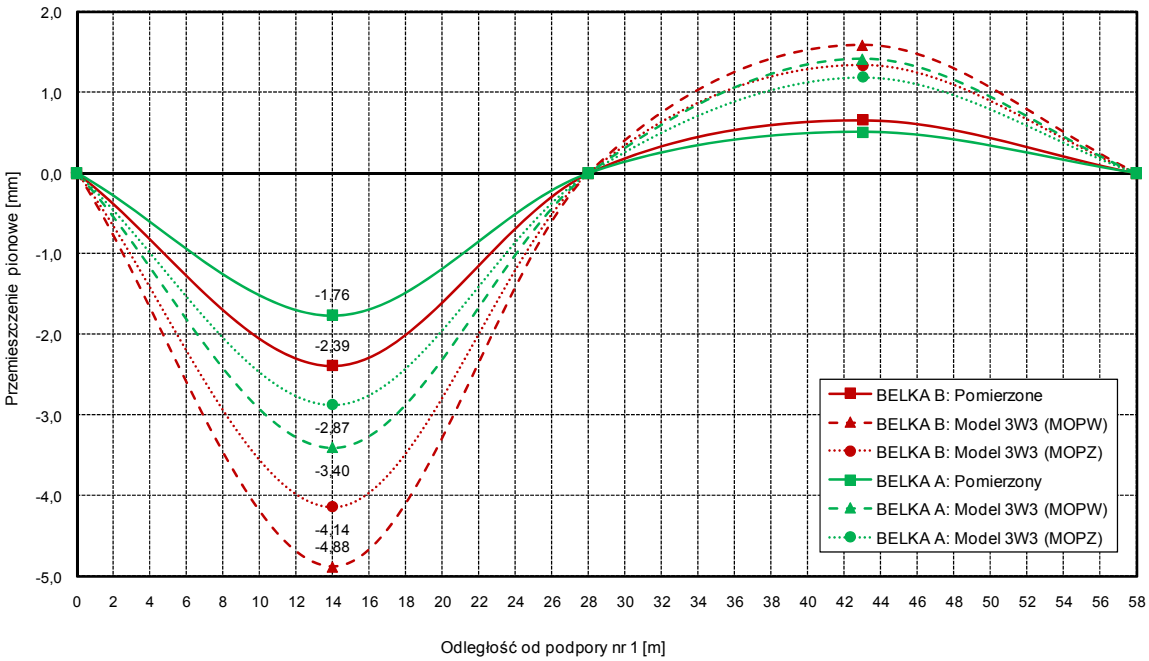
Rys. 5-19 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 3W1 (MOPW) i (MOPZ)

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 3W2 "Płytowy"



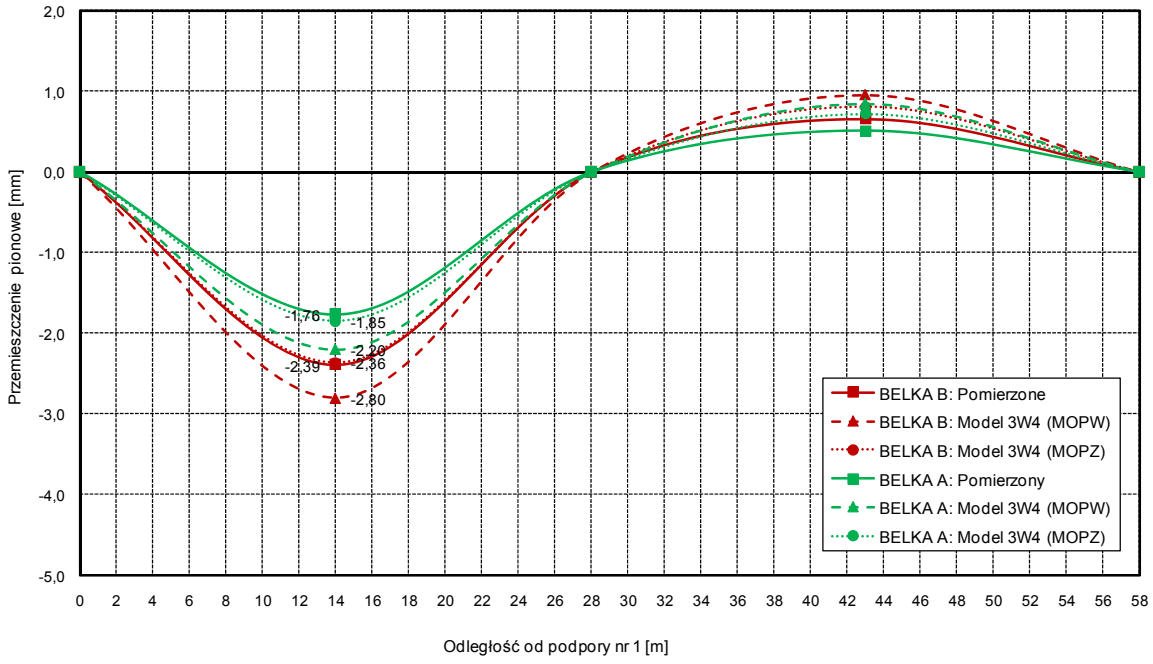
Rys. 5-20 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 3W2 (MOPW) i (MOPZ)

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 3W3 "Płytowy"



Rys. 5-21 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 3W3 (MOPW) i (MOPZ)

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 3W4 "Płytowy"



Rys. 5-22 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 3W4 (MOPW) i (MOPZ)

Ugięcie sprężyste najbardziej wytężonej belki B1 (2,39 mm), wywołane próbnym obciążeniem w I etapie (4.5.5) były mniejsze od obliczonych teoretycznie dla trzech wariantów: 3W1, 3W2 i 3W3. W modelu 3W1 (MOPW), relacja ugięć sprężystych (U_s) stanowiła 51 % wartości teoretycznej (U_{ow} = 4,72 mm), a w modelu 3W1 (MOPZ) relacja ugięć (U_s) wyniosła 60 % wartości teoretycznej (U_{oz} = 4,01 mm). W wariancie drugim i trzecim obliczone wartości w modelu 3W2 i 3W3 (MOPW) stanowiły odpowiednio 47 % i 49 % ugięć teoretycznych, a po uwzględnieniu wyznaczonego z badań modułu sprężystości relacja ugięć wyniosła 56 % i 58 % wartości teoretycznych (model 3W2 i 3W3 MOPZ). Różnice przemieszczeń sięgające blisko 50 % pozwalają uznać założony sposób idealizacji konstrukcji za niezadawalający, a więc nieadekwatny w procesie modelowania obiektów rzeczywistych. Nie należy jednak traktować modelu płytowego o klasie (e^2,p^2) za bezużyteczny do odwzorowania w modelu obliczeniowym tego typu ustroju nośnego, gdyż w wariancie 4 modelu 3W4 uzyskane ugięcia teoretyczne były bliskie ugięciom rzeczywistej konstrukcji. W przypadku modelu 3W4 (MOPW), relacja ugięć sprężystych belki najbardziej wytężonej B1 (U_s) stanowiła 85 % wartości teoretycznej (U_{ow} = 2,80 mm). Uwzględniając rzeczywisty moduł sprężystości betonu otrzymany z badań *in situ*, relacja ugięć (U_s) wyniosła 101 % wartości teoretycznej (U_{oz} = 2,36 mm) otrzymanej w modelu 3W4 (MOPZ). Różnice ugięć teoretycznych i uzyskanych z badania pod próbnym obciążeniem w etapie I w przypadku belki najbardziej wytężonej stanowi 0,03 mm. Tak mała różnica czyni ten wariant odwzorowania konstrukcji rzeczywistej w modelu obliczeniowym za adekwatny. Potwierdza to konieczność budowania modelu płytowego z wyznaczeniem przekroju zastępczego (poszczególne pasma o grubości sprowadzonej), którego globalny moment bezwładności na zginanie równy jest przekrojowi rzeczywistemu.

5.4.5 Model-4 powłokowy – klasa (e^2,p^3)

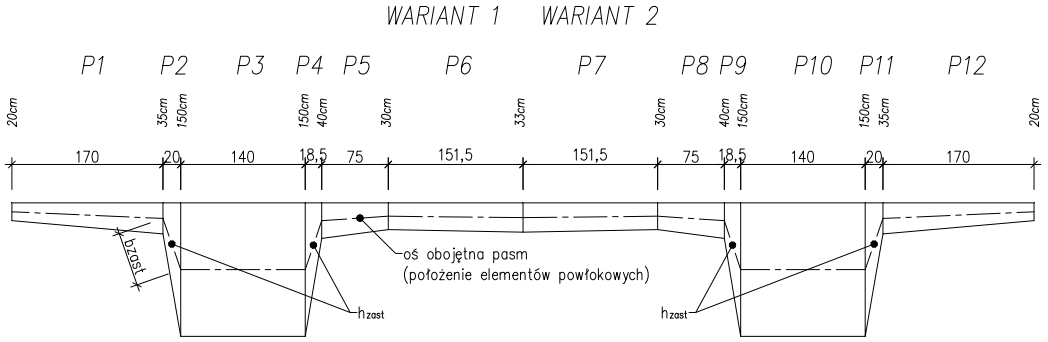
5.4.5.1 Wprowadzenie

Model powłokowy o klasie (e^2,p^3) wykorzystuje elementy dwuwymiarowe, utworzone w płaszczyźnie trójwymiarowej. Pozwala więc na wierne odzwierciedlenie pracy konstrukcji szczególnie

stalowych złożonych z cienkich blach. W przęsłach betonowych o stosunkowo dużej szerokości belek (taki obiekt rozpatrywany szczegółowo w pracy) autorzy pracy [73] twierdzą, że poprawne określenie sił, działających w kierunku szerokości konstrukcji, wymaga opisu geometrię na poziomie modelu klasy (e^2,p^3). Modele obliczeniowe tworzy się najczęściej przez usytuowanie elementów powłokowych w osiach obojętnych wydzielonych pasm konstrukcji. Taki sposób odwzorowania zaprezentowano w pracy w dwóch wariantach, różniących się tylko innym przyjęciem zmiennej grubości skosów belek trapezowych.

5.4.5.2 Model obliczeniowy

Do obliczeń statycznych wiaduktu przyjęto dwa warianty modelu powłokowego, różniące się od siebie sposobem odwzorowania skosów belek trapezowych. Model 4 oznaczono uwzględniając rozpatrywany wariant: model 4W1 i 4W2. W wariantach modelu powłokowego przekrój poprzeczny ustroju nośnego podzielono na dwanaście pasm uwzględniając tym samym zmienną grubość pomostu (Rys. 5-23).



Rys. 5-23 Przekrój poprzeczny badanego przęsła powłokowego z podziałem na pasma w miejscach zmiany grubości

W wariancie pierwszym modelu 4 (model 4W1) wydzielone pasma skosu belek (P2, P4, P9 i P11) odwzorowano grubością zastępczą (h_{zast}), wyznaczoną z warunku tego samego pola pasma wydzielonego i zastępczego na szerokości osi obojętnej (b_{zast}) (Rys. 5-23) według wzoru:

$$h_{zast} = \frac{b_{rzecz} \cdot (h_1 + h_2)}{2 \cdot b_{zast}} \tag{5-14}$$

gdzie b_{rzecz} jest szerokością pasm skosu belek w osi poziomej, h_1 i h_2 są zmiennymi grubościami pasm skosu belek, a b_{zast} jest zastępczą szerokością skosu wyznaczoną wzdłuż osi obojętnej pasma

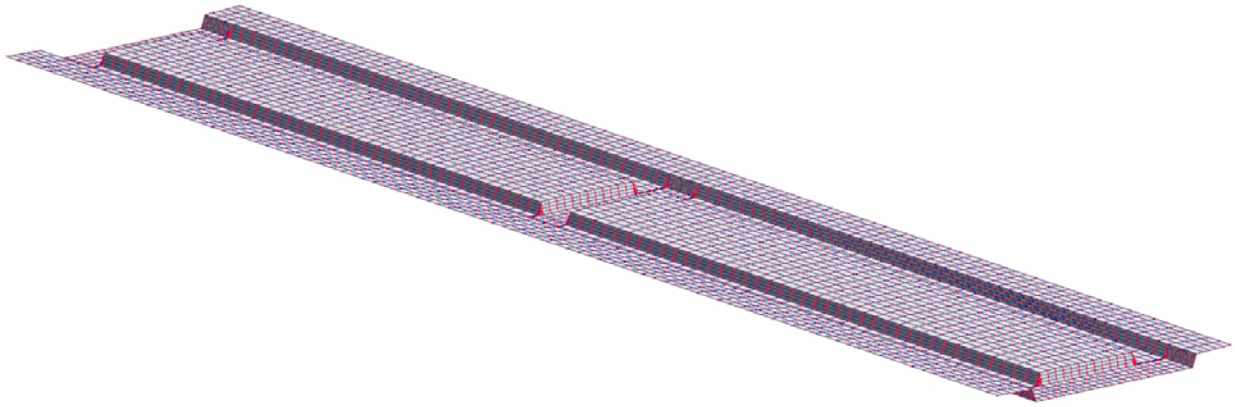
Pozostałe pasma odwzorowano przez zmienną ich grubość zgodnie z Rys. 5-23. W wariancie drugim modelu 4 (model 4W1) dla wszystkich pasm przyjęto zmienną grubość odpowiadającą wartością poziomych wysokości zmiennego przekroju. Założone parametry w dwóch wariantach modelu powłokowego (4W1 i 4W2) przedstawiono w Tab. 5-8. Oś obojętną pasm poprowadzono przez środki wysokości każdego pasma według Rys. 5-23.

Tab. 5-8 Zestawienie grubości powłok przyjętych w dwóch wariantach powłokowego modelu obliczeniowego

	Wariant 1	*Wariant 2*	
Panel	*hzast*	*h1*	*h2*
	[cm]	[cm]	[cm]
1, 12	-	20	35
2, 11	30,3	35	150
3, 10	-	150	150
4, 9	30,3	150	40
5, 8	-	40	30
6, 7	-	30	33

W dwóch wariantach modelu 4 (model 4W1 i 4W2) do obliczeń ustroju nośnego przyjęto model powłokowy utworzony z siedemdziesięciu jeden paneli odwzorowując cały ustrój nośny (belki trapezowe, płyta pomostowa i poprzecznice). Wizualizację modelu powłokowego przedstawiono na Rys. 5-24.

Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.



Rys. 5-24 Wizualizacja powłokowego modelu 4W1 (bez generacji grubości elementów)

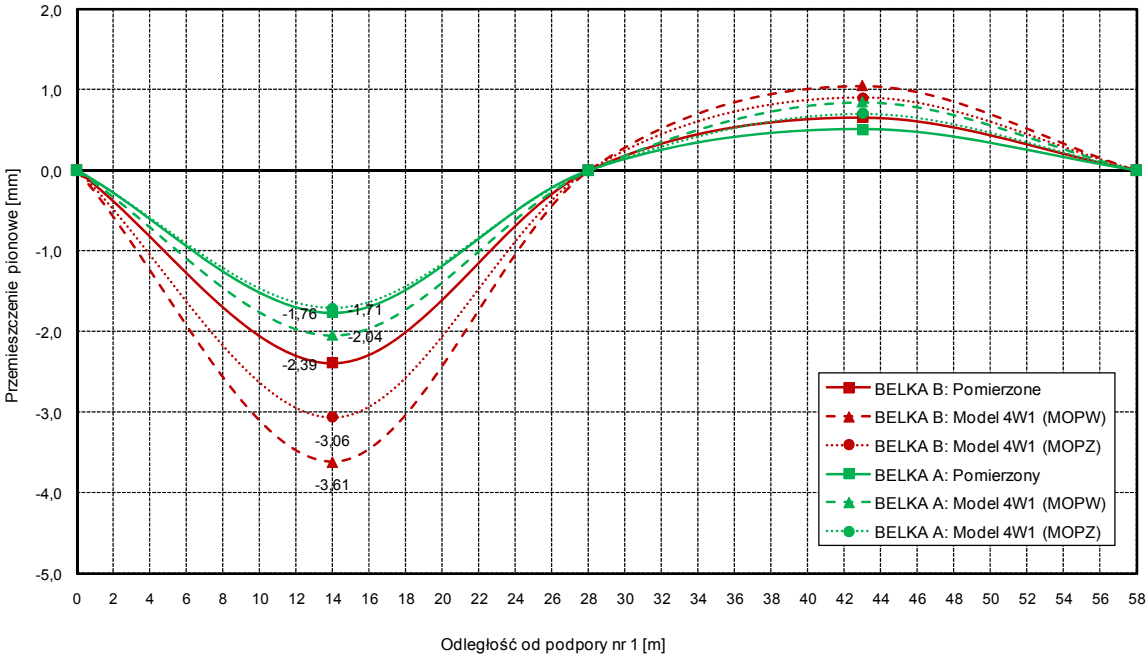
5.4.5.3 Wyniki

Wykorzystując utworzone dwa warianty modelu płytowego (model 4W1 i model 4W2) wykonano obliczenia określające wartości ugięć w dźwigarach głównych od schematu obciążenia płytami drogowymi (4.5.5), które porównywano z ugięciami otrzymanymi z badań (4.5.5). W Tab. 5-9 przedstawiono wyniki pomierzonych ugięć sprężystych z badań pod próbnym obciążeniem w etapie I budowy (U_s) oraz otrzymane ugięcia obliczone (U_{ow}) w dwóch wariantach modelu 4 (MOPW) i ugięcia obliczone (U_{oz}) w dwóch wariantach modelu 4 (MOPZ). Linię ugięć belek przęsła wiaduktu otrzymaną w modelach (4W1 i 4W2) i badań terenowych przedstawiono na Rys. 5-25 i Rys. 5-26.

Tab. 5-9 Wyniki ugięć dwóch wariantów modelu M4_powłokowy (MOPW) i (MOPZ) oraz otrzymane z badań

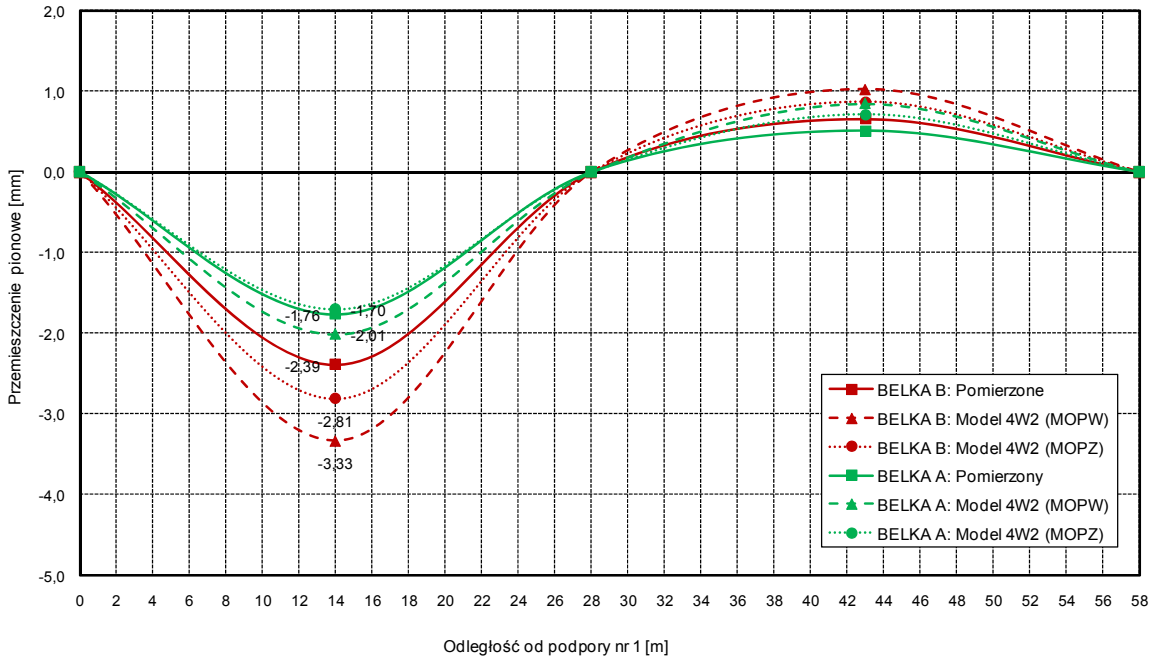
Model	Przęsło	Belka	Ugięcia sprężyste	Ugięcia obl. MOPW	Ugięcia obl. MOPZ
			Us [mm]	Uow [mm]	Uoz [mm]
M4W1_Powł	1	A1	1,76	2,04	1,71
		B1	2,39	3,61	3,06
	2	A2	-0,51	-0,85	-0,71
		B2	-0,66	-1,05	-0,90
M4W2_Powł	1	A1	1,76	2,01	1,70
		B1	2,39	3,33	2,81
	2	A2	-0,51	-0,85	-0,72
		B2	-0,66	-1,03	-0,87

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 4W1 "Powłokowy"



Rys. 5-25 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 4W1 (MOPW) i (MOPZ)

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 4W2 "Powłokowy"



Rys. 5-26 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 4W2 (MOPW) i (MOPZ)

Ugięcie sprężyste najbardziej wytężonej belki B1 (2,39 mm), wywołane próbnym obciążeniem w I etapie (4.5.5) były mniejsze od obliczonych teoretycznie dla dwóch wariantów modelu powłokowego: 4W1 i 4W2. W modelu 4W1 (MOPW), relacja ugięć sprężystych (U_s) stanowiła 66 % wartości teoretycznej (U_{ow} = 3,61 mm), a w modelu 4W1 (MOPZ) relacja ugięć (U_s) wyniosła 78 % wartości teoretycznej (U_{oz} = 3,06 mm). W wariancie drugim obliczone wartości w modelu 4W2 (MOPW) stanowiły 72 % ugięć teoretycznych (U_{ow} = 3,33 mm), a po uwzględnieniu wyznaczonego z badań modułu sprężystości w modelu 4W2 (MOPZ) relacja ugięć wyniosła 85 % wartości teoretycznych (U_{oz} = 2,81 mm). Użyteczność modelu powłokowego klasy (e^2,p^3) w odwzorowaniu ustrojów belkowo-płytowych, w których belki są dość szerokie, jest nieadekwatny. O ile relacja ugięć teoretycznych otrzymanych w powłokowym modelu zweryfikowanym (MOPZ) do uzyskanych z badań jest dość dobra (U_s / U_{ow} = 85 %), to otrzymany rozdział poprzeczny jest nieadekwatny. W belce A1 (mniej wytężonej) ugięcia obliczone teoretycznie w modelu 4W2 zweryfikowanym (MOPZ) są większe niż uzyskane z badań (U_s / U_{ow} = 104 %). Rozdział poprzeczny, określony jako procent ugięcia poszczególnych belek (A lub B) do ugięć sumarycznych (A + B), w badaniach wyniósł odpowiednio: U_A / (U_A + U_B) = 42 % oraz U_B / (U_A + U_B) = 58 %. W powłokowym modelu numerycznym rozdział poprzeczny miał wartość: U_A / (U_A + U_B) = 38 % oraz U_B / (U_A + U_B) = 62 %. Wyniki rozdziału poprzecznego świadczą o większej sztywności belki B w powłokowym modelu obliczeniowym.

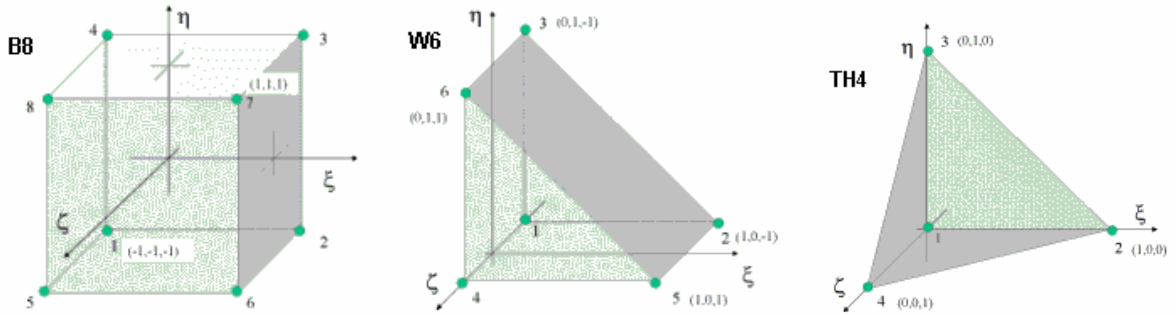
5.4.6 Model-5 bryłowy – klasa (e^3,p^3)

5.4.6.1 Wprowadzenie

Ścisłe odwzorowanie geometrii konstrukcji jest możliwe jedynie przy zastosowaniu modelu bryłowego (objętościowego) klasy (e^3,p^3). Modele bryłowe MES wykorzystuje się zazwyczaj do analizy zagadnień geotechnicznych lub konstrukcji masywnych. W trakcie budowania modeli obliczeniowych tej klasy już przy typowych przęsłach mostowych uzyskuje się pliki o dużym rozmiarze. Powoduje to konieczność stosowania komputerów o dużej mocy obliczeniowej. Dodatkowo zamodelowanie na

przykład efektu sprężenia jest pracochłonne i wymaga dużego nakładu pracy, co powoduje ograniczenie przydatności modeli tej klasy do projektowania takich konstrukcji.

Do wiernego odwzorowania rzeczywistej geometrii konstrukcji w modelu bryłowym klasy (e^3,p^3), program MES [5] [133] używa następujących elementów skończonych objętościowych izoparametrycznych z aproksymacją pola przemieszczeń funkcji kształtu pierwszego rzędu: prostopadłościan (B8), klin (W6) oraz czworościan (TH4). Typy elementów przedstawiono na Rys. 5-27.



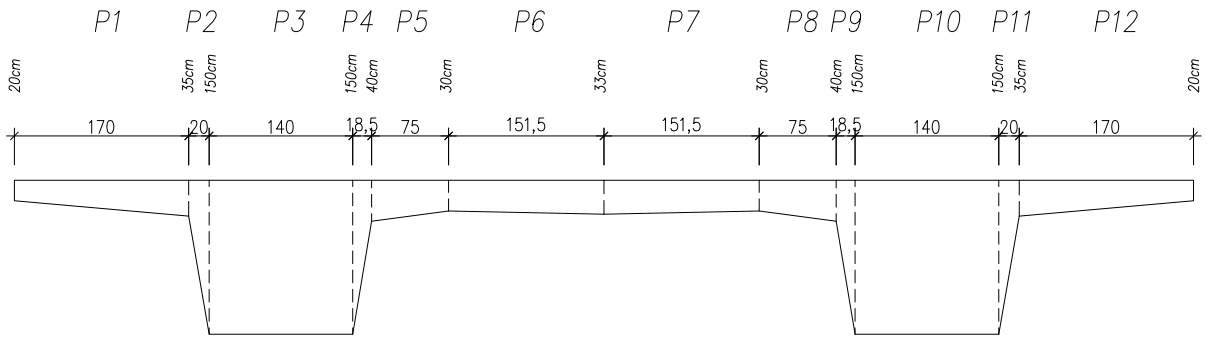
Rys. 5-27 Typy elementów objętościowych wykorzystywanych w analizie numerycznej programu MES [5] [133]

Konstrukcję o zmiennej geometrii w przekroju poprzecznym i podłużnym należy podzielić na obiekty objętościowe, w których generuje się objętościowe elementy skończone różnych typów, zależnie od kształtu obiektu. Obliczenia w modelu numerycznym muszą być poprzedzone analizą zbieżności podziału na elementy skończone. Dlatego w modelach tej klasy istotny jest przemyślany podział na elementy objętościowe, które po generacji elementów skończonych wyeliminują niespójność powstałej siatki.

Analiza numeryczna w bryłowym modelu 5 badanego obiektu mostowego, pozwoli porównać otrzymane teoretycznie ugięcia z ugięciami uzyskanymi w badaniach pod próbnym obciążeniem w pierwszym etapie budowy. Dzięki znanym przemieszczeniom rzeczywistym konstrukcji od obciążenia płytami drogowymi, można w modelu kalibrować wartość modułu sprężystości do momentu, aż otrzymane teoretyczne ugięcia w wybranych punktach będą odpowiadać ugięciom z badań *in situ*. Jest to możliwe dzięki braku wykonanego wyposażenia mostu w trakcie badania terenowego oraz towarzyszących badań niszczących beton. Taka analiza pozwoli dodatkowo zweryfikować otrzymane z badań wartości modułu sprężystości betonu.

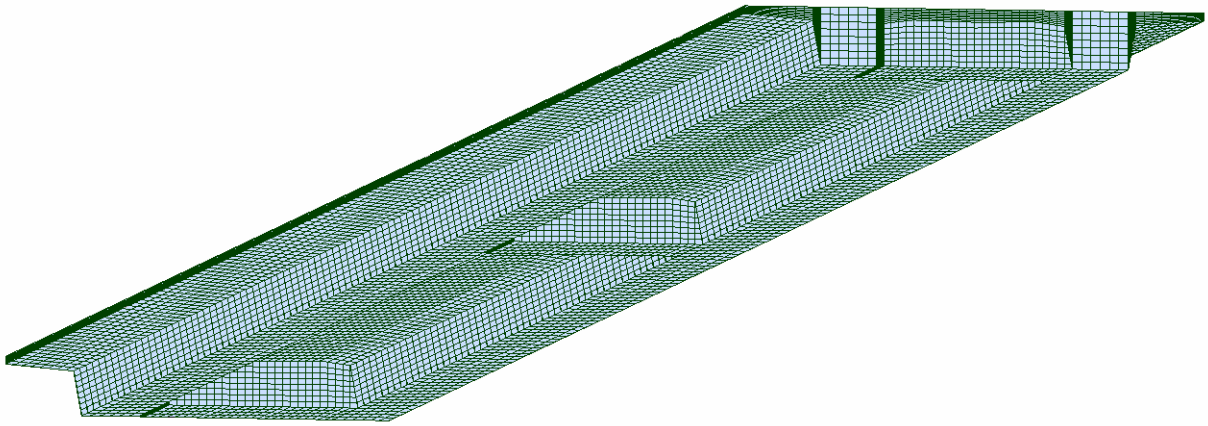
5.4.6.2 Model obliczeniowy

Do obliczeń statycznych wiaduktu przyjęto model bryłowy 5. Odwzorowanie geometrii ustroju nośnego wykonano z zastosowaniem trzydziestu obiektów objętościowych, uwzględniających zmianę kształtu w przekroju poprzecznym i podłużnym. W modelu bryłowym przekrój poprzeczny ustroju nośnego podzielono na dwanaście elementów objętościowych w miejscach zmian grubości pomostu (Rys. 5-28). Pozostałe osiemnaście elementów objętościowych odwzorowuje dwie poprzecznice skrajne i jedną poprzecznicę nad filarem o przekrojach trapezowych.



Rys. 5-28 Przekrój poprzeczny badanego przęsła bryłowego z podziałem na elementy objętościowe w miejscach zmiany grubości

Siatka dyskretyzacyjna MES każdej belki trapezowej części wewnętrznej (P3 i P10) zawiera sześć elementów na jej szerokości i osiem elementów na wysokości. Taki sam podział na wysokości zastosowano dla objętościowych elementów odwzorowujących poprzecznice i płytę pomostową uzyskując w modelu numerycznym 109254 węzłów. Zadanie stworzonego modelu było jak najdalej idące odwzorowanie rzeczywistej konstrukcji. Wizualizację modelu powłokowego przedstawiono na Rys. 5-29.



Rys. 5-29 Wizualizacja bryłowego modelu 5 z wygenerowaną siatką elementów skończonoych

Moduł sprężystości betonu klasy B45 (C35/45) przyjęto na poziomie E_c = 37,8 GPa (według normy [126]) w modelu (MOPW) oraz $E_{c,57}$ = 44,8 GPa (według badań w punkcie 4.5.6.3) w modelu (MOPZ). Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzi po których pozostałość odwzorowuje stopnie swobody tych łożysk.

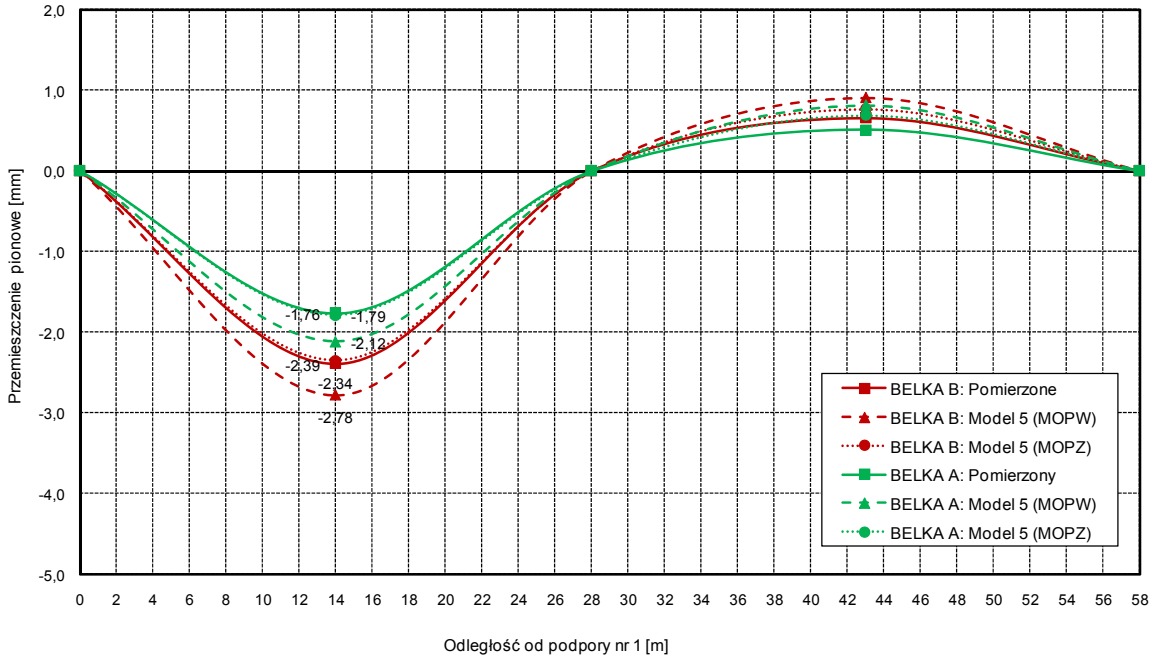
5.4.6.3 Wyniki

Wykorzystując utworzony model 5 „bryłowy” wykonano obliczenia określające wartości ugięć w dźwigarach głównych od schematu obciążenia płytami drogowymi (4.5.5), które porównywano z ugięciami otrzymanymi z badań (4.5.5). W Tab. 5-10 przedstawiono wyniki pomierzonych ugięć sprężystych z badań pod próbnym obciążeniem w etapie I budowy (U_s) oraz otrzymane ugięcia obliczone (U_{ow}) w modelu 5 (MOPW) i ugięcia obliczone (U_{oz}) w modelu 5 (MOPZ). Linię ugięć belek przęsła wiaduktu otrzymaną z modelu 5 i badań terenowych przedstawiono na Rys. 5-30.

Tab. 5-10 Wyniki ugięć z modelu M5_Bryłowy (MOPW) i (MOPZ) oraz otrzymane z badań

Model	Przęsło	Belka	Ugięcia sprężyste	Ugięcia obl. MOPW	Ugięcia obl. MOPZ
			Us [mm]	Uow [mm]	Uoz [mm]
M5_Bryłowy	1	A1	1,76	2,12	1,79
		B1	2,39	2,78	2,34
	2	A2	-0,51	-0,82	-0,69
		B2	-0,66	-0,91	-0,77

Linia ugięć belek przęsła wiaduktu WD-11: Model 5 "Bryłowy"



Rys. 5-30 Linia ugięć belki A i B przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz z modelu 5 (MOPW) i (MOPZ)

Ugięcie sprężyste najbardziej wytężonej belki B1 (2,39 mm), wywołane próbnym obciążeniem w I etapie (4.5.5) były mniejsze od obliczonych teoretycznie. W przypadku modelu 5 (MOPW), relacja ugięć sprężystych (U_s) stanowiła 86 % wartości teoretycznej (U_{ow} = 2,78 mm). Uwzględniając rzeczywisty moduł sprężystości betonu otrzymany z badań *in situ*, relacja ugięć (U_s) wyniosła 102 % wartości teoretycznej (U_{oz} = 2,34 mm) otrzymanej w modelu 5 (MOPZ).

Omówiony bryłowy model 5 daje wyniki przemieszczeń bliskie uzyskanym z badań terenowych. Kalibracja wartości modułu sprężystości betonu w modelu obliczeniowym do momentu uzyskania ugięć równych wartością otrzymanym w pierwszym etapie obciążenia konstrukcji rzeczywistej, dała wartości modułu 44,0 GPa. Otrzymana z badań niszczących wartość siecznego modułu sprężystości betonu wyniosła 44,8 GPa i była większa o 2 % niż wartość uzyskana w analizie teoretycznej modelu bryłowego. Wyniki pozwalają uznać bryłowy model 5 za adekwatny z uwagi na przemieszczenia, lecz otrzymane bardzo duże zadanie numeryczne powoduje ograniczenie jego przydatności.

5.5 WYBÓR MODELU OBLICZENIOWEGO

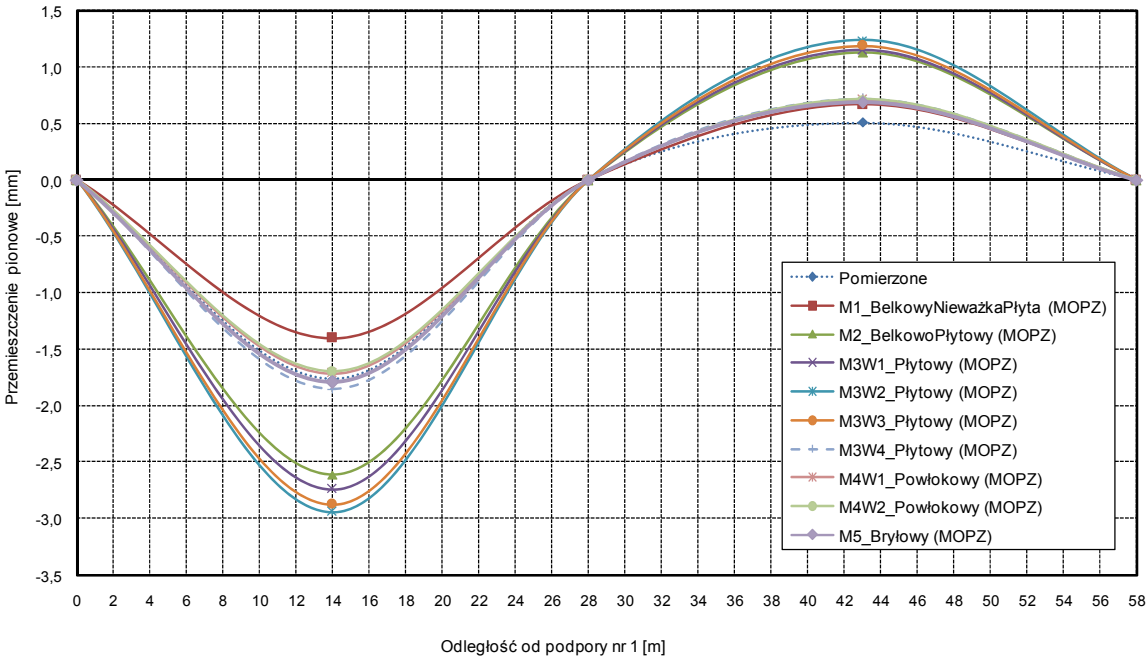
Wybór adekwatnego modelu obliczeniowego każdej konstrukcji zależy od wielu kryteriów, których ocena pozwala ocenić zakres przydatności. Autorzy pracy [73] uważają wybór racjonalnego modelu obliczeniowego konstrukcji mostowych zagadnieniem złożonym, wymagającym znalezienia kompromisu pomiędzy dążeniem do dokładnego odwzorowania konstrukcji, a koniecznością minimalizacji kosztu analizy. Dodatkowo w obecnych czasach dużą rolę odgrywa z regału krótki czas, jaki projektanci posiadają na wykonanie zadania. Na ostateczny wybór wpływa wiele czynników, wśród których autorzy [73] uznają za najważniejsze:

- sposób ukształtowania przęseł w przekroju poprzecznym, podłużnym oraz w planie,
- ukształtowanie podpór i sposób ich połączenia z konstrukcją przęseł,
- rodzaj materiału,
- projektowany sposób użytkowania konstrukcji ze szczególnym uwzględnieniem typu obciążeń użytkowych,
- pożądana postać wyników analizy,
- etap projektowania na jakim przeprowadza się analizę,
- ograniczenia związane z terminem realizacji analizy.

W przypadku dyskretyzacji obiektów mostowych na potrzeby próbnych obciążeń należy przede wszystkim kierować się pożądaną postacią wyników oraz rodzajem materiału. Ponieważ pomiary ugięć są podstawowym rodzajem pomiarów w czasie próbnych obciążeń statycznych [127], dlatego o wyborze adekwatnego modelu numerycznego w próbnych obciążeniach powinien decydować ten parametr. Co innego, gdy mamy do czynienia ze złożoną konstrukcją mostową na etapie projektowania, gdzie wpływ technologii budowy odgrywa istotną rolę w jej kształtowaniu. Wówczas projektanci upraszczają skomplikowane konstrukcje inżynierskie zgodnie z odpowiednimi zasadami, aby uzyskać uogólnione siły wewnętrzne. Problem ten przedstawili autorzy pracy [61].

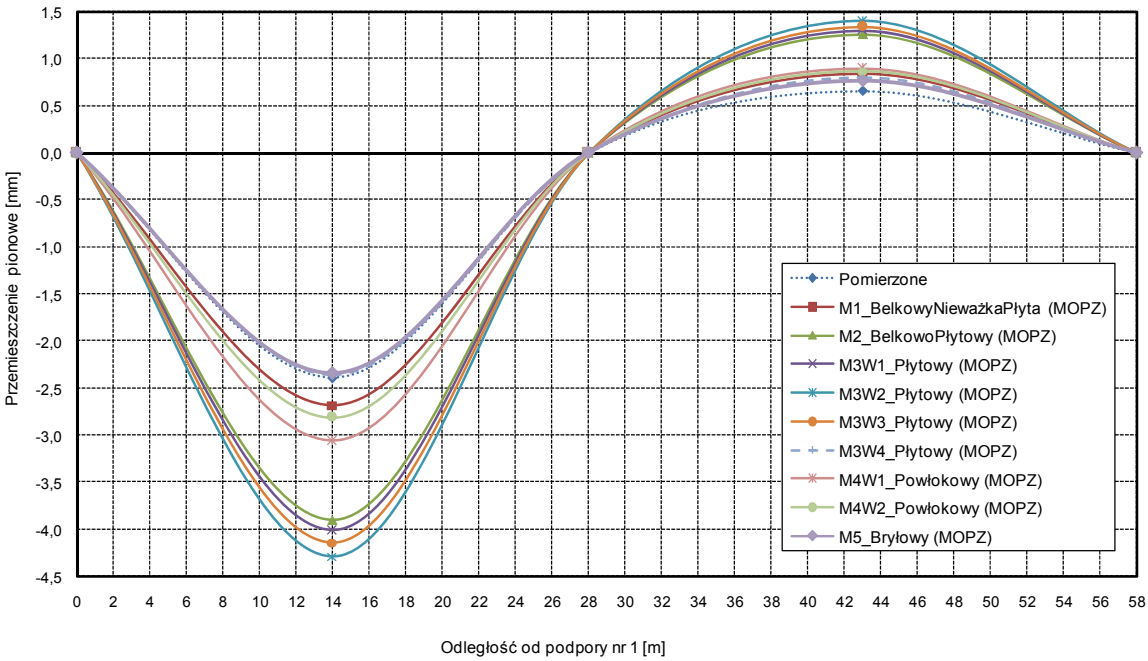
Przy wykorzystaniu struktury z zastosowaniem MES przedstawiono kilka możliwości zamodelowania ustroju nośnego składającego się z dwóch szerokich belek trapezowych (sprężonych) połączonych żelbetową płytą pomostową. Przytoczono pięć różnych modeli obliczeniowych, w których zastosowano możliwe warianty odzwierciedlenia konstrukcji. Uwzględniając warianty utworzono dziewięć modeli numerycznych, które z uwagi na wartość modułu sprężystości (normowy i otrzymany z badań) dodatkowo analizowano w dwóch modelach: MOPW i MOPZ. Otrzymane teoretycznie wyniki przemieszczeń belki A i B, porównane z otrzymanymi ugięciami sprężystymi otrzymanymi z badań, przedstawiono na Rys. 5-31 i Rys. 5-32.

Linia ugięć belki A przęsła wiaduktu WD-11 z badań oraz modeli numerycznych



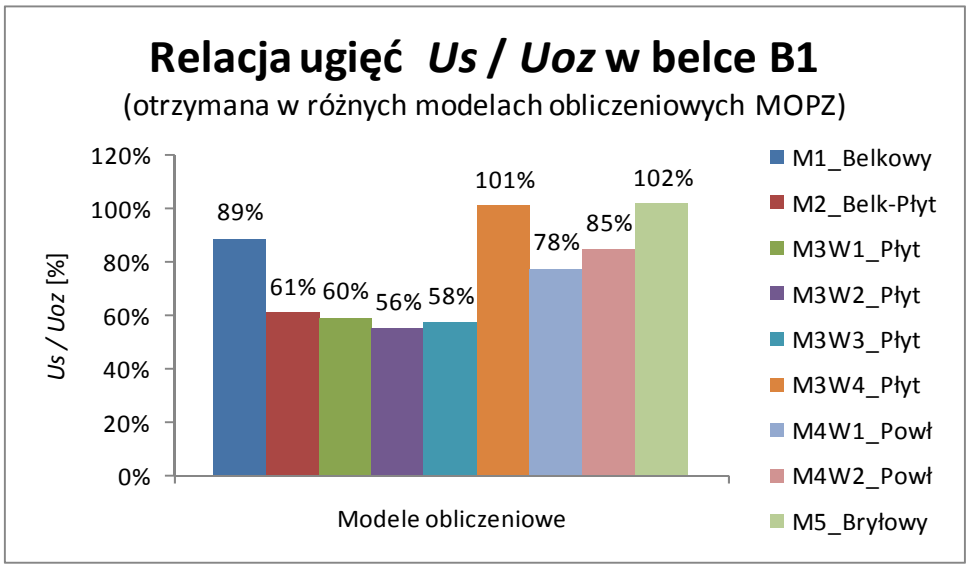
Rys. 5-31 Linia ugięć belki A i przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz uzyskane w dziewięciu różnych modelach numerycznych (MOPZ)

Linia ugięć belki B przęsła wiaduktu WD-11 z badań oraz modeli numerycznych



Rys. 5-32 Linia ugięć belki B i przęsła wiaduktu WD-11: pomierzone oraz uzyskane w dziewięciu różnych modelach numerycznych (MOPZ)

Z analizy porównawczej wynika, że bliski rzeczywistemu zachowaniu się badanego ustroju nośnego (linia ugięć belek) jest płytowy model 3W4 (MOPZ) oraz bryłowy model 5 (MOPZ). Niesymetryczne obciążenie pozwoliło jednocześnie zweryfikować sztywność giętną konstrukcji oraz poprzeczny rozkład obciążenia między belkami. W płytowym modelu 3W4 (MOPZ) uzyskano dużą zgodność ugięcia (Rys. 5-31 i Rys. 5-32). Ugięcie sprężyste najbardziej wytężonej belki B1 wywołane próbnym obciążeniem w I etapie, wyniosło U_s = 2,39 mm, a w modelu 3W4 (MOPZ) uzyskano wartość teoretyczną U_{oz} = 2,36 mm. Uzyskana w ten sposób relację ugięć (U_s / U_{oz}) stanowiła 101 %, co należy uznać na zadawalające. W przypadku belki mniej wytężonej niesymetrycznym obciążeniem relacja ta wyniosła 95 %. Zestawienie wszystkich wartości relacji ugięć sprężystych do otrzymanych w modelach obliczeniowych (U_s / U_{oz}) dla obciążanego przęsła 1 w belce najbardziej wytężonej B1 zestawiono w Rys. 5-33.



Rys. 5-33 Relacja ugięć sprężystych (pomierzonych) belki B1 (najbardziej wytężonej) do otrzymanych w dziewięciu modelach obliczeniowych MOPZ

Za najwłaściwszy sposób odwzorowania ustroju belkowo – płytowego można uznać płytowy model 3W4 (MOPZ), gdyż dzięki prostocie kształtowania czyni zadanie numeryczne o umiarkowanej wielkości przy jednocześnie dużej poprawności otrzymanych przemieszczeń. W modelowaniu obiektów rzeczywistych tego typu jest to czynnik decydujący, który czyni taki model obliczeniowy adekwatnym z uwagi na poszukiwany parametr ugięć. Jednak otrzymywane wyniki sił wewnętrznych w modelach płytowych klasy (e^2,p^2) podawane są na metr bieżący. Powoduje to konieczność sprowadzania wartości na przyjęty przekrój obliczeniowy. W przypadku ustrojów belkowo – płytowych jest to przekrój teowy (przekroje przęsłowe). Kolejną wadą nieistotną w modelowaniu konstrukcji na etapie próbnych obciążeń jest brak rzeczywistego ciężaru własnego z uwagi na sprowadzone grubości paneli. Dlatego uznano model płytowy 3W4 opisany w punkcie (5.4.4) za adekwatny z uwagi na poszukiwany parametr przemieszczeń konstrukcji, który porównuje się w próbnych obciążeniach z pomierzonymi ugięciami sprężystymi. Bryłowy model 5 klasy (e^3,p^3) dzięki najwierniejszemu odwzorowaniu rzeczywistej konstrukcji, można uznać na adekwatny z uwagi na przemieszczenia, lecz otrzymywane bardzo duże zadanie numeryczne powoduje ograniczenie jego przydatności. Dodatkowo wyniki w postaci naprężeń w dowolnym punkcie, gdy elementy objętościowe definiujemy o cechach fizycznych betonu, nie pozwalają wprost wymiarować zbrojenia lub ewentualnie stali sprężającej.

5.6 PODSUMOWANIE

Rozdział ten poświęcony był numerycznym modelom obliczeniowym. Omówiono komercyjny system MES, który posłużył do odwzorowania badanego wiaduktu z wykorzystaniem różnych klas

modeli obliczeniowych. Pozwoliło to porównać teoretyczne wyniki ugięć otrzymane w różnych modelach z uzyskanymi wartościami podczas badania wiaduktu w pierwszym etapie jego budowy, gdzie brak było wykonanego wyposażenia. Dzięki temu model geometrii i model obciążenia był możliwie bliski rzeczywistemu, a model materiału mający normowe wartości cech betonu (MOPW) i wartości uzyskane z niszczących badań (MOPZ), potwierdził istotny wpływ rzeczywistych cech betonu na wzrost sztywności betonowych konstrukcji.

W procedurze modelowania obiektów rzeczywistych w badaniach pod próbnym obciążeniem wyróżniono dwa dyskretne modele obliczeniowe. Pierwszy z nich na etapie projektu próbnego obciążenia nazwano modelem obciążenia próbnego wstępnym (MOPW), który dzięki wartością normowym przyjmowanym w modelu materiału służy do przyjęcia obciążenia próbnego i jednocześnie pozwala zweryfikować model projektu budowlanego (MPB) wykonany przez projektanta. Na etapie sprawozdania z próbnego obciążenia wyróżniono drugi model, który nazwano modelem próbnego obciążenia zweryfikowanym (MOPZ). Model ten uwzględnia przede wszystkim wartości cech betonu z badań niszczących uwzględniając tym samym rzeczywisty czas dojrzewania i rodzaj kruszywa oraz w modelu obciążenia ewentualną korektę zważonych całkowitych mas pojazdów próbnych i wpływ wyposażenia w modelu geometrii.

Model materiału, budowany na potrzeby analizy zachowania się konstrukcji pod próbnym obciążeniem, nie różni się w przypadku konstrukcji stalowych, w których rzeczywiste właściwości fizyczne stali odpowiadają założeniom teorii sprężystości. W odróżnieniu od stali, beton jest niejednorodnym materiałem kompozytowym, którego właściwości zmieniają się w czasie. Wpływ ten oraz rodzaj zastosowanego kruszywa znaczącą zwiększa rzeczywisty moduł sprężystości w stosunku do wartości normowych. Dlatego w analizie numerycznej dzięki badaniom niszczącym w czasie, możliwe było przyjmowanie wartości modułu sprężystości z normy i otrzymane z badań.

W modelu geometrii konstrukcji, przez parametr wymiaru elementu i parametr wymiaru przestrzeni, wyróżniono podstawowe klasy modelu geometrii oraz przez ich kombinację modele mieszane. Adekwatny model obliczeniowy wyłoniono dzięki porównaniu wyników ugięć sprężystych rzeczywistej konstrukcji z otrzymanymi przemieszczeniami w dziewięciu różnych wariantach odwzorowania ustroju nośnego. Z pośród wykonanych modeli (belkowy z nieważką płytą, belkowo-płytowy, płytowy w czterech wariantach, powłokowy w dwóch wariantach oraz bryłowy) najbliższą rzeczywistości linię ugięć belek otrzymano w płytowym modelu 3W4 (MOPZ) oraz bryłowym modelu 5 (MOPZ). Bryłowy model najwierniej odwzorowuje geometrię rzeczywistej konstrukcji, jednak długi czas potrzebny na jego wykonanie oraz duży rozmiar numeryczny zadania czyni go modelem o ograniczonej przydatności. Za najwłaściwszy sposób odwzorowania ustroju belkowo – płytowego uznano płytowy model 3W4 (MOPZ), gdyż dzięki prostocie kształtowania czyni zadanie numeryczne o umiarkowanej wielkości przy jednocześnie dużej zgodności przemieszczeń teoretycznych z otrzymanymi w badaniach. Uzyskana dla najbardziej wytężonej belki relacja ugięć sprężystych wywołanych próbnym obciążeniem do wartości teoretycznej (U_s / U_{oz}) stanowiła 101 %. Otrzymany wynik uznano za zadawalający, czyniąc model 3W4 adekwatnym modelem obliczeniowym w procesie próbnych obciążeń wiaduktów składających się z szerokich belek trapezowych (sprężonych) połączonych płytą żelbetową.

6. ANALIZA WPŁYWU ZMIENNOŚCI CECH BETONU

6.1 WPROWADZENIE

Prawidłowa procedura modelowania rzeczywistych obiektów mostowych wykonanych z betonu sprężonego wiąże się ściśle z możliwie bliskim „rzeczywistości" określeniu jego cech fizycznych. Badania odbiorcze takich obiektów przeprowadza się w różnym odstępie czasu od betonowania. Jest to najczęściej okres od 2 miesięcy do roku, a zdarza się i 2 lata w przypadku dużych obiektów. Znajomość rzeczywistej wytrzymałości betonu f_c ,a w szczególności modułu sprężystości E_c w chwili badania jest istotna przy próbnych obciążeniach, gdyż pozwala uwzględnić wpływ czasu i rodzaju kruszywa na rzeczywistą sztywność badanych przęseł. Powszechnie przyjmowany w konstrukcjach betonowych okres 28 dni naturalnego dojrzewania betonu podyktowany był względami praktycznymi. W okresie tym [3] [4] następuje zasadniczy przyrost wytrzymałości betonu, ale nie kończy się on całkowicie, lecz trwa nadal przez kilka miesięcy do kilku lat. Z uwagi na brak obowiązku wykonawcy do przechowywania próbek betonu do momentu badania odbiorczego, w praktyce pozostają badania betonu przeprowadzone po 28 dniach od betonowania. Zespół badawczy określa prognozowane wartości f_c i E_c na podstawie badań niszczących $f_{c,28}$ przeprowadzonych przez laboratorium badania betonu.

W pracy tej przeprowadzono dwa niezależne cykliczne badania niszczące betonów w czasie. Pierwsze badanie dotyczyło betonu o tej samej recepturze, z którego wykonano ustroje nośne mostów autostradowych zlokalizowanych na odcinku Kleszczów-Sośnica autostrady A4. Obiekty te były jako pierwsze badane przez nasz zespół, gdzie zauważono duże rozbieżności w ugięciach przęseł obliczonych teoretycznie i uzyskanych z pomiarów. Celem badań niszczących po 7, 14, 28, 90 i 180 dniach było określenie zmian wytrzymałości betonu w czasie oraz modułów sprężystości. Badania te pozwoliły porównać teoretyczne propozycje prognozowania zmian cech betonu z uzyskanymi w badaniach niszczących betonów zastosowanych w badanych obiektach.

Drugie badania niszczące przeprowadzono dla autostradowego obiektu mostowego, który poddany był próbnym obciążeniom w trzech etapach jego budowy. Próbne obciążenie przeprowadzono w okresie po 57, 144 i 167 dniach od betonowania. Każdemu etapowi towarzyszyły badania niszczące betonu, który pielęgnowano w warunkach laboratoryjnych i warunkach bliskich rzeczywistości. Celem badań niszczących betonu było poza określeniem czasowych rozkładów jego cech, zweryfikowanie wpływu różnych warunków pielęgnacji pobranych próbek na ich wytrzymałość.

Wyniki i analizy otrzymanych wyników zostały przedstawione i omówione w punkcie 4.4 i 4.5.6. Otrzymane zależności zostaną wykorzystane w dalszej części pracy do porównania z różnymi propozycjami prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji wieku.

6.2 WŁAŚCIWOŚCI BETONU

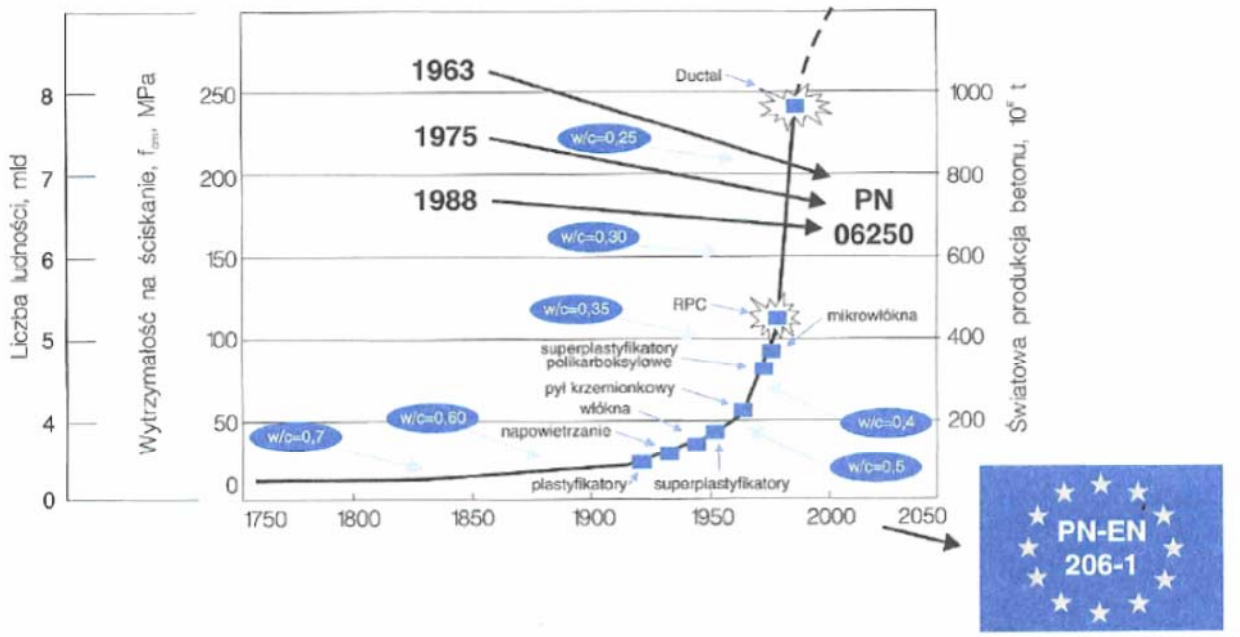
6.2.1 Uwagi ogólne

Beton jest współcześnie najczęściej stosowanym materiałem w konstrukcjach budowlanych [3], [4], [34], [45], [109], [129], który znajduje szerokie zastosowanie szczególnie w mostownictwie. Decyduje o tym między innymi bardzo duża zdolność tego materiału do uzyskiwania wymaganych właściwości w zależności od zastosowania [45]. Głównymi źródłami powodzenia [140] betonu są:

- możliwość wytwarzania go w miejscu wbudowania: materiały potrzebne do wykonania betonu są łatwe w transporcie, przechowywaniu i późniejszych operacjach związanych z jego wytworzeniem i wbudowaniem oraz na ogół łatwo dostępne,

- możliwość konstruowania elementów o dowolnych kształtach: ta cecha związana jest z faktem przechodzenia przez beton w trakcie procesu dojrzewania z ciała o cechach cieczy lepkiej (mieszanka betonowa) w ciało „stałe" (beton stwardniały).

Ciągły postęp w technologii betonu sprawił, że obecnie beton uzyskuje wytrzymałość na ściskanie 100 MPa w powszechnej praktyce i nawet ponad 300 MPa w laboratoriach i prototypowych zastosowaniach (Beton Ultra Wysokich Wytrzymałości BUWW)[4]. Stały rozwój technologii betonu ilustruje Rys. 6-1, w którym przedstawiona krzywa rozwoju technologii betonu reprezentowana przez wzrost wytrzymałości na ściskanie pokrywa się z krzywą produkcji betonu i krzywą wzrostu liczby ludności.



Rys. 6-1 Krzywa rozwoju technologii betonu [34]

Według normy PN-EN 206-1 [116] betonem nazywa się „materiał powstały ze zmieszania cementu, kruszywa grubego i drobnego, wody oraz ewentualnych domieszek i dodatków, który uzyskuje swoje właściwości w wyniku hydratacji cementu". Przytoczona definicja nie precyzuje, z jakim betonem cementowym mamy do czynienia. W celu bliższego sprecyzowania rodzaju betonu, a więc jego właściwości, norma ta rozróżnia:

- ze względu na gęstość pozorną w stanie suchym: beton zwykły o gęstości 2000–2600 kg/m^3, beton lekki o gęstości 800-2000 kg/m^3 i beton ciężki o gęstości powyżej 2600 kg/m^3,
- ze względu na wytrzymałość na ściskanie: beton zwykły o klasie wytrzymałości nie przekraczającej C50/60 i beton wysokiej wytrzymałości o klasie wytrzymałości wyższej niż C50/60,
- ze względu na miejsce produkcji: beton wytworzony na budowie i beton towarowy,
- ze względu na zakres specyfikowanych cech: beton projektowany (którego wymagane właściwości podaje zamawiający, a producent projektuje odpowiedni jego skład mający zapewnić ich uzyskanie) i beton recepturowy (którego skład podaje zamawiający).

Beton stwardniały jest ciałem heterogenicznym złożonym z trzech faz: stałej, ciekłej i gazowej. Dominującą jest faza stała składająca się z kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego, niemniej jednak w strukturze wewnętrznej betonu znajduje się pewna ilość wody oraz powietrza. Każda z tych faz wpływa w swoisty sposób na kształtowanie cech betonu stwardniałego. Cechy wytrzymałościowe betonu

zależą przede wszystkim od jakości jego fazy stałej, czyli od jakości kruszywa drobnego i grubego, szczelności stosu okruchowego, jakości i klasy cementu, stosunku wodno-cementowego, warunków hydratacji spoiwa i warunków późniejszej pielęgnacji. Wpływ fazy ciekłej na cechy wytrzymałościowe jest mniejszy, lecz widoczny. Pewna część wytrzymałości betonu przypisywana jest więziom fizyko-chemicznym na styku wody półzwiązanej z fazą stałą. Ta zależność odpowiada za różnice w wytrzymałości tego samego betonu w różnych stanach jego wilgotności (suchy, przechowywany w warunkach naturalnych, nasycony wodą). Faza powietrzna w porach i kapilarach zmniejsza szczelność betonu i jego przekrój w przenoszeniu obciążeń W przypadku cech reologicznych i fizycznych betonu stwardniałego (skurcz, pełzanie, nasiąkliwość, mrozoodporność) dominujące znaczenie ma faza ciekła i faza powietrzna, jednak w poszczególnych przypadkach znaczenie fazy stałej też może być bardzo duże [140].

Duża ilość czynników wpływających na właściwości betonu stwardniałego sprawia, że materiał ten jest trudny do ścisłego opisania zarówno z teoretycznego jak i eksperymentalnego punktu widzenia. Beton w przeciwieństwie do stali jest materiałem niejednorodnym. Nie można go traktować jako materiału o stałych, ściśle zdeterminowanych własnościach. Ogólne cechy betonu zależne są w dużym stopniu od:

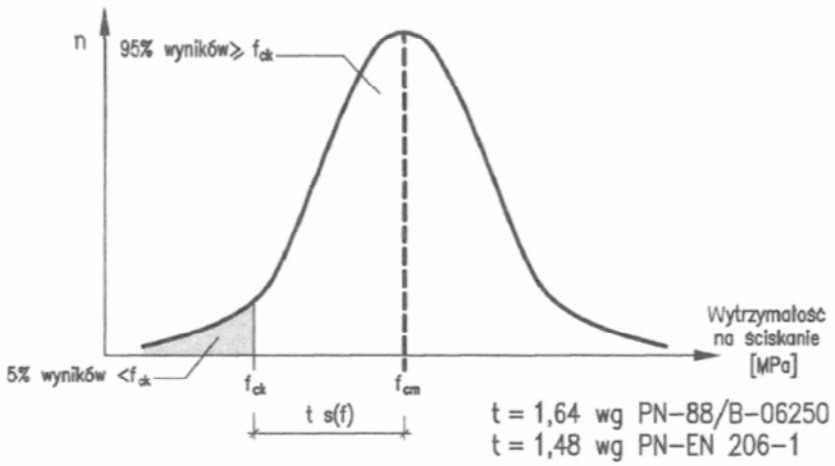
- warunków, w którym następuje przekształcenie tego materiału z cieczy lepkiej w ciało stałe,
- czasu pomiędzy wykonaniem mieszanki do pierwszego obciążenia i późniejszych zmian reologicznych,
- warunków panujących w miejscu wbudowania,
- objętości elementu.

W celu ogólnego obrazu jakości betonu, wytrzymałość betonu jest powszechnie uważana za jego najbardziej cenną właściwość [109], ponieważ zależy w sposób bezpośredni od mikrostruktury stwardniałego zaczynu cementowego. Dodatkowo, wytrzymałość betonu jest prawie zawsze podstawowym elementem projektowania konstrukcji, a wytworzone betony muszą spełniać zawsze parametry wytrzymałościowe.

6.2.2 Wytrzymałość na ściskanie betonu

Głównym miernikiem jakości i technicznej przydatności betonu jest jego wytrzymałość na ściskanie. Pozostałe cechy wytrzymałościowe betonu są najczęściej do niego odnoszone. Znając wytrzymałość betonu na ściskanie można bez dodatkowych badań przyjmować szacunkowe wartości innych cech wytrzymałościowych betonu [4] [45].

Zgodnie z normą PN EN 206-1 [116] charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie f_{ck} jest podstawową miarą, którą wyznacza się według PN EN 12390-3 [119] na próbkach walcowych o wymiarach 150/300 mm po 28 dniach od wykonania. Wykonanie i pielęgnacja próbek powinny być zgodne z normą PN EN 12390-2 [118]. Wytrzymałość charakterystyczna jest zdefiniowana jako dolny 5 % kwantyl statystycznego rozkładu wytrzymałości [140]. Ilustrację zależność wytrzymałości charakterystycznej f_{ck} od wytrzymałości średniej f_{cm} przedstawiono na Rys. 6-2.



Rys. 6-2 Ilustracja zależności wytrzymałości charakterystycznej *fck* od wytrzymałości średniej *fcm* [45]

Sposoby wyznaczania wytrzymałości betonu na ściskanie na podstawie własnych badań były zgodne z wymienionymi przepisami [116] [117] [118] [119] i omówione w punkcie 4.4.4.

W odróżnieniu od zaprezentowanych badań własnych betonu, w których uzyskiwano z każdej walcowej próbki betonu wykres zależności σ-ε , dla potrzeb analizy wyników próbnych obciążeń betonowych ustrojów nośnych, otrzymywane z laboratorium wyniki badań betonu po 28 dniach zawierają jedynie siłę obciążenia przy zniszczeniu P_{ni}. Na jej podstawie laboratorium określa wytrzymałość betonu f_{ci}, sprawdza wymagane kryteria zgodności i sporządza raport z badań wytrzymałości na ściskanie betonu oceniając klasę wytrzymałości.

W Polsce próbki sześcienne o boku 150 mm są podstawą do oznaczania wytrzymałości betonu już od roku 1975 [140]. Eurokod 2 dopuszcza, jako alternatywną dla walcowych wytrzymałości charakterystycznej f_{ck}, wytrzymałość charakterystyczna kostkową $f_{ck,cube}$. Laboratoria terenowe klasę wytrzymałości betonu określają na podstawie niszczących badań próbek kostkowych zgodnie z [119].

W celu określenia możliwie bliskiej rzeczywistości sztywności betonowych ustrojów nośnych, w sprawozdaniu z próbnego obciążenia w modelu obliczeniowym (MOPZ) moduł sprężystości prognozuje się na podstawie raportu z badań wytrzymałości na ściskanie betonu oraz znajomości receptury mieszanki betonowej. Przykład takiego raportu pokazano na Rys. 6-3 [163].

Obiekt:	Most stały nad rzeką Liswarta
Element:	Płyta pomostu
Klasa betonu:	C 40 / 50
Nr recepty / dostawca:	550986 Góraždže Beton Sp. z o.o. WBT Częstochowa
Data betonowania:	11-12-2008r.
Data badania:	08-01-2009r.
Nr protokołu pobrania próbek:	46/ 12/ 08
Typ i ilość próbek / do badań	Sześciany 150[mm] - 6 szt.

WYNIKI BADAŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH / po 28 dniach.

Lp.	Oznaczenie	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]			Wytrzymałość średnia [MPa]	Uwagi
		R_3	R_7	R_{28}		
1	11-12-2008			Nr 13/ **56,4**	f cm = **54,5**	f ci = **52,8** [MPa]
2	11-12-2008			Nr 14/ **54,8**		
3	11-12-2008			Nr 15/ **54,2**		
4	11-12-2008			Nr 16/ **53,2**		
5	11-12-2008			Nr 17/ **52,8**		
6	11-12-2008			Nr 18/ **55,7**		
7						
8						
9						
10						
Wymagania: PN-EN 206-1 : 2003		Kryterium 1 : f cm ≥ 54,0 [MPa] + Kryterium 2 : f ci ≥ 46,0 [MPa]				
Wnioski:		Spełnia wymagania PN-EN 206-1 : 2003 dla klasy **C 40 / 50**				

Rys. 6-3 Przykładowy raportu z badań wytrzymałości na ściskanie betonu i określenia klasy wytrzymałości betonu [163]

Dokument taki jest podstawą do szacowania modułu sprężystości betonu z uwzględnieniem okresu dojrzewania i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie danych z literatury technicznej. Prognozowanie wartości modułu sprężystości na potrzeby modelowania rzeczywistych obiektów mostowych zostanie przedstawione w punkcie 6.6.

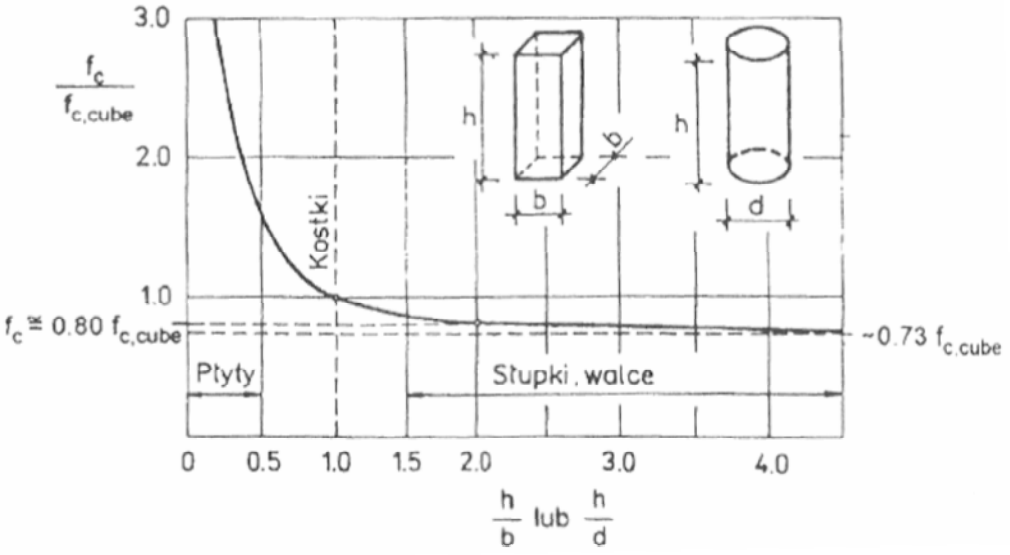
Wartość obliczeniowa f_{cd} wytrzymałości betonu na ściskanie jest zdefiniowana w Eurokodzie 2 jako:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} \tag{6-1}$$

gdzie α_{cc} jest współczynnikiem uwzględniającym wpływ długotrwałego obciążenia na wytrzymałość na ściskanie oraz niekorzystne efekty spowodowane sposobem przyłożenia obciążenia (wartość rekomendowana przez Eurokod 2 wynosi 1,0), γ_C jest częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa dla betonów równym 1,5 dla sytuacji trwałych i przejściowych, a 1,2 dla sytuacji wyjątkowych.

Wartość obliczeniowa f_{cd} wytrzymałości betonu wykorzystywana jest na etapie obliczeń wytrzymałościowych projektowanych konstrukcji. W analizie rzeczywistej sztywności betonowych przęseł mostowych do modelu obliczeniowego (MOPZ) zaproponowano wprowadzanie parametru $E_c(t)$ na podstawie średniej wytrzymałości f_{cm} otrzymanej w raporcie z badań (Rys. 6-3), powiększonej do wartości $f_{cm}(t)$ uwzględniającej wpływ rzeczywistego czasu dojrzewania betonu.

Norma PN EN 206-1 [116] wprowadziła czternaście rekomendowanych klas betonu w odniesieniu do betonów zwykłych i ciężkich, oznaczając je następująco: C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/37; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60; C55/67; C60/75; C70/85; C80/95 i C90/105. W Eurokod 2 przypisano klasę wytrzymałości betonu bezpośrednio wartości f_{ck}, określonej na walcowych próbkach o wymiarach 150/300 mm. Pominięto w ten sposób konieczność określania wytrzymałości gwarantowanej (R_b^G). Takie podejście potwierdza wyższość próbek walcowych nad kostkowymi uzyskiwaną w analizach numerycznych. Autorzy pracy [102] stwierdzają, że mimo wszystkich uwag o nierównomiernym rozkładzie naprężeń i zróżnicowanym poziomie wytężenia badania prowadzone na próbkach walcowych Ø 150/300 mm dają dobrą ocenę wytrzymałości betonu na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia. Z badań wielu autorów wynika, że wytrzymałość betonu na ściskanie przestaje zależeć od smukłości dopiero w próbkach pryzmatycznych o smukłości h/b lub h/d równej 3÷4 [140]. Oznacza to, że określona w Eurokodzie 2 wytrzymałość f_{ck} na podstawie badania próbek o smukłości h/d = 2,0 jest wyższa o około 8 % od wytrzymałości badanej na pryzmach. Stąd też częściowy współczynnik bezpieczeństwa powinien uwzględniać efekt ten przy obliczaniu wytrzymałości obliczeniowej f_{cd}. Wpływ smukłości próbek na wytrzymałość betonu podczas badania w jednoosiowym stanie naprężeń przedstawiono na Rys. 6-4.



Rys. 6-4 Wpływ smukłości próbki na wytrzymałość betonu podczas ściskania w jednoosiowym stanie naprężeń wg [140]

Iloraz wartości walcowej wytrzymałości betonu f_{ck} i kostkowej wytrzymałości betonu $f_{ck,cube}$ zestawiony w normie PN EN 206-1 [116] dla klas betonu zwykłego wynosi średnio 0,81, a dla klas beton o wysokiej wytrzymałości jest to wartość 0,83. Wartości te odpowiadają danym z literatury technicznej, w której zaleca się przyjmowanie zależności zgodnie z [140]:

$$f_{ck} = 0{,}8 \cdot f_{ck,cube} \tag{6-2}$$

W większości badanych betonowych obiektów mostowych, klasa wytrzymałości betonu już po 28 dniach dojrzewania jest wyższa o dwie klasy od założonej w projekcie (punkt 4.4.4) Takie różnice dla betonów mostowych nie są niczym szczególnym, gdyż wymagania wynikające z obowiązującego rozporządzenia [134] sprawiają, że trudno uzyskać taki skład laboratoryjny mieszanki betonowej, który byłby zbliżony z projektowaną klasę wytrzymałości betonu. Dlatego większość obecnie wykonywanych betonowych konstrukcji mostowych jest przesztywniona. Beton do konstrukcji mostowych musi spełnić następujące wymagania:

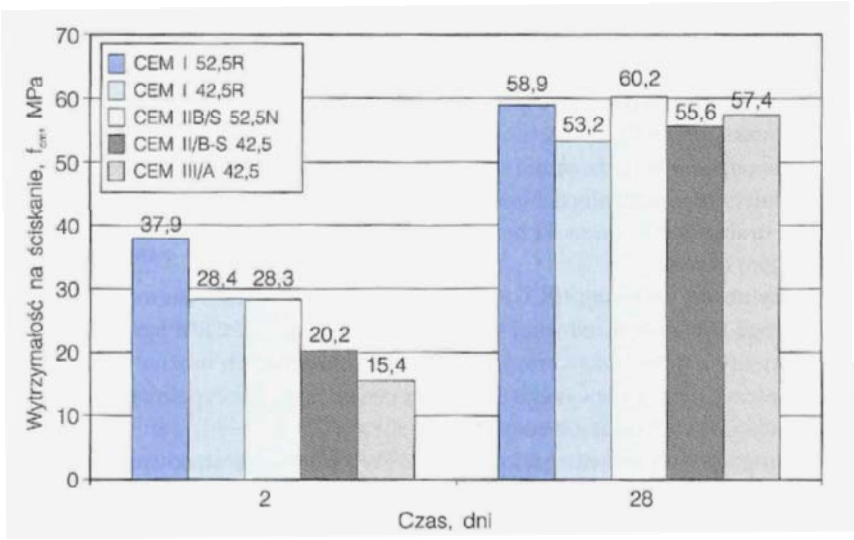
- nasiąkliwość ≤ 4% według [126],
- mrozoodporność F150 przy założeniu ubytku masy ≤ 5% oraz spadku wytrzymałości na ściskanie ≤ 20% wg [126],
- przepuszczalność wody mierzona stopniem wodoszczelności ≤ W8 wg [134].

Badania przedstawione w punkcie 4.4.4 pokazują, że osiągnięcie nasiąkliwości 4% dla betonów jest bardzo trudne. Rozporządzenie [134] mówi, że dopuszcza się w konstrukcjach poddanych odbudowie, rozbudowie i przebudowie nasiąkliwość betonu 5%, a dla konstrukcji nowo budowanych odwołuje się do aktualnych Norm Polskich dotyczących obiektów mostowych. Norma [127] natomiast podaje tylko informacje dotyczące badania nasiąkliwości bez podania procentowej wartości odwołując się do Normy [124], która określa nasiąkliwość ≤5% dla betonów narażonych bezpośrednio na działanie czynników atmosferycznych. Dlatego interpretacja tego wymogu jest dwuznaczna, co potwierdza się w specyfikacjach różnych inwestycji mostowych.

Ze względu na wymagania dotyczące betonów stosowanych w konstrukcjach mostowych zgodnie z rozporządzeniem [134], potocznie producenci taki beton nazywają „betonem mostowym”. Cechami charakterystycznymi takiej mieszanki są:

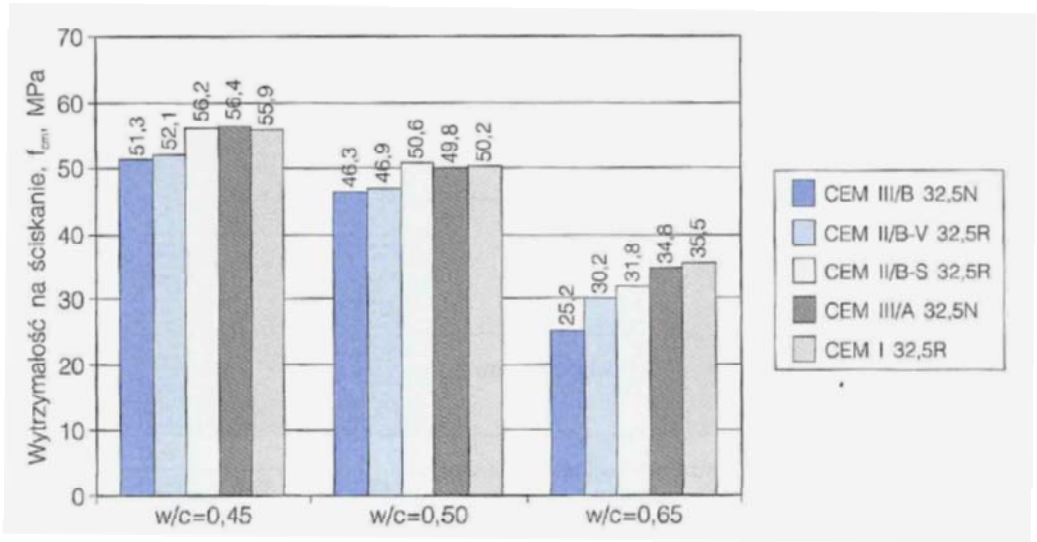
- stosowanie cementów portlandzkich CEM I 42,5 NA i CEM I 52,5 NA,
- uzyskiwanie niskiego stosunku wodno-cementowego średnio w/c = 0,45,
- stosowania kruszywa bazaltowego.

Efektem stosowania cementów portlandzkich w betonach mostowych jest uzyskiwanie bardzo szybko wytrzymałości na ściskanie. Na Rys. 6-5 przedstawiono wytrzymałość na ściskanie betonów z zastosowaniem różnych cementów po 2 i 28 dniach dojrzewania. Autorzy badań [34] uzyskali po 2 dniach 64 % wytrzymałości po 28 dniach dla betonu z zastosowaniem cementu CEM I 52,5R oraz 53 % w przypadku betonu na cemencie CEM I 42,5R. Skutkuje to dużym ciepłem hydratacji i narażeniem betonowych konstrukcji na pojawienie się rys o charakterze termicznym. W trakcie badań odbiorczych często spotykamy się z problemem rys szczególnie w korpusach przyczółków betonowanych etapowo oraz w żelbetowych płytach pomostowych.



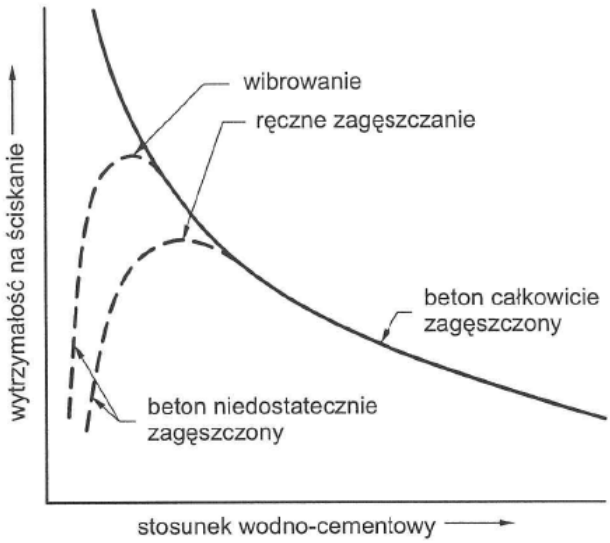
Rys. 6-5 Wytrzymałość na ściskanie betonów z cementów klasy 42,5 i 52,5 po 2 i 28 dniach dojrzew. wg [34]

Beton stosowany w obiektach mostowych uzyskuje stosunek wodno – cementowy stosunkowo niski. W przypadku badanych obiektów omówionych w pracy była to wartość *w/c* = 0,44. Autor pracy [109] stwierdza, że wytrzymałość betonu o określonym wieku i pielęgnowanego wodą w określonej temperaturze zależy przede wszystkim od czynnika *w/c*. Na Rys. 6-6 przedstawiono wykres wytrzymałości na ściskanie betonu z różnych cementów i o różnym stosunku wodno – cementowym po 28 dniach dojrzewania. Jak widać, betony o wskaźniku w/c = 0,45 (podobny do wartości w/c w betonie badanym w punkcie 4.4.4) uzyskują wyższą wytrzymałość na ściskanie od betonów o większym stosunku wodno – cementowym.



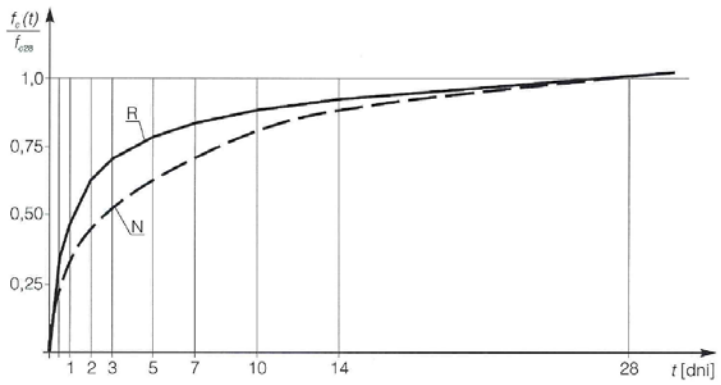
Rys. 6-6 Wytrzymałość na ściskanie betonów z różnych cementów i o różnym stosunku wodno – cementowym *w/c* po 28 dniach dojrzewania wg [34]

W literaturze [109] przyjmuje się, że wytrzymałość całkowicie zagęszczonego betonu jest odwrotnie proporcjonalna do stosunku wodno – cementowego *w/c*. Taka reguła została niezależnie określona przez *Abramsa* i *Fereta* [109]. Typowy wykres zależności wytrzymałości od stosunku wodno – cementowego przedstawiono na Rys. 6-7.



Rys. 6-7 Zależność wytrzymałości betonu od stosunku wodno-cementowego *w/c* wg [109]

Jak widać z przedstawionych powyżej zależności, beton mostowy o niskim stosunku w/c z zastosowaniem cementów portlandzkich charakteryzuje się szybkim przyrostem wytrzymałości w czasie (Rys. 6-8) i uzyskiwaniem znacznie większych rzeczywistych wytrzymałości betonu od projektowanych, czyniąc tym samym rzeczywista konstrukcję sztywniejszą. Efekt ten jest potęgowany stosowaniem kruszyw bazaltowych w betonach mostowych, co wpływa bezpośrednio na wzrost modułów sprężystości. Potwierdzają to własne badania omówione w punkcie 4.4.



Rys. 6-8 Porównanie przebiegów przyrostu wytrzymałości betonu na cemencie portlandzkim normalnie twardniejącym (N) i szybko twardniejącym (R) na podstawie [4]

6.2.3 Moduł sprężystości betonu

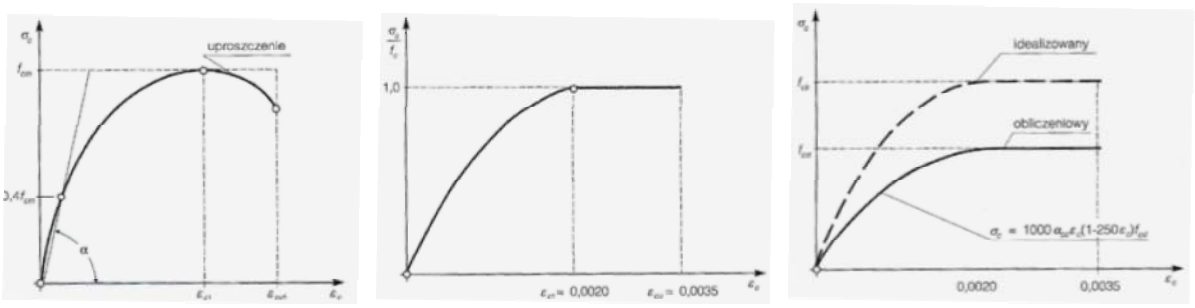
Moduł sprężystości E nazywany również modułem Younga lub modułem odkształcalności liniowej w ujęciu klasycznym jest wielkością uzależniającą odkształcenie liniowe materiału ε od naprężenia σ, jakie w nim występuje w zakresie odkształceń sprężystych. Ogólny zapis tak zdefiniowanego parametru dla dowolnego materiału ma postać:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \tag{6-3}$$

W większości wykorzystywanych materiałów konstrukcyjnych w budownictwie wartość modułu sprężystości E jest stała dla danego materiału. Przykładowo dla stali konstrukcyjnej moduł sprężystości E_s w normalnym przedziale temperatury ma wartość 206 GPa (według normy [122]) bez względu na rodzaj stali, posiadający różną wytrzymałość charakterystyczną. W betonie wartość modułu sprężystości E_c uzależniona jest wieloma czynnikami i może wynosić od 27 GPa do 41 GPa dla klas betonu określonej w normie [126]. O ile normowa wartość modułu sprężystości stali E_s pokrywa się z rzeczywistością, to w przypadku betonu przypisane klasie betonu normowe moduły mogą różnić się w rzeczywistości. Potwierdzają to wyniki badań betonu stosowanego w mostach, opisane w punktach 4.4.5 i 4.5.6.3, gdzie wykazano wzrost rzeczywistego modułu o około 20 %. Wynika to z faktu, że wartość modułu sprężystości betonu E_c zmienia się w zależności od rodzaju i objętości zastosowanego kruszywa oraz objętości hydratyzowanego zaczynu cementowego [109]. Istotny wpływ na wzrost modułu sprężystości betonu ma również gęstość zastosowanego kruszywa.

Z każdym naprężeniem związane jest zawsze odkształcenie, które w próbnych obciążeniach decyduje wprost o wartościach mierzonych przemieszczeń (ugięć) od krótkotrwałego obciążenia. Autorzy pracy [45] stwierdzają, że dla celów praktycznych można przyjąć liniową zależność σ-ε w zakresie wartości naprężeń od zera do 0,3 ÷ 0,5 naprężeń niszczących betonu. Takie założenie uznają za bliskie rzeczywistości. Naprężenia rzeczywiste w betonie od obciążeń ciężarem własnym i wyposażeniem mostu wraz z krótkotrwałym obciążeniem próbnym nie przekraczają podanych wartości.

W ogólności moduł sprężystości E to stosunek przyrostu naprężenia $\Delta\sigma$ do wywołanego nim przyrostu odkształcenia $\Delta\varepsilon$. Miarą modułu sprężystości betonu E_c według [45] będzie zawsze nachylenie stycznej lub siecznej do wykresu σ-ε. Teoretyczną zależność przy pierwszym, statycznym, jednoosiowym obciążeniu przedstawiono na podstawie trzech założeń na Rys. 6-9 według [4]:



Rys. 6-9 Idealizowane wykresy naprężenie – odkształcenie σ-ε przy ściskaniu na podstawie [4], do analizy konstrukcji według EC2 (lewa strona), ogólne założenia „paraboli madryckiej" (środek), wykres paraboliczno-prostokątny według normy polskiej (prawa strona)

Przybliżenie relacji naprężenie–odkształcenie σ-ε zgodne z założeniami w Eurokodzie 2, posłużyło do wyznaczania rzeczywistych siecznych modułów sprężystości betonu E_{cm}.

W zależności od zakresu relacji σ-ε rozróżnić można trzy rodzaje modułu sprężystości betonu [45]:

- początkowy (dynamiczny) moduł sprężystości E_{b0}, którego wartość jest równa tangensowi kąta nachylenia stycznej do krzywej σ-ε w początku układu współrzędnej (Rys. 6-10):

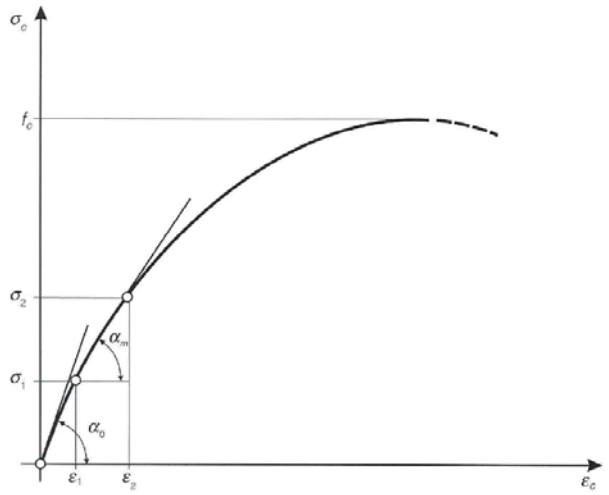
$$E_{b0} = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_{\varepsilon \to 0} \tag{6-4}$$

- sieczny, tzw. średni moduł sprężystości betonu E_{cm} w umownym przedziale naprężeń, którego wartość jest równa tangensowi kąta nachylenia siecznej do krzywej σ-ε (Rys. 6-10):

$$E_{cm} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \tag{6-5}$$

- styczny (chwilowy) moduł sprężystości betonu E_{cn}, którego wartość jest równa tangensowi kąta nachylenia stycznej do krzywej w dowolnym jej punkcie (Rys. 6-10):

$$E_{cn} = \left(\frac{d\sigma_i}{d\varepsilon_i} \right)_{\varepsilon \to i} \tag{6-6}$$



Rys. 6-10 Geometryczna interpretacja umownych modułów sprężystości na podstawie [4]

W projektowaniu konstrukcji według Eurokodu 2 [36] stosuje się sieczny moduł sprężystości betonu E_{cm}, określony przez naprężenia ściskające σ_1 = 0,5MPa i σ_1 = 0,4 f_{cm}. Zgodnie z normą [36] przyporządkowane klasom wytrzymałości betonu, wartości siecznego modułu sprężystości E_{cm} (GPa) określono z zależności:

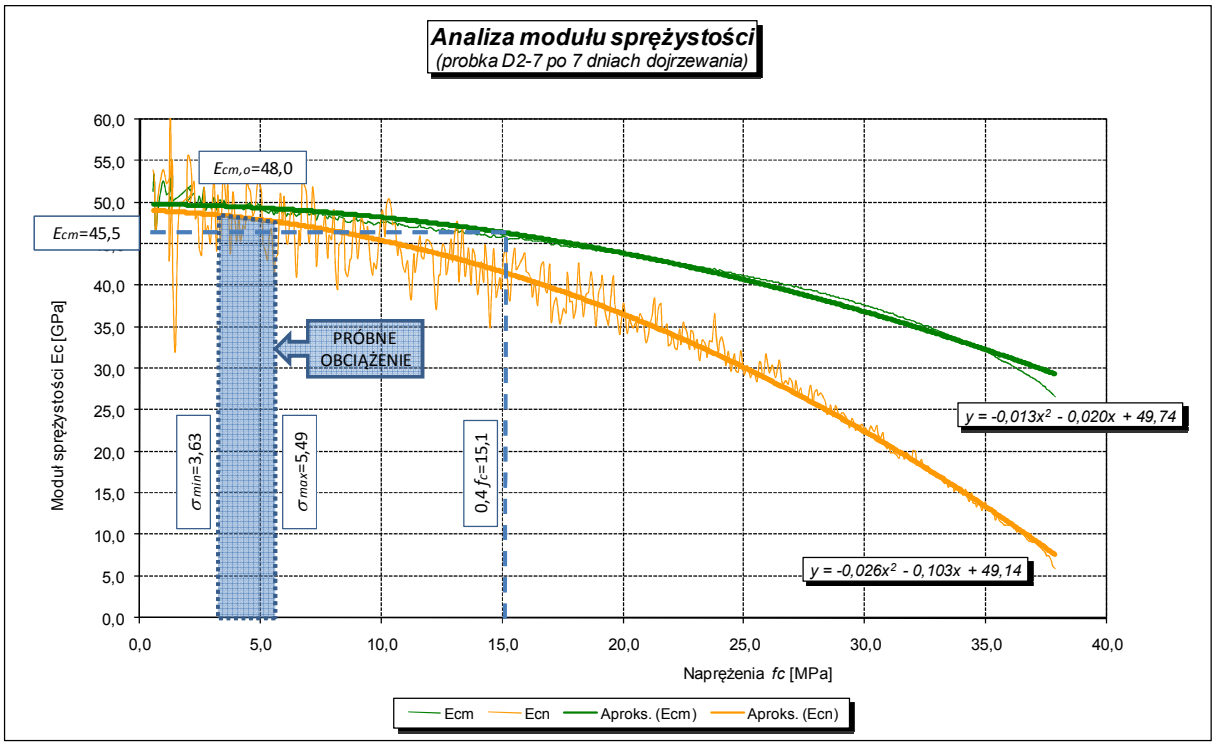
$$E_{cm}[GPa] = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}[MPa]}{10} \right)^{0,3} \tag{6-7}$$

W próbnych obciążeniach mostów betonowych mamy do czynienia z minimalnym naprężeniem σ_{min} od obciążenia ciężarem własnym i wyposażenia oraz zewnętrznym obciążeniem od sprężenia. Wartości tej odpowiada odkształcenie betonu powiększone zjawiskami reologicznymi powstałymi w okresie od betonowania do badania odbiorczego. Po wprowadzeniu obciążenia próbnego na badany obiekt, następuje przyrost naprężenia do umownej wartości σ_{max} od krótkotrwałego obciążenia. W związku z tym, mamy do czynienia z przedziałem naprężeń od σ_{min} do σ_{min}, któremu odpowiada sieczny, przedziałowy moduł sprężystości betonu $E_{cm.o}$.

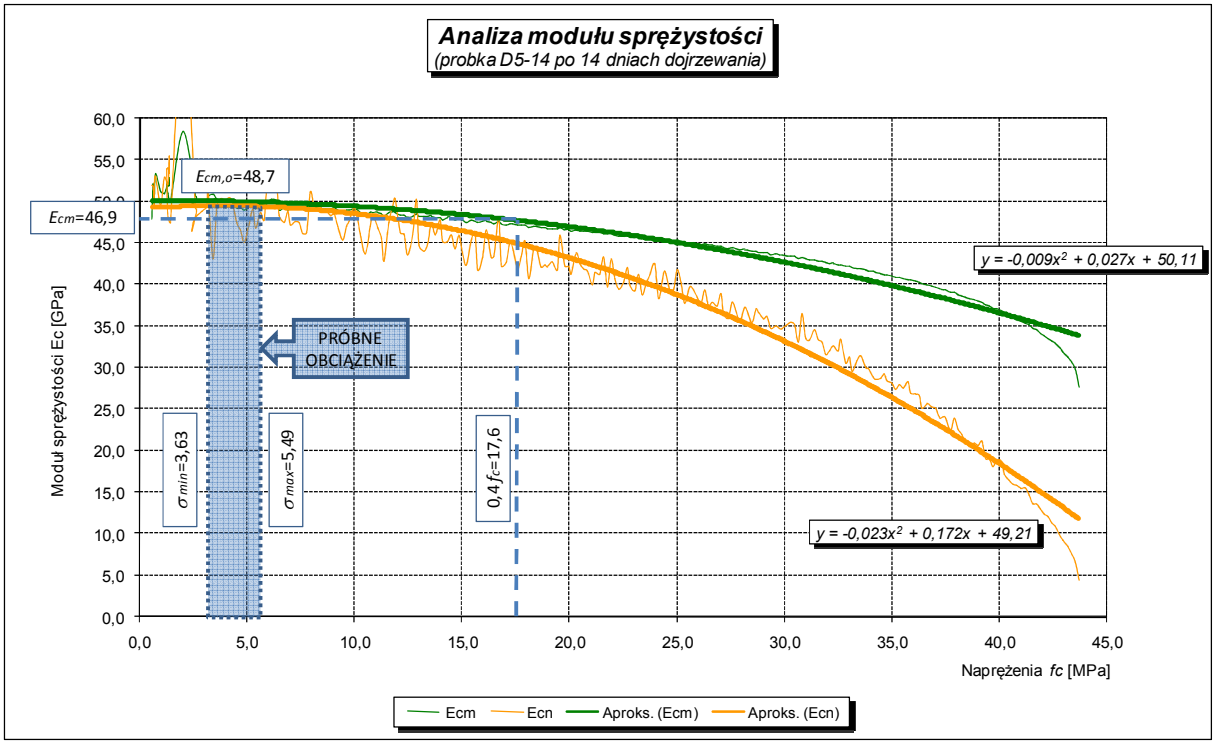
Na podstawie wyników badań betonu przedstawionych w punkcie 4.4 przeprowadzono analizę zmierzającą do określenia różnic między proponowanym przez Eurokod 2 [36] wyznaczaniem siecznego modułu sprężystości betonu E_{cm} przy naprężeniach σ_1 = 0 i σ_1 = 0,4 f_{cm}, a siecznym modułem sprężystości betonu $E_{cm.o}$ od krótkotrwałego obciążenia próbnego wyznaczanego w przedziale naprężeń od σ_{min} do $\sigma_{max.}$ Na Rys. 6-11, Rys. 6-12, Rys. 6-13 i Rys. 6-14 przedstawiono wykresy z zaznaczonymi siecznymi modułami sprężystości betonu i stycznymi modułami sprężystości betonu próbek po 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania. Na każdy wykres naniesiono obliczony przedział naprężeń od obciążeń charakterystycznych bezpośrednio przed próbnym obciążeniem i w trakcie obciążenia. W Tab. 6-1 zestawiono siły wewnętrzne i naprężenia występujące w typowym dwuprzęsłowym wiadukcie autostradowym, którego ustrój nośny składa się z dwóch szerokich belek trapezowych połączonych żelbetową płyta pomostową.

Tab. 6-1 Zestawienie charakterystycznych sił wewnętrznych z obliczonymi naprężeniami występującymi w obiekcie bezpośrednio przed próbnym obciążeniem i w trakcie badania

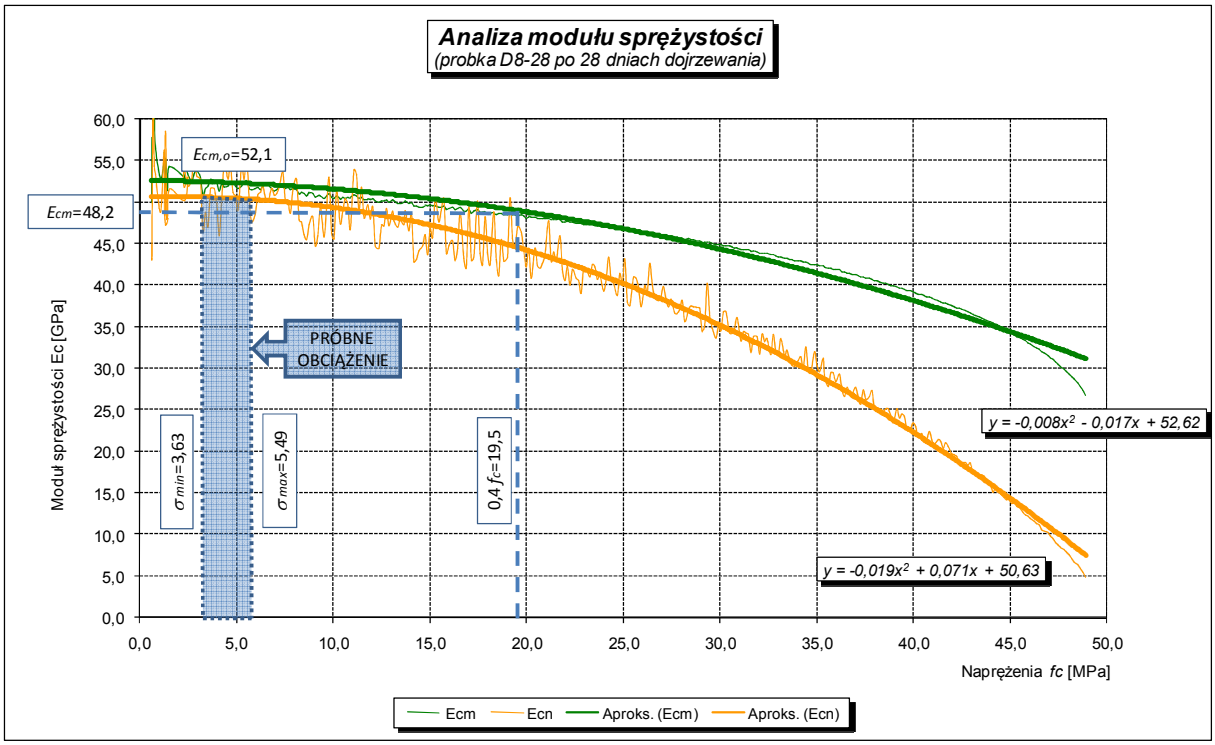
Belka	Mg	Mdg	Ms	Ns	Mp	σmin,char	σmax,char
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
A1	4771,2	1027,8	-8306,0	15681,0	2523,2	2,57	4,27
B1	5034,7	1084,6	-8306,0	15681,0	2535,9	2,79	4,50
A2	6437,6	1386,8	-8778,0	15709,0	2764,1	3,63	5,49
B2	6174,6	1330,1	-8778,0	15709,0	2722,6	3,41	5,25



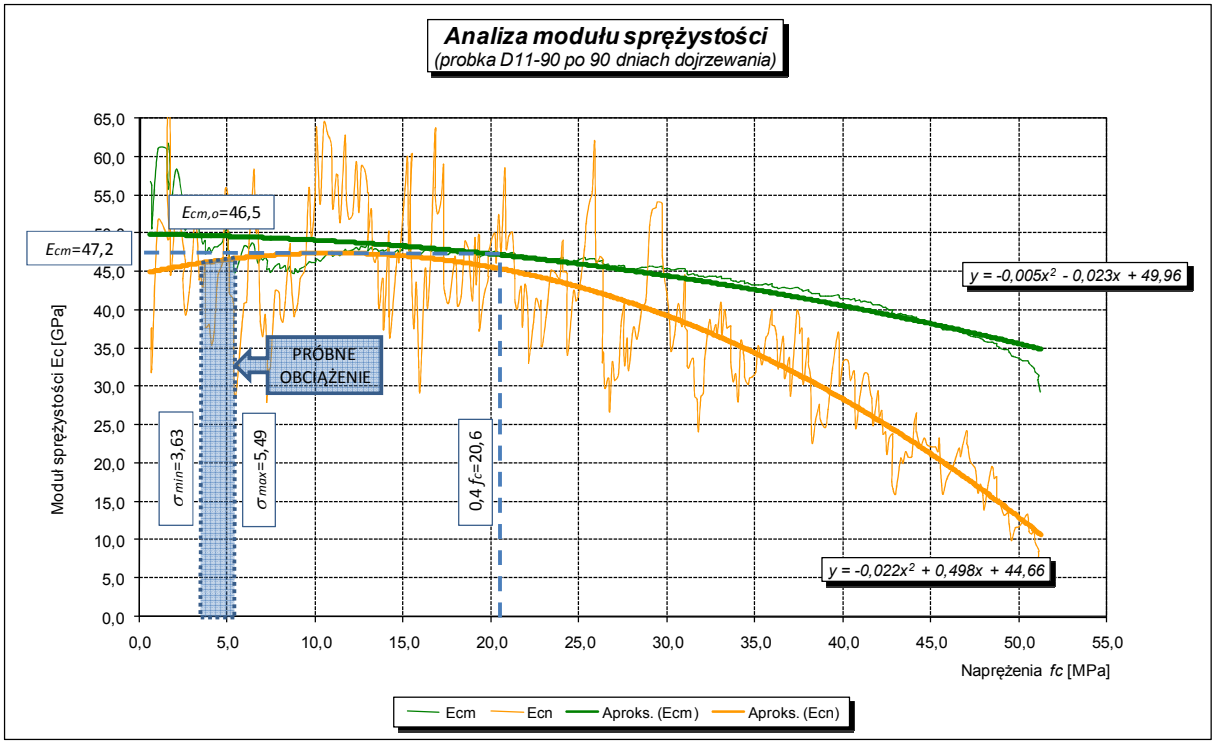
Rys. 6-11 Analiza siecznego i stycznego modułu sprężystości z zaznaczonym przedziałem naprężeń próbnych i odpowiadającym mu modułem sprężystości $E_{cm,o}$ dla betonu po 7 dniach dojrzewania



Rys. 6-12 Analiza siecznego i stycznego modułu sprężystości z zaznaczonym przedziałem naprężeń próbnych i odpowiadającym mu modułem sprężystości $E_{cm,o}$ dla betonu po 14 dniach dojrzewania



Rys. 6-13 Analiza siecznego i stycznego modułu sprężystości z zaznaczonym przedziałem naprężeń próbnych i odpowiadającym mu modułem sprężystości $E_{cm,o}$ dla betonu po 28 dniach dojrzewania



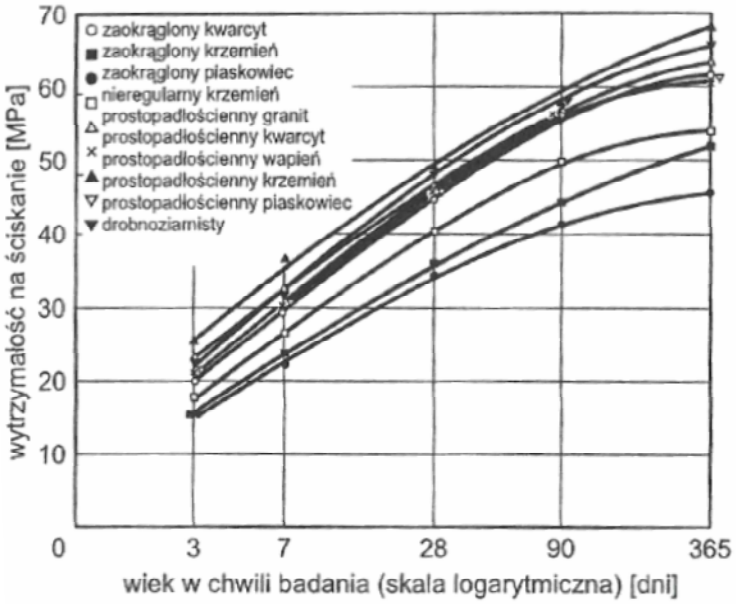
Rys. 6-14 Analiza siecznego i stycznego modułu sprężystości z zaznaczonym przedziałem naprężeń próbnych i odpowiadającym mu modułem sprężystości $E_{cm,o}$ dla betonu po 90 dniach dojrzewania

Obliczone w strefie ściskanej miarodajnego przekroju przęsłowego naprężenie od charakterystycznego obciążenia ciężarem własnym, wyposażeniem obiektu oraz obciążeniem zewnętrznym od sprężenia wyniosło σ_{min} = 3,63 MPa, a po wprowadzeniu krótkotrwałego obciążenia próbnego wartość ta wzrosła o 1,86 MPa do wartości σ_{max} = 5,49 MPa. Obliczonemu przedziałowi naprężeń odpowiada sieczny moduł sprężystości betonu $E_{cm,o}$ odpowiednio: 48,0 MPa po 7 dniach dojrzewania, 48,7 MPa po 14 dniach dojrzewania, 52,1 MPa po 28 dniach dojrzewania oraz 46,5 MPa po 90 dniach dojrzewania. W przypadku badania po 7, 14 i 28 dniach dojrzewania betonu wartość takiego modułu była wyższo odpowiednio o 5,5 %, 3,8 % i 8,1 %. Jedynie po 90 dniach dojrzewania betonu sieczny moduł sprężystości betonu obliczony dla przedziału naprężeń σ_{min} - σ_{max} nieznacznie zmniejszył się (o 1,5 %). Analiza ta potwierdziła, że w rzeczywistych warunkach pracy mostowych ustrojów nośnych opisanego typu, naprężenia ściskające w betonie są nieznaczne i w niewielkim zakresie zmieniają się przy obciążeniu próbnym. Dlatego można uznać wyznaczanie siecznego modułu sprężystości betonu E_{cm} przy naprężeniach σ_1 = 0 i σ_1 = 0,4 f_{cm} zgodnie z Eurokodem 2 za adekwatne na potrzeby próbnych obciążeń. Należy jednak podkreślić, że tak niski poziom naprężeń ściskających w przęsłowych przekrojach jest zasługą efektu sprężenia, gdzie otrzymane momenty przęsłowe od sprężenia redukują naprężenia ściskające w górnych włóknach przekroju. W żelbetowych ustrojach nośnych poziom charakterystycznych naprężeń ściskających w betonie będzie znacznie większy. Przeprowadzoną analizę modułów sprężystości należy przypisać ustrojom nośnych „typu 4".

Ponieważ w praktyce nie przeprowadza się ciągłej rejestracji odkształceń próbki betonowej poddanej badaniom niszczącym, dlatego nie jest możliwe na podstawie uzyskanej zależności σ-ε wyznaczyć siecznego modułu sprężystości betonu E_{cm}. Pozostaje więc określanie normowej wartości modułu sprężystości betonu na podstawie otrzymanej charakterystycznej wytrzymałości betonu po 28 dniach dojrzewania. Wartość taką powinno się zmodyfikować uwzględniając rzeczywisty czas dojrzewania betonu do momentu próbnego obciążenia obiektu. Wpływ wieku betonu na wytrzymałość opisano w kolejnym punkcie.

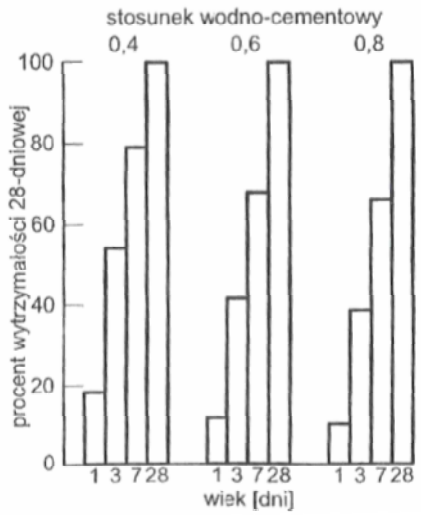
6.3 WPŁYW WIEKU BETONU NA WYTRZYMAŁOŚĆ

Znajomość rzeczywistej wytrzymałości betonu w chwili próbnego obciążenia obiektów mostowych jest szczególnie istotna przy analizie wyników takich badań. W praktyce pomiary takie przeprowadzane są najczęściej w okresie od dwóch miesięcy do jednego roku od betonowania. Powszechnie przyjmowany w konstrukcjach betonowy okres 28 dni naturalnego dojrzewania betonu, według autorów [4] [109] podyktowany był względami praktycznymi, a niektóre właściwości betonu są często odnoszone do tej wytrzymałości. Autor pracy [109] stwierdza, że nie ma naukowego uzasadnienia wyboru wieku 28 dni, a za przyczynę takiego okresu uznaje wolno uzyskiwaną wytrzymałość wczesnych cementów i konieczność zajścia znaczącej części procesu hydratacji. Jednak taki proces w betonie nie kończy się z upływem 28 dni dojrzewania, co potwierdzają liczne badania [22] [26][39] [40] [41] [53] [71] [76] [79] [85] [89] [112], lecz trwa nadal przez kilka miesięcy do kilku lat. Niezależnie od rodzaju zastosowanego kruszywa, wzrost wytrzymałości betonu w czasie jednego roku dla stosunku wodno-cementowego *w-c* = 0,5 przedstawia Rys. 6-15 [109]. Autor pracy [109] stwierdza, że wpływ rodzaju kruszywa na wytrzymałość zanika przy stosunku wodno-cementowym *w-c* = 0,65, efektem czego jest brak różnic w wytrzymałości betonu wykonanego ze żwiru i kruszywa łamanego.



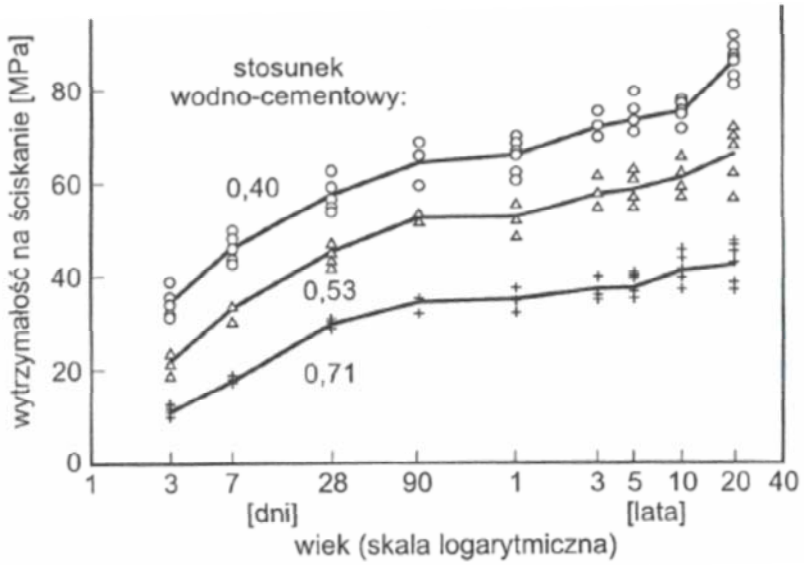
Rys. 6-15 Zależność między wytrzymałością na ściskanie i wiekiem betonów wykonanych z różnymi kruszywami dla stosunku wodno-cementowego *w-c* = 0,5 na podstawie [109]

Wpływ rodzaju cementu i wskaźnika *w/c* na wzrost wytrzymałości betonu w czasie omawia szczegółowo autor pracy [39] oraz [109]. Szybkość osiągania wytrzymałości przez beton zależy głównie od tych dwóch czynników. Mieszanki o niskim stosunku wodno-cementowym *w/c* uzyskują wytrzymałość, wyrażoną jako procent wytrzymałości długotrwałej, znacznie szybciej niż mieszanki o wysokim stosunku w/c. Względny przyrost wytrzymałości betonu w czasie o różnych stosunkach wodno-cementowych w/c przedstawia Rys. 6-16 [109].



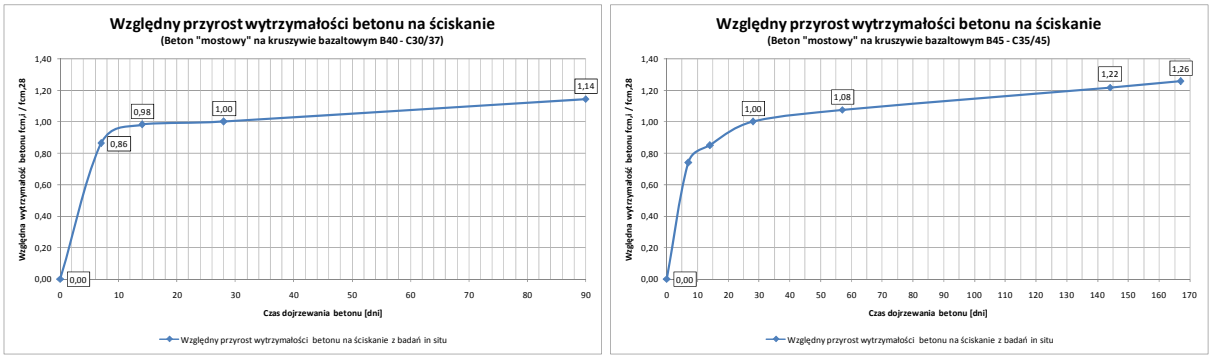
Rys. 6-16 Względny przyrost wytrzymałości betonów w czasie o różnych stosunkach wodno-cementowych *w-c* na podstawie [109]

W pracy [109] autor przedstawia dane z badań betonów o stosunku w/c odpowiednio 0,40, 0,53 i 0,71, których próbki przetrzymywano przez 20 lat w warunkach wilgotnych poddając w tym czasie badaniom niszczących. Wyniki tych badań pokazane na Rys. 6-17 [109], potwierdzają nawet kilkukrotny wzrost wytrzymałości betonu.



Rys. 6-17 Rozwój wytrzymałości betonu w okresie 20 lat (badania na kostkach 150 mm przechowywanych w warunkach wilgotnych na podstawie [109]

Autor pracy [39], powołując się na amerykańskie badania, wskazuje, że betony na współczesnych cementach szybko twardniejących mogą nie wykazywać tak znacznego zwiększenia wytrzymałości. W przypadku cementów stosowanych w mostownictwie, o większym stopniu zmielenia, zwiększenie wytrzymałości betonu przy funkcji czasu dążącej do nieskończoności dochodzi do 20 %. Własne badania betonu opisane w punkcie 4.4 o w/c = 0,44 i cemencie CEM I 42,5 MSR NA Warta wykazały wzrost wytrzymałości na ściskanie mostowego betonu o 14 % w okresie pomiędzy 28, a 90 dniem dojrzewania w warunkach wilgotnych Rys. 6-18. Nieco większy przyrost otrzymano dla betonu opisanego w punkcie 4.5.6, gdzie w okresie pomiędzy 28 i 167 dniem dojrzewania betonu w warunkach wilgotnych wzrost wytrzymałości na ściskanie wyniósł 26 % Rys. 6-18.



Rys. 6-18 Względny przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie 90 dni (lewa strona) i 167 dni (prawa strona) otrzymany z dwóch niezależnych badań własnych

Powyższe wyniki potwierdzają konieczność uwzględniania przyrostu wytrzymałości betonu w czasie, a co za tym idzie jednoczesnego wzrostu sztywności w badaniach odbiorczych betonowych mostów. Autorzy pracy [4] uznają w praktyce wytrzymałość betonu po 90 dniach dojrzewania za ostateczną, którą należy uwzględniać, gdy pełne obciążenie konstrukcji przewidziane jest nie wcześniej niż po 3 miesiącach. W okresie 28-90 dni proponują przyrost liniowy wytrzymałości betonu (w jednostce MPa) równy:

$$f_{cm}(t) = f_{cm,28} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (t - 28)\right] \tag{6-8}$$

gdzie t jest liczbą dni z temperaturą co najmniej +10°C, a α określa aktywność cementu w tym okresie przyjmując wartość 0,002 dla cementów portlandzkich klasy 32,5 oraz wartość 0,001 dla cementów wyższych klas.

Wynikający ze wzoru (6-8) przyrost wytrzymałości w granicach 6-12 % jest przewidywaniem ostrożnym, co potwierdzają wyniki przedstawione na Rys. 6-18.

Eurokod 2 [36] zaleca bardziej uniwersalne wyrażenie na określenie przyrostu wytrzymałości w czasie. Przy średniej temperatury t = +20°C i warunków dojrzewania określonych w [119], wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{cm}(t)$[MPa] może być oszacowana na podstawie relacji:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{6-9}$$

z

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \tag{6-10}$$

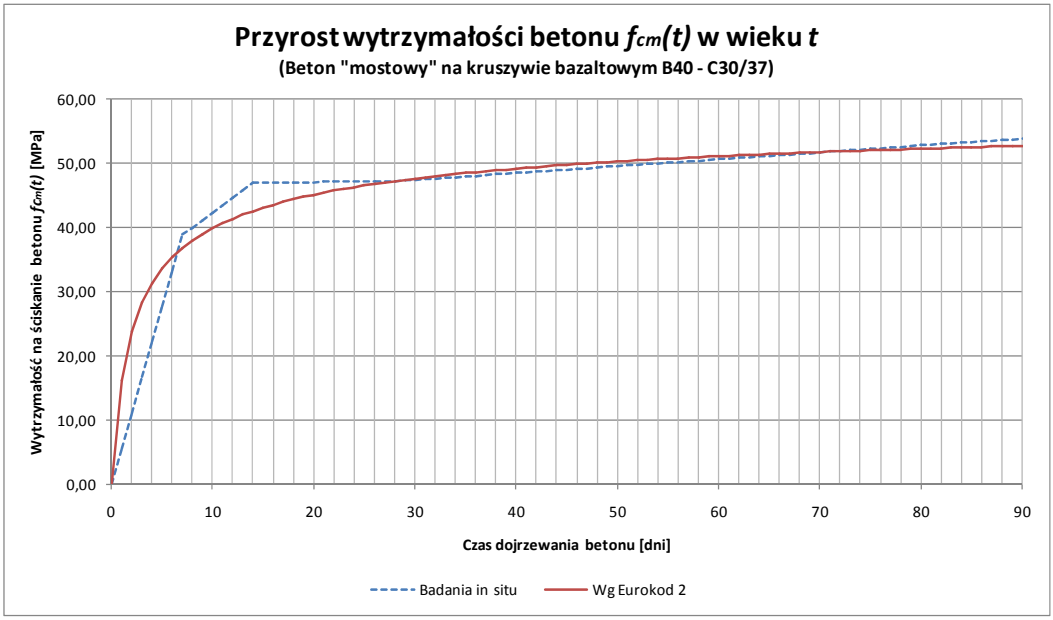
gdzie $\beta_{cc}(t)$ jest współczynnikiem zależnym od wieku betonu t, t jest wiekiem betonu wyrażonym w dniach, a s jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu według Tab. 6-2.

Tab. 6-2 Wartości współczynnika *s* zależnego od rodzaju cementu na podstawie EC2 [36]

L.P.	Rodzaj cementu zast. w betonie	Współczynnik
		s
1	Szybkotwardniejący cement o wysokiej wytrzymałości (R): CEM 42,5 R, CEM 52,5	0,20
2	Normalnie i szybkotwardniejący cement (N): CEM 32,5 R, CEM 42,5	0,25
3	Wolno twardniejący cement (S): CEM 32,5	0,38

Podany wzór (6-9) ma praktyczne zastosowanie w próbnych obciążeniach mostów, gdzie badania odbywają się w różnym odstępie czasu od betonowania. Podstawą do określania rzeczywistej sztywności betonowych ustrojów nośnych są wyniki wytrzymałościowe betonu po 28 dniach dojrzewania, które przekazuje laboratorium badań betonu. Prognozowaną wartość modułu sprężystości betonu uwzględnia się w modelu (MOPZ) z wykorzystaniem wzoru (6-9). Sposób wyliczania tego parametru omówiony zostanie w punkcie (6.6).

W celu zilustrowania rozwoju wytrzymałości na ściskanie, na Rys. 6-19 pokazano przyrost wytrzymałości betonu $f_{cm}(t)$ w wieku t otrzymany z własnych badań in situ opisanych w punkcie 4.4 i uzyskany z wykorzystaniem wzoru (6-9). Z rysunku wynika, że badany beton w okresie większym od 28 dni dojrzewania pokrywa się z przyrostem wytrzymałości otrzymanym z wzoru (6-9). Wzrost wytrzymałości betonu w okresie 28-90 dni dojrzewania wyniósł 14 % w przypadku badań in situ, a według propozycji EC2 wzrost ten osiągną 12 %. Przeprowadzona analiza porównawcza rozwoju wytrzymałości betonu potwierdziła zbieżność tych wyników. Otrzymane wartości z wzoru (6-9) można uznać za adekwatne do uwzględniania wpływu czasu na rzeczywiste cechy betonu w analizie wyników próbnych obciążeń betonowych obiektów.



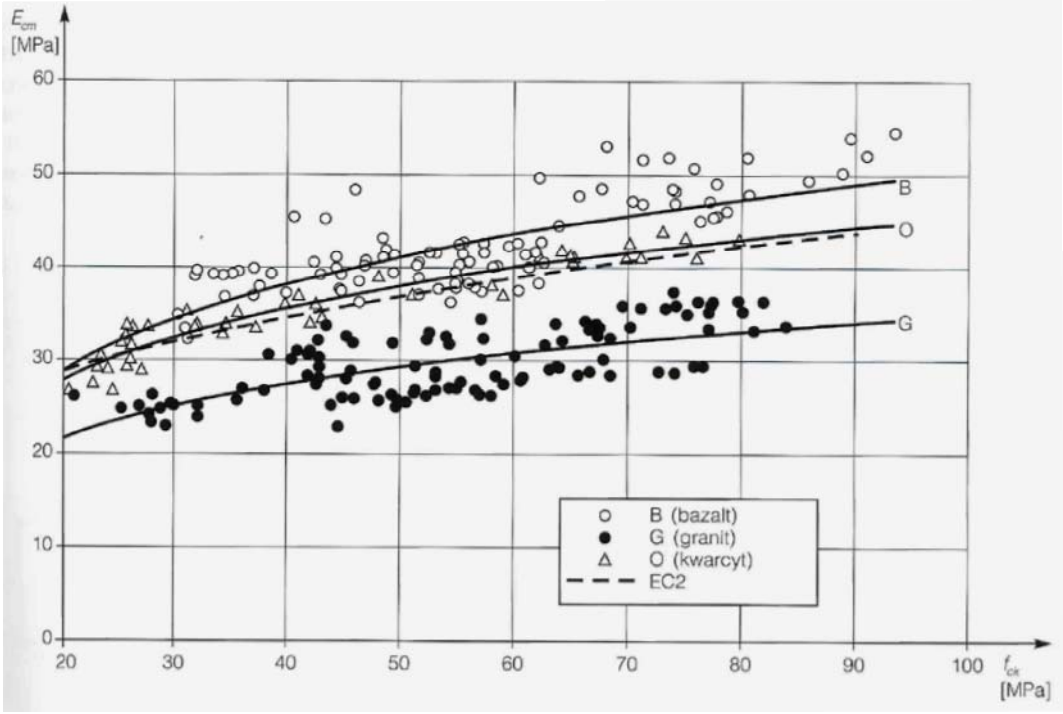
Rys. 6-19 Przyrost wytrzymałości betonu fcm(t) w wieku t otrzymany z badań In situ i na podstawie wytrzymałości 28-dniowej według EC2

6.4 WPŁYW RODZAJU KRUSZYWA NA MODUŁ SPRĘŻYSTOŚCI BETONU

Przebieg zależności σ-ε determinowany jest wieloma czynnikami, do których autorzy pracy [21] zaliczają skład betonu i właściwości jego składników, strukturę betonu i jego wiek, poziom naprężeń, szybkość obciążania i odciążania, szybkość przyrostu odkształceń i wilgotność materiału. Poprawne określenie charakterystyk odkształceniowych betonu jest więc problemem złożonym. Moduł sprężystości betonu mimo tych wieloczynnikowych uwarunkowań zależności σ-ε opisywany jest najczęściej w zaleceniach normowych i różnych propozycjach literatury technicznej w zależności od wytrzymałości na ściskanie [4][20][34][36]. Autorzy pracy [21] takie podejście uznają za słuszne w odniesieniu do betonów zwykłych, lecz już w przypadku betonów lekkich jest to znaczne uproszczenie. Betony stosowane w mostownictwie najczęściej zaliczane są do betonów zwykłych, więc opis taki można uznać za wystarczająco bliski.

Zależność modułu sprężystości betonu od rodzaju zastosowanego kruszywa jest silnie akcentowana w różnych pracach [3] [4] [21] [34] [36] [85] [109]. Fakt zróżnicowania odkształcalności betonu w zależności od rodzaju zastosowanego kruszywa uwzględniany jest najczęściej w propozycjach określania modułu sprężystości na podstawie wytrzymałości na ściskanie przez wprowadzenie do wzorów wielkości zależnej od gęstości pozornej lub współczynników związanych z rodzajem kruszywa.

Autorzy pracy [4] stwierdzają, że wartości siecznego modułu sprężystości betonu E_{cm} podawane w normach mogą być brane pod uwagę we wstępnych obliczeniach projektowych w przedziale użytkowych naprężeń w betonie. W rzeczywistości występują znaczne różnice wartości E_{cm} określonych doświadczalnie, nawet rzędu ± 25%, zależnie od kruszywa. Większe wartości tych modułów wykazują betony na kruszywach bazaltowych, niższe o kilka do kilkunastu procent – betony na kruszywie kwarcytowym lub dolomitowym, a jeszcze niższe (< 20%) – na kruszywach granitowych. Ilustrację różnic modułów sprężystości dla betonów na kruszywach najczęściej stosowanych w Polsce przedstawia Rys. 6-20 [4]. Stosowane w budowie ustrojów nośnych betony w większości przypadków posiadają kruszywo bazaltowe, co potwierdza konieczność uwzględniania znacznego wzrostu modułów rzeczywistych w analizie wyników próbnych obciążeń w modelach (MOPZ).



Rys. 6-20 Porównanie wyników badań E_{cm} dla betonów wysokich klas na różnych kruszywach na podstawie [4]; podano też krzywą odpowiadającą zaleceniom przepisów EC2

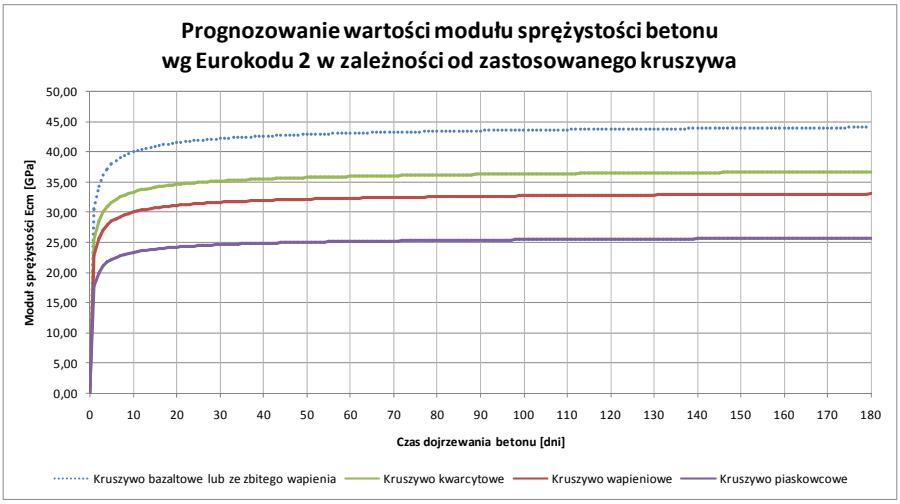
Zależność modułu sprężystości betonu od rodzaju zastosowanego kruszywa jest uwzględniana również w EC2 [36] przez współczynnik α_E. Moduł sprężystości E_{cm} dla betonów z innymi niż kwarcytowe kruszywami należy obliczać mnożąc wartości ze wzoru (6-7) przez współczynnik α_E o wartości podane w Tab. 6-3:

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \cdot \alpha_E \qquad [GPa] \tag{6-11}$$

Tab. 6-3 Wartości współczynnika α_E uwzględniającego rodzaj zastosowanego kruszywa w betonie na wartość modułu sprężystości na podstawie EC2 [36]

L.P.	Rodzaj kruszywa zast. w betonie	Współczynnik
		αe
1	Bazaltowe	1,2
2	Ze zbitego wapienia	1,2
3	Kwarcytowe	1,0
4	Wapieniowe	0,9
5	Piaskowcowe	0,7

Graficzną zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji czasu w zależności od rodzaju zastosowanego kruszywa obliczoną na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według Eurokodu 2 przedstawiono na Rys. 6-21.



Rys. 6-21 Prognozowana zależność siecznego modułu sprężystości betonu od czasu dojrzewania w zależności od zastosowanego kruszywa obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na podstawie Eurokodu 2

6.5 WPŁYW PIELĘGNACJI PRÓBEK NA WYTRZYMAŁOŚĆ I MODUŁ SPRĘŻYSTOŚCI BETONU

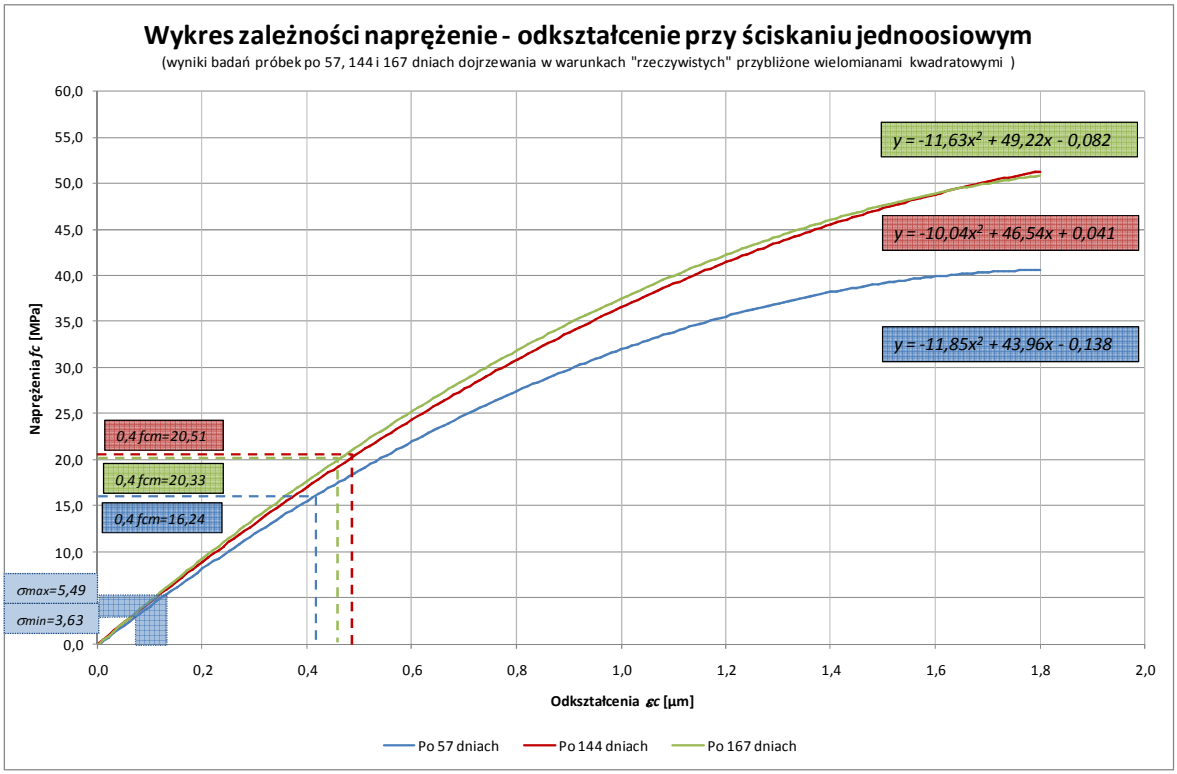
6.5.1 Wprowadzenie

Właściwości betonu są funkcją czasu i wilgotności zewnętrznej. Autor pracy stwierdza [109], że w celu uznania badań betonu za wiarygodne i porównywalne, należy przeprowadzać je w ściśle określonych warunkach. Badania betonu wykonuje się w różnych celach, ale zawsze podstawowymi są kontrola jakości i zgodność z wymaganiami technicznymi. Takie badania są rutynowe w procesie budowy obiektów betonowych i przeprowadza się je według obecnie obowiązujących norm [117] [118] [119] [124]. Próbki pielęgnowane zgodnie z wymienionymi przepisami w stanie „wilgotnym" (przechowywane w wodzie) można nazwać wzorcowymi. Na ich podstawie określa się klasę wytrzymałości betonu. Przeprowadzenie takich badań według ściśle określonych zaleceń umożliwia porównanie uzyskanych wielkości z wielkościami zalecanymi.

Jeśli jednak badanie betonu przeprowadza się w innym celu, stosując odstępstwa od zalecanego sposobu pielęgnacji, należy wówczas interpretować otrzymane wyniki indywidualnie. W pracy przeprowadzono równoległe badania niszczące betonu pielęgnowanego w wodzie i warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Eksperyment z otrzymanymi wynikami opisano w punkcie 4.5.6. Uzyskane różnice wytrzymałości betonu na ściskanie i siecznych modułów sprężystości równe około 20 % w zależności od warunków pielęgnacji wymagają dodatkowej analizy. Próbki pielęgnowane w temperaturze określanej przez ciągły pomiar we wnętrzu betonowego ustroju nośnego i wilgotności uzyskanej przez częściowe zalanie próbki wodą i zamknięcie szczelne w nieprzepuszczalnym worku, nazwano „rzeczywistymi". Należy przy tym podkreślić, że w takim badaniu dochodzi efekt skali. Otrzymane wyniki w pracy przyjęto jako możliwie bliskie rzeczywistym, które pozwoliły porównać wartości siecznego modułu sprężystości betonu uzyskanego z proponowanego przez EC2 przedziału naprężeń i przedziału naprężeń rzeczywistych bezpośrednio przed i w trakcie wprowadzenia pojazdów próbnych w badaniach odbiorczych mostów.

6.5.2 Wyniki

Na Rys. 6-22 przedstawiono wyniki badań niszczących próbek pielęgnowanych w opisanych powyżej warunkach „rzeczywistych" po 57, 144 i 167 dniach dojrzewania. Czas pielęgnacji pokrywa się z badaniem obiektu w trzech etapach jego budowy. Każdorazowo niszczono 6 próbek betonu, których wykresy zależności naprężenie – odkształcenie σ-ε przybliżono wielomianem kwadratowym o równaniach opisanych na Rys. 6-22 w zależności od czasu pielęgnacji. Wyznaczony proponowany przez EC2 [36] poziom naprężeń od 0,5 MPa do 0,4f_{cm} wyniósł odpowiednio: 16,24 MPa dla próbek badanych po 57 dniach, 20,51 MPa dla próbek badanych po 144 dniach i 20,33 MPa dla próbek pielęgnowanych 167 dni. Wartości naniesiono na wykres (Rys. 6-22). Jednocześnie pokazano na Rys. 6-22 przedział naprężeń występujący w konstrukcji bezpośrednio przed próbnym obciążeniem i w trakcie badania. Obliczone w punkcie (6.2.3) wartości naprężeń wynoszące σ_{min} = 3,63 MPa przed wprowadzeniem pojazdów próbnych i σ_{max} = 5,49 MPa po ich wprowadzeniu, posłużyły do wyznaczenia odpowiadających odkształceń ε_{min} i ε_{max} w zależności od okresu pielęgnacji z równań opisanych na Rys. 6-22.

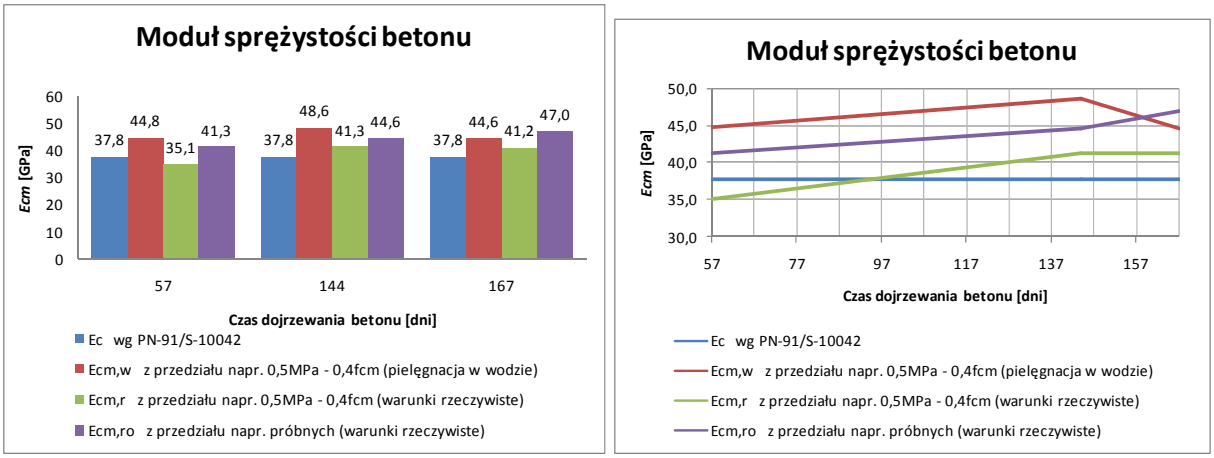


Rys. 6-22 Analiza wykresów zależności naprężenie – odkształcenie próbek betonu po 57, 144 i 167 dniach dojrzewania w warunkach „rzeczywistych" przybliżona wielomianami kwadratowymi o równaniach opisanych na rysunku z zaznaczonym przedziałem naprężeń próbnych i przedziałami obciążeń *0,4 f_{cm}*

W Tab. 6-4 zestawiono wartości siecznych modułów sprężystości betonu obliczonych w zależności od sposobu pielęgnacji próbek i przedziału naprężeń wraz z procentową różnicą w odniesieniu do normowej wartości modułu sprężystości. Dodatkowo w kolumnie pierwszej pokazano wiek betonu, po którym przeprowadzano badania niszczące. Wartość modułu sprężystości betonu wynosi E_c = 37,8 GPa według normy [126] i odpowiada projektowanej klasie betonu B45 (C35/45). Zamieszczone w Tab. 6-4 wartości siecznych modułów sprężystości betonu $E_{cm,w}$ i $E_{cm,r}$ obliczono z przedziału naprężeń od 0,5 MPa do 0,4 f_{cm} otrzymanych w badaniach próbek pielęgnowanych odpowiednio w wodzie i warunkach rzeczywistych. Dodatkowo w Tab. 6-4 przedstawiono wartości siecznych modułów sprężystości betonu $E_{cm,ro}$ obliczone z przedziału naprężeń próbnych σ_{min} i σ_{max} na podstawie wyników badań próbek betonowych pielęgnowanych w warunkach rzeczywistych. Na Rys. 6-23 przedstawiono wykresy otrzymanych modułów sprężystości betonu w funkcji czasu w zalezności od sposobu pielęgnacji betonu oraz przedziału naprężeń.

Tab. 6-4 Wartości modułów sprężystości obliczonych w zależności od sposobu pielęgnacji próbek i przedziału naprężeń oraz procentowe różnice względne w odniesieniu do normowej wartości modułu sprężystości

Wiek betonu	Moduł wg normy PN-91/S-10042	*Moduł wg EC2 z przedziału od 0,5MPa do 0,4fcm (woda)*		*Moduł wg EC2 z przedziału od 0,5MPa do 0,4fcm (rzecz.)*		*Moduł z przedziału naprężeń próbnych (rzecz.)*	
t	*Ec*	*Ecm,w*	*Ecm,w / Ec*	*Ecm,r*	*Ecm,r / Ec*	*Ecm,ro*	*Ecm,ro / Ec*
[dni]	[GPa]	[GPa]	[%]	[GPa]	[%]	[GPa]	[%]
57	37,8	44,8	18,5%	35,1	-7,1%	41,3	9,4%
144	37,8	48,6	28,6%	41,3	9,3%	44,6	17,9%
167	37,8	44,6	18,0%	41,2	9,0%	47,0	24,3%



Rys. 6-23 Wartości siecznych modułów sprężystości betonu w funkcji czasu w zależności od sposobu pielęgnacji i przedziału naprężeń na podstawie własnych badań

Otrzymany z relacji modułów $E_{cm,w}$ / E_c wzrost wartości wyniósł od 18,0 % do 28,6 % w zależności od okresu dojrzewania betonu w wodzie. Jednak relacja wartości modułu $E_{cm,r}$ otrzymana z tego samego przedziału naprężeń 0,5 MPa – 0,4f_{cm} przy pielęgnacji próbek w warunkach rzeczywistych do wartości normowej E_c wykazała spadek o 7,1 % po 57 dniach dojrzewania. Ta sama relacja w kolejnych okresach pielęgnacji wykazała wzrost odpowiednio o 9,3 % i 9,0 % po 144 i 167 dniach. Jednak otrzymane wartości modułów $E_{cm,r}$ dla betonu pielęgnowanego w warunkach rzeczywistych były znacznie mniejsze od wartości modułów $E_{cm,w}$ dla betonu pielęgnowanego w wodzie. Efekt pielęgnacji próbek w warunkach rzeczywistych należy uznać za adekwatny wówczas, gdy rozpatrzymy jednocześnie rzeczywisty przedział naprężeń w procesie próbnego obciążenia. Aspekty te uwzględniono przy wyznaczeniu siecznego modułu

sprężystości $E_{cm,ro}$, gdzie wartość tego modułu była wyższa od wartości normowej E_c odpowiednio o 9,4 % po 57 dniach pielęgnacji, o 17,9% po 144 dniach i o 24,3 % po 167 dniach. Na Rys. 6-23 przedstawiającym wszystkie wartości rozpatrywanych modułów widać zbliżanie się w funkcji czasu wartości modułu $E_{cm,ro}$ do wartości $E_{cm,w}$. Tak wyznaczone parametry dążą w czasie do bliskich sobie wartości i jednocześnie wykazują znaczny wzrost w stosunku do wartości normowej.

6.5.3 Wnioski

Badania potwierdziły równoważność wyników modułu sprężystości betonów $E_{cm,w}$ uzyskanego z zalecanego przez EC2 poziomu naprężeń i sposobu pielęgnacji próbek do wartości $E_{cm,ro}$ otrzymanych z rzeczywistego przedziału naprężeń próbnych dla próbek pielęgnowanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych.

Praktyczne zastosowanie wyznaczania siecznych modułów sprężystości betonu dotyczy wartości $E_{cm,w}$. Podyktowane jest to faktem, że na budowie pobrane próbki betonu przechowuje się w wodzie zgodnie z normą i bada stwardniały beton określając wytrzymałość na ściskanie (brak pomiaru odkształceń). Zespół badawczy dysponuje jedynie takimi wynikami, które wraz z interpretacją składu mieszanki betonowej służą wyznaczaniu modułu sprężystości w czasie. W kolejnym punkcie przeprowadzona zostanie analiza adekwatnego prognozowania wartości modułu sprężystości betonu na użytek próbnych obciążeń.

6.6 PROGNOZOWANIE WARTOŚCI MODUŁU SPRĘŻYSTOŚCI BETONU

6.6.1 Wprowadzenie

Przemiany strukturalne zachodzące w procesie hydratacji cementu wpływają na zmianę charakterystyk materiałowych betonu z intensywnością malejącą w miarę starzenia się materiału. Czas potrzebny do osiągnięcia dojrzałości betonu i stabilizacji jego właściwości fizycznych nie jest stały i zależy zarówno od składu mieszanki jak i od warunków środowiskowych pracy materiału [20].

Różnice między rzeczywistymi cechami mechanicznymi betonu w danym wieku (szczególnie wartości wytrzymałości na ściskanie oraz modułu sprężystości betonu), a ich wartościami normowymi w wieku 28 dni są duże, co potwierdzają otrzymane wyniki badań (punkt 4.4 i punkt4.5.6), sięgające nawet 40 %.

W praktyce badań odbiorczych mostów betonowych, jak wspomniano wcześniej, dysponuje się jedynie raportem z badań wytrzymałości betonu. Zmiany modułu sprężystości w czasie twardnienia betonu można jedynie powiązać ze zmianami wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania.

Posiadając badania własne betonów „mostowych" po 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania w warunkach laboratoryjnych (punkt 4.4), porównano otrzymane wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku z kilkoma propozycjami prognozowania takiej wartości oraz normową wartością modułu sprężystości E_c = 36,4 GPa, odpowiadającej klasie betonu B40 według [126]. Analiza porównawcza ma na celu wybranie adekwatnej propozycji prognozowania wartości modułu sprężystości betonu na potrzeby próbnych obciążeń mostów betonowych, gdzie występuje konflikt czasowy.

Na rysunkach od Rys. 6-24 do Rys. 6-29 między dwie ustalone krzywe (z badań własnych i według normy PN-91/S-10042 [126]) wkreślono każdorazowo krzywą prognozowaną na podstawie tytułowego źródła, uwzględniającą wiek betonu i rodzaj zastosowanego kruszywa.

6.6.2 Propozycja według Eurokodu 2

Moduł sprężystości betonu według propozycji Eurokodu 2 [36], w zależności od wieku można oszacować na podstawie zależności:

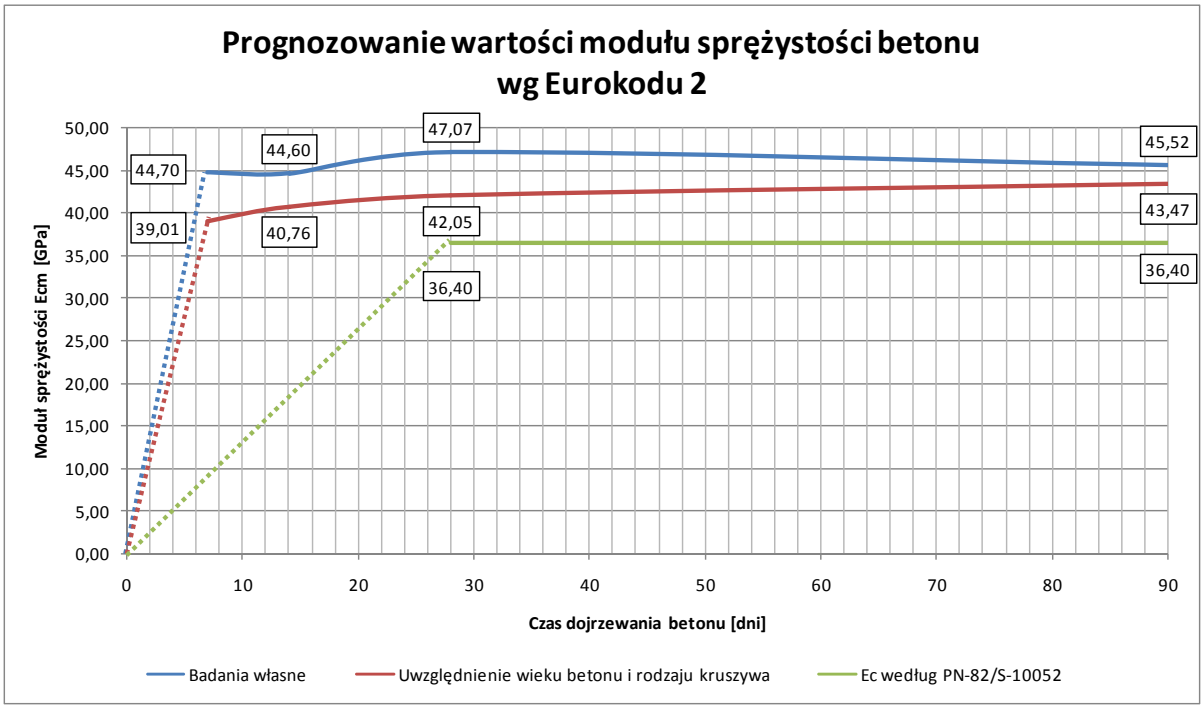
$$E_{cm}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right]^{0,3} \cdot E_{cm} \qquad [GPa] \tag{6-12}$$

Podstawiając do powyższego wzoru wartości $f_{cm}(t)$ [MPa], f_{cm} [MPa] i E_{cm} [GPa], opisane wzorami (4-2) (6-7) (6-9) i uwzględniając wpływ rodzaju kruszywa, otrzymujemy końcowy wzór prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie:

$$E_{cm}(t) = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \cdot e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)}\right)^{0,3} \cdot \alpha_E \qquad [GPa] \tag{6-13}$$

gdzie f_{cm} jest średnią wytrzymałością 28-dniową betonu na ściskanie w [MPa], s jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu wartościach podanych w Tab. 6-2, t jest wiekiem betonu ≥ 7 w dniach i α_E jest współczynnikiem uwzględniającym rodzaj kruszywa o wartościach podanych w Tab. 6-3.

Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według Eurokodu 2 [36] wraz z normową wartością modułu przedstawiono na Rys. 6-24.



Rys. 6-24 Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według Eurokodu 2 [36]

6.6.3 Propozycja według CEB-FIP Model Code 1990

Nieco inną zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku na podstawie wytrzymałości 28-dniowej betonu proponuje przepis normowy CEB FIP Model Code 1990 [25]:

$$E_{cm}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{cm} \tag{6-14}$$

przy:

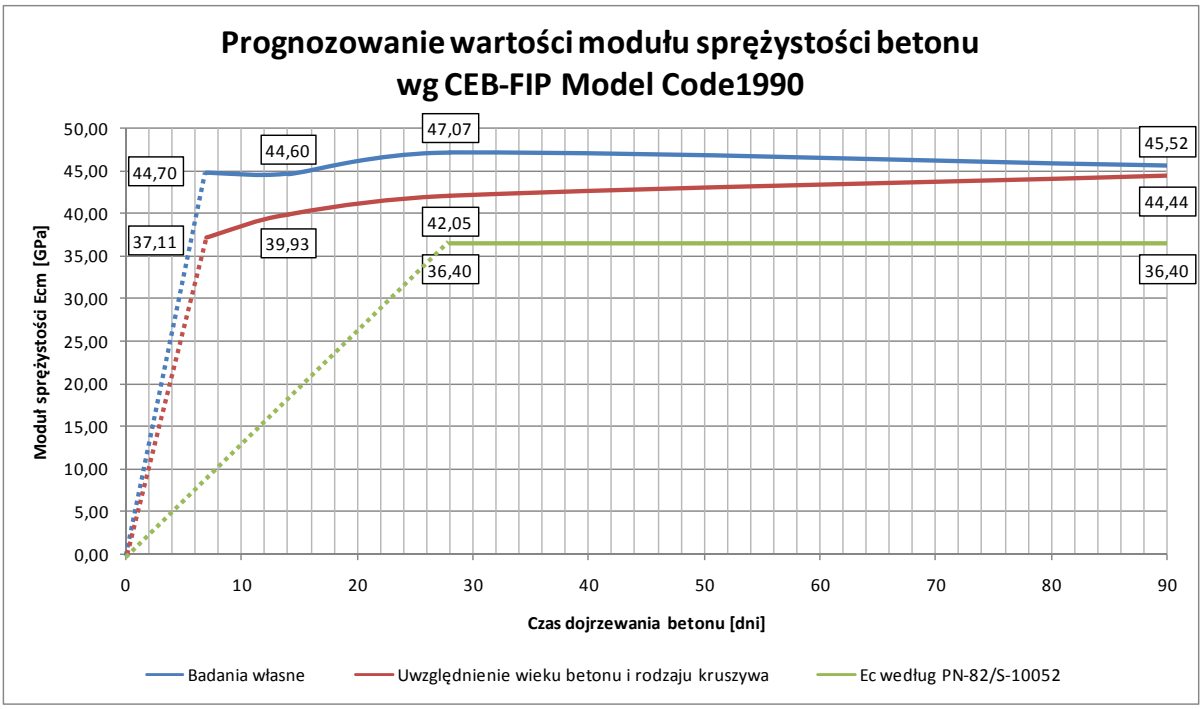
$$\beta_E(t) = \left[\beta_{cc}(t)\right]^{0,5} \tag{6-15}$$

Podstawiając do wzoru (6-14) wartość E_{cm}, opisaną wzorem (6-7), zależność (6-15) ze współczynnikiem zależnym od wieku betonu $\beta_{cc}(t)$ według wzoru (6-10) oraz uwzględniając wpływ rodzaju kruszywa, otrzymujemy końcowy wzór prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie:

$$E_{cm}(t) = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \cdot e^{0,5 \cdot s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \cdot \alpha_E \qquad [GPa] \tag{6-16}$$

gdzie f_{cm} jest średnią wytrzymałością 28-dniową betonu na ściskanie w [MPa], s jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu wartościach podanych w Tab. 6-2, t jest wiekiem betonu ≥ 7 w dniach i α_E jest współczynnikiem uwzględniającym rodzaj kruszywa o wartościach podanych w Tab. 6-3.

Powyższą zależność przedstawiono wraz z badaniami In situ i wartością normową na Rys. 6-25.



Rys. 6-25 Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według CEB-FIP Mode Code 1990 [25]

6.6.4 Propozycja według L.J. Parrott

Proponowana przez L.J. Parrott [57] zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji czasu na podstawie wytrzymałości betonu przedstawiono poniżej:

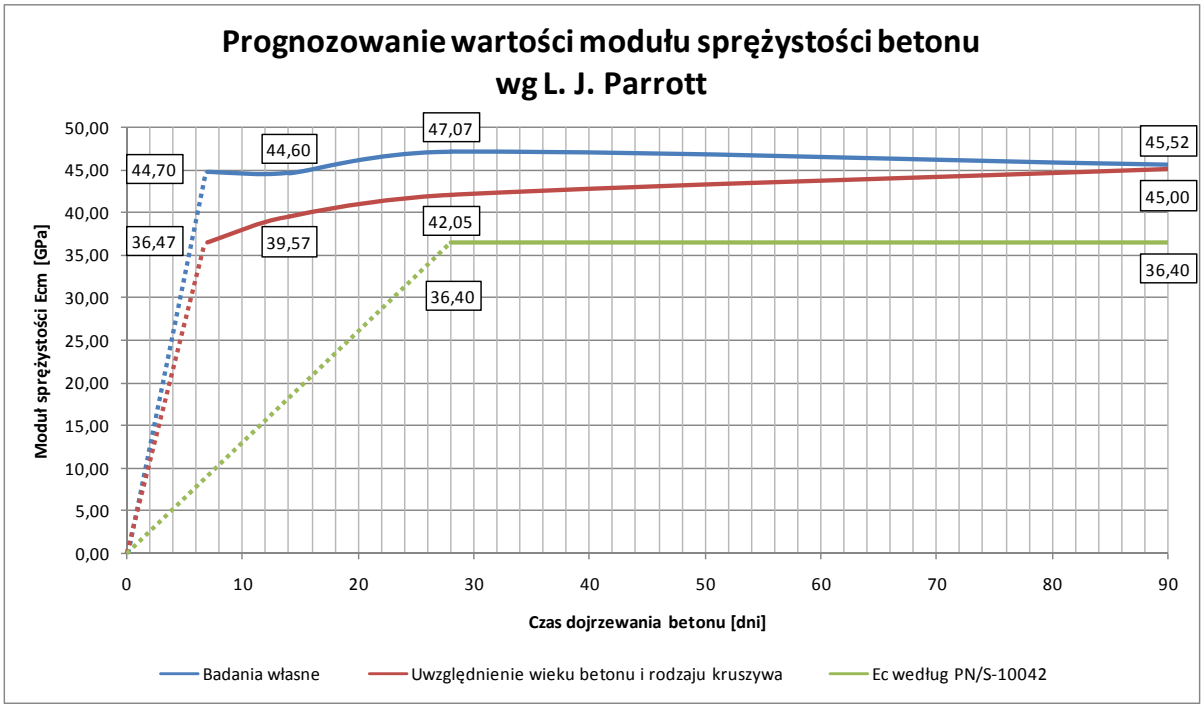
$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot \left[0{,}4 + 0{,}6 \cdot \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right] \tag{6-17}$$

Podstawiając do powyższego wzoru wartości $f_{cm}(t)$, f_{cm} w [MPa] i E_{cm} w [GPa], opisane wzorami (4-2) (6-7) (6-9) i uwzględniając wpływ rodzaju kruszywa, otrzymujemy końcowy wzór prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie:

$$E_{cm}(t) = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \cdot \left[0{,}4 + 0{,}6 \cdot e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)} \right] \cdot \alpha_E \qquad [GPa] \tag{6-18}$$

gdzie f_{cm} jest średnią wytrzymałością 28-dniową betonu na ściskanie w [MPa], s jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu wartościach podanych w Tab. 6-2, t jest wiekiem betonu ≥ 7 w dniach i α_E jest współczynnikiem uwzględniającym rodzaj kruszywa o wartościach podanych w Tab. 6-3.

Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według propozycji L. J. Parrott [57] wraz z normową wartością modułu przedstawiono na Rys. 6-26.



Rys. 6-26 Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według L. J. Parrott [57]

6.6.5 Propozycja według ACI Committee

Kolejna propozycja zależności siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku na podstawie wytrzymałości 28-dniowej betonu na ściskanie, według ACI Committee [1] ma następującą postać:

$$E_{cm}(t) = \sqrt{\frac{t}{a + b \cdot t}} \cdot E_{cm} \qquad [GPa] \tag{6-19}$$

gdzie t jest wiekiem betonu, a i b są współczynnikami uwzględniającymi rodzaj cementu.

Wzór na sieczny moduł sprężystości E_{cm} betonu uwzględniający rodzaj kruszywa w zależności od gęstości objętościowej, według ACI Committee [1] przedstawiono poniżej:

$$E_{cm} = 0{,}043 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\rho_c{}^3 \cdot f_{cm}} \qquad [GPa] \tag{6-20}$$

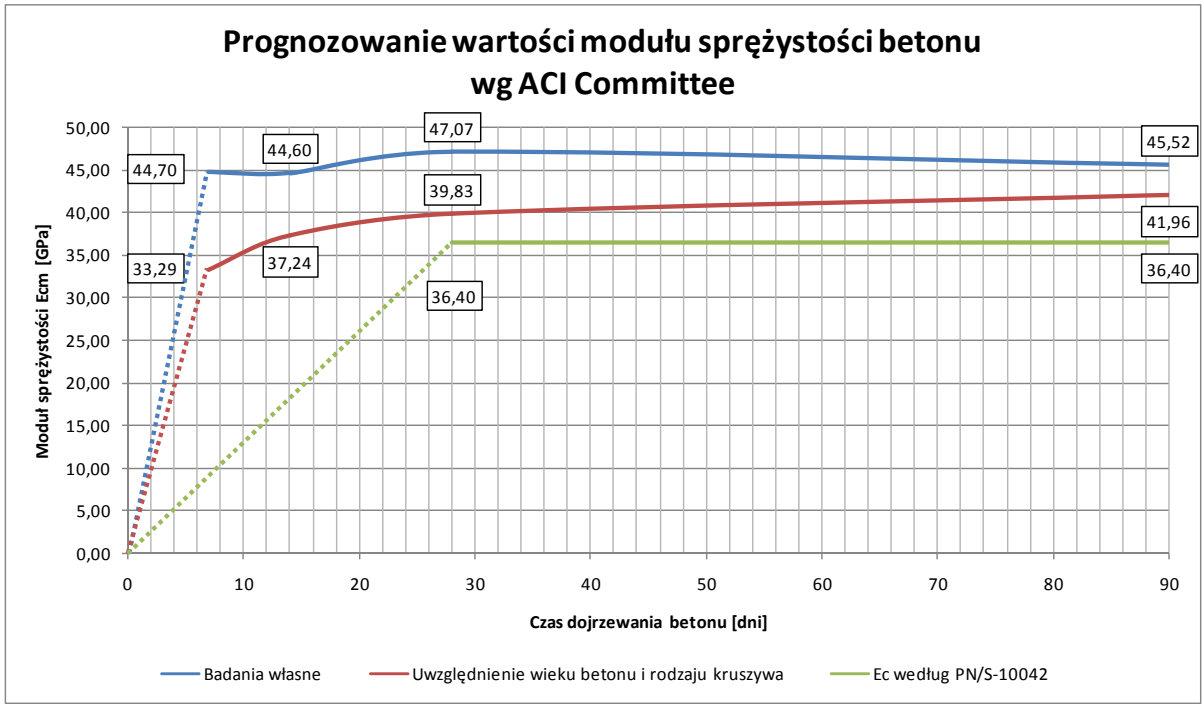
gdzie ρ_c jest gęstością betonu w kg/m^3.

Podstawiając do wzoru (6-19) powyższy wzór (6-20), otrzymujemy końcową zależność prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu z uwzględnieniem gęstości objętościowej betonu na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie:

$$E_{cm}(t) = 0{,}043 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\frac{t}{a + b \cdot t} \cdot \rho_c^3 \cdot f_{cm}} \qquad [GPa] \tag{6-21}$$

gdzie f_{cm} jest średnią wytrzymałością 28-dniową betonu na ściskanie w [MPa], t jest wiekiem betonu ≥ 7 w dniach, gęstość objętościowa betonu otrzymana z badań ρ_c = 2623 kg/m^3, współczynniki dla cementów portlandzkich wynoszą $a = 4{,}0$ i $b = 0{,}85$.

Wyniki zależności (6-21) na podstawie ACI Committee [1] przedstawiono na Rys. 6-27.



Rys. 6-27 Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według ACI Committee [1]

6.6.6 Propozycja według Japan Society of Civil Engineering Standard

Moduł sprężystości betonu według propozycji JSCE Standard [60], w zależności od wieku można oszacować na podstawie zależności:

$$E_{cm}(t) = 1{,}5 \cdot \psi(t) \cdot \sqrt{10 \cdot f_{cm}(t)} \qquad [GPa] \tag{6-22}$$

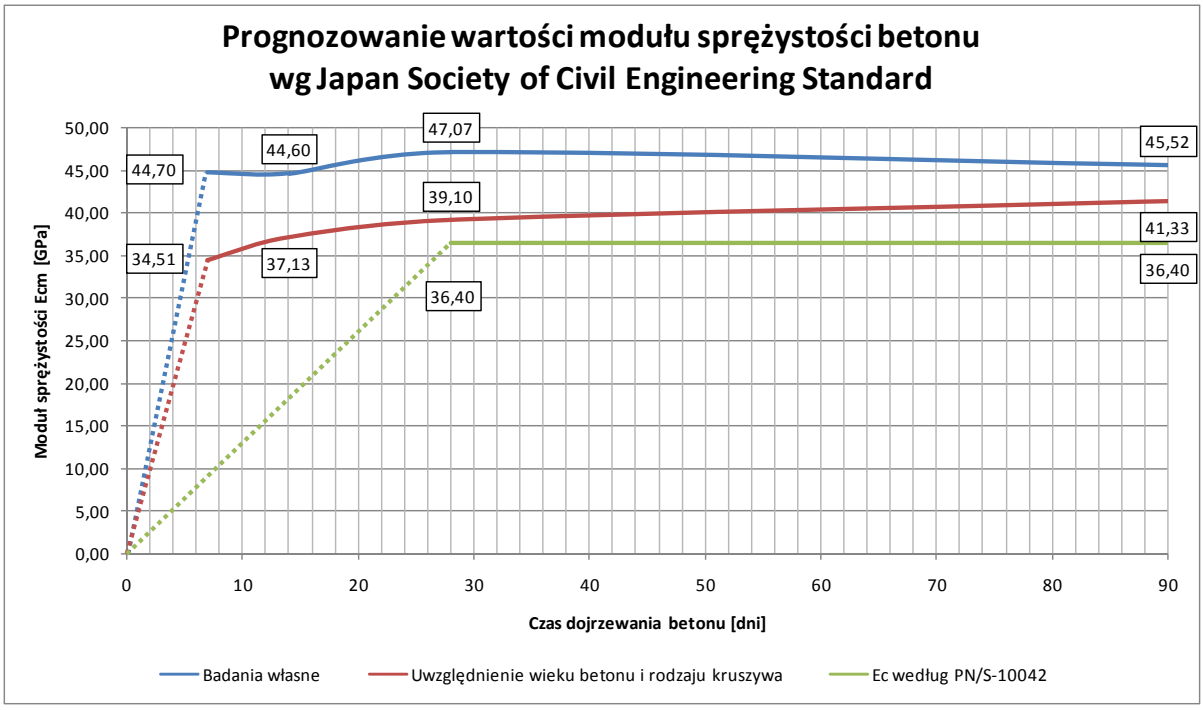
gdzie $\psi(t)$ jest współczynnikiem korekcyjnym wyrażającym wpływ podwyższonych temperatur twardnienia betonu, przyjmowany w zależności od wieku t betonu: dla t < 3dni $\psi(t)$=0,73; dla 3dni < t < 5dni $\psi(t)$=0,135t + 0,325; dla t > 5dni $\psi(t)$=1,0.

Podstawiając do powyższego wzoru wartości $f_{cm}(t)$ zgodnie z (6-9) i uwzględniając wpływ rodzaju kruszywa, otrzymujemy końcowy wzór prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie:

$$E_{cm}(t) = 1{,}5 \cdot \psi(t) \cdot \sqrt{10 \cdot f_{cm} \cdot e^{s\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)}} \cdot \alpha_E \qquad [GPa] \tag{6-23}$$

gdzie f_{cm} jest średnią wytrzymałością 28-dniową betonu na ściskanie w [MPa], s jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu wartościach podanych w Tab. 6-2, t jest wiekiem betonu w dniach i α_E jest współczynnikiem uwzględniającym rodzaj kruszywa o wartościach podanych w Tab. 6-3.

Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według JSCE Standard [60] wraz z normową wartością modułu przedstawiono na Rys. 6-28.



Rys. 6-28 Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji czasu otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według Japan Society of Civil Engineering Standard [60]

6.6.7 Propozycja według autorów Bogucka J., Grabiec-Mizera T. i Mroczkowski M.

Własną propozycję wartości siecznego modułu sprężystości betonu dla dowolnego czasu $t \geq 7$ dni przyjęli autorzy pracy [20] według następującej zależności:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot C \tag{6-24}$$

przy:

$$C = \alpha \cdot \left(1 - e^{-\lambda \cdot \tau^{\beta}}\right) \tag{6-25}$$

gdzie E_{cm} jest wartością modułu sprężystości betonu w wieku t = 28 dni określona na podstawie badań doświadczalnych lub danych normowych, a C jest współczynnikiem wieku betonu, α, λ, β są współczynnikami o wartościach podanych w Tab. 6-5.

Tab. 6-5 Wartości współczynników α, λ, β konieczne do ustalenia współczynnika wieku betonu C

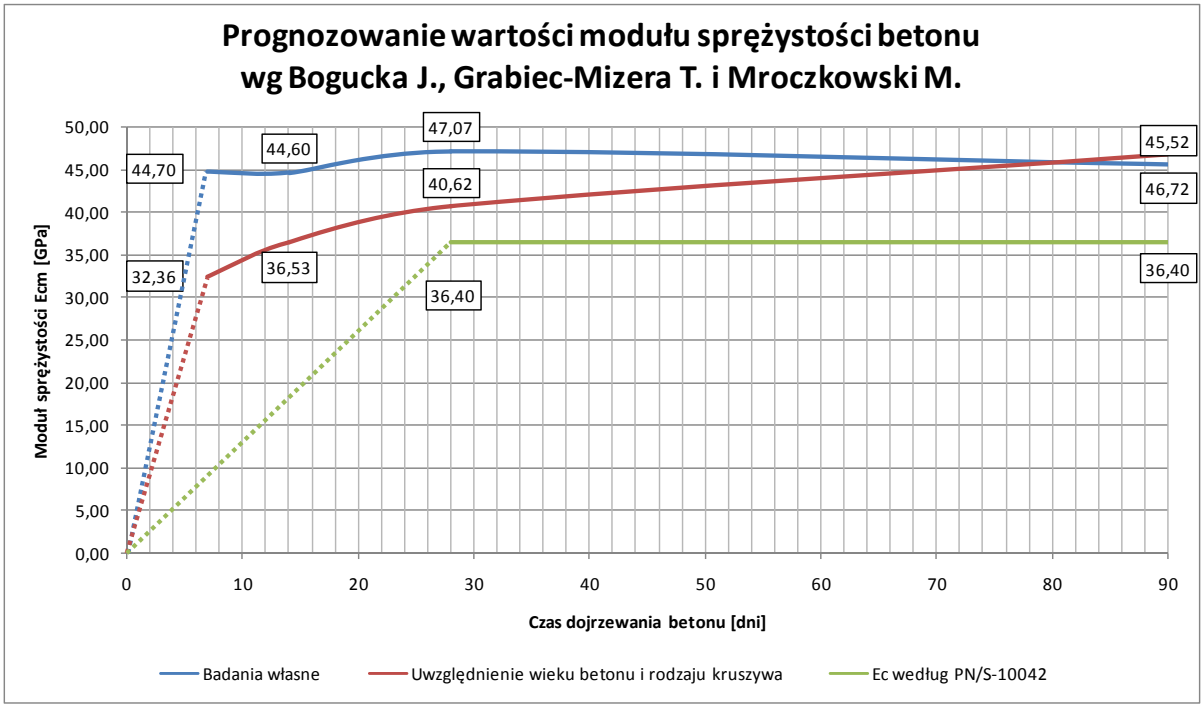
Moduł sprężystości betonu	Rodzaj betonu	Współczynnik		
		α	λ	β
Początkowy E_{co}	Zwykły	1,30	0,50	0,25
	Drobnoziarnisty			
Sieczny E_{cm}	Zwykły	1,30	0,50	0,30
	Drobnoziarnisty			

Podstawiając współczynnik C ze wzoru (6-25) do zależności (6-24) oraz wykorzystując wartość E_{cm} zgodnie z (6-11), otrzymujemy końcową zależność prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji czasu i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie:

$$E_{cm}(t) = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \cdot \left(1 - e^{-\lambda \cdot \tau^{\beta}}\right) \cdot \alpha_E \qquad [GPa] \tag{6-26}$$

gdzie f_{cm} jest średnią wytrzymałością 28-dniową betonu na ściskanie w [MPa], α_E jest współczynnikiem uwzględniającym rodzaj kruszywa o wartościach podanych w Tab. 6-3, a wartości współczynników α, λ, β podano w Tab. 6-5.

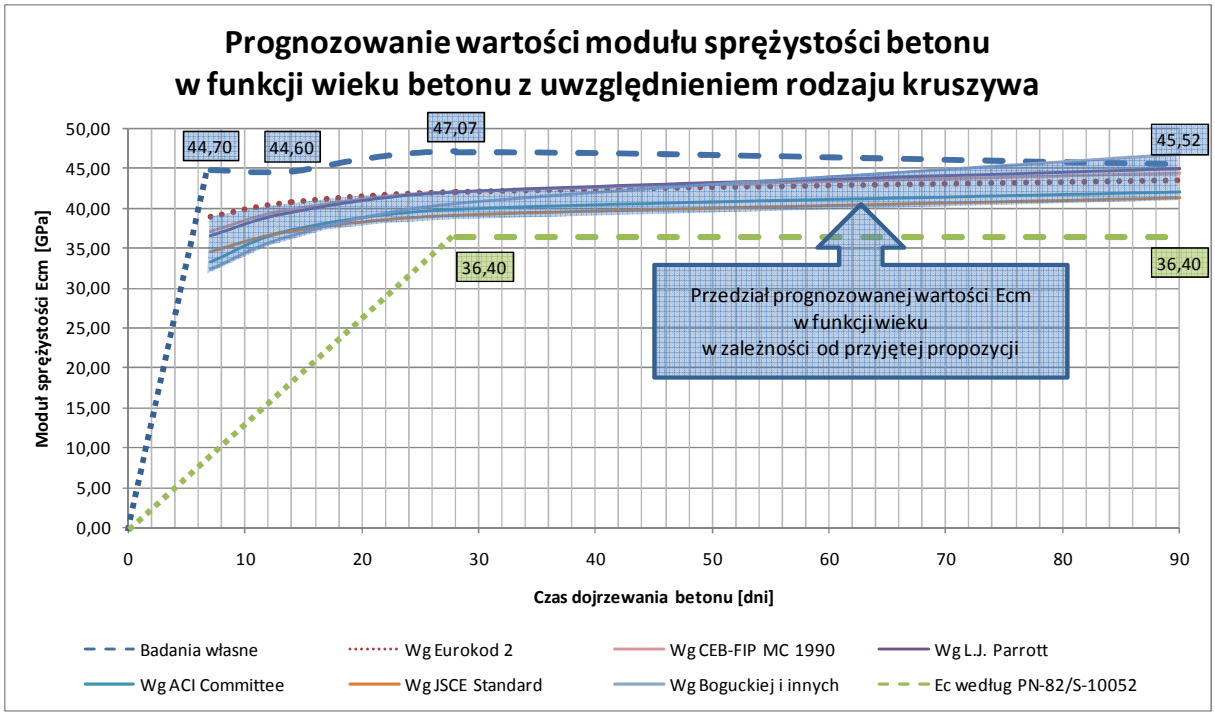
Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według propozycji autorów pracy [20] wraz z normową wartością modułu przedstawiono na Rys. 6-29.



Rys. 6-29 Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według autorów Bogucka J., Grabiec-Mizera T. i Mroczkowski M. [20]

6.6.8 Wnioski

Przedstawione sześć niezależnych propozycji prognozowania wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu porównano ze sobą na Rys. 6-30, gdzie dodatkowo pokazano zależność tej wartości z badań własnych i wartość normową odpowiadającą projektowanej klasie betonu B40 zgodnie z [126]. Wszystkie otrzymane wartości były większe od wartości normowej i jednocześnie mniejsze od wartości uzyskanych z badań własnych. Jedynie prognozowane według Boguckiej i innych [20] wartości modułów powyżej 81 dni dojrzewania betonu przekroczyły nieznacznie wartości z badań własnych.



Rys. 6-30 Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według sześciu różnych propozycji

Polska jest aktualnie w trakcie wdrażania norm europejskich, które w przyszłości zharmonizują w większości krajów europejskich stosowanie tych przepisów. Przedstawiona w pracy propozycja Eurokodu 2 [36] prognozowania wartości modułu sprężystości betonu w funkcji wieku z uwzględnieniem rodzaju kruszywa uznano za adekwatną w procesie badań odbiorczych mostów betonowych. Uzyskana zależność zgodnie z Eurokodem 2 [36] jest bliska z wartościami otrzymanymi z badań betonu „mostowego" (punkt 4.4). Analiza wyników z próbnych obciążeń mostów betonowych powinna uwzględniać wpływ wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa, a posiadane w praktyce jedynie wyniki badań wytrzymałościowych betonu po 28 dniach dojrzewania, czyni opisaną w punkcie 6.6.2 propozycję prognozowania za praktyczną. W dalszej części pracy do adekwatnej procedury modelowania obiektów rzeczywistych badanego typu wykorzystana będzie zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku na podstawie 28-dniowych badań wytrzymałości betonu.

6.7 PODSUMOWANIE

Przedstawiona w niniejszym rozdziale analiza zmian cech betonu potwierdziła wpływ wieku na wzrost rzeczywistej sztywności betonowych przęseł, który należy uwzględniać w analizie wyników próbnych obciążeń betonowych konstrukcji mostowych.

Beton „mostowy", spełniając wymaganą nasiąkliwość, mrozoodporność i wodoszczelność, charakteryzuje się niskim stopniem wodno-cementowym, stosowaniem cementów portlandzkich szybko twardniejących wysokich klas i kruszywa bazaltowego. Skład takiej mieszanki powoduje szybki wzrost wytrzymałości we wczesnym okresie dojrzewania, znacznie przekraczając w późniejszym okresie projektowaną wartość wytrzymałości betonu i siecznego modułu sprężystości betonu. Skutkuje to wzrostem rzeczywistej sztywności betonowych konstrukcji.

Przeprowadzona analiza porównawcza wzrostu wytrzymałości betonu „mostowego" w okresie 28-90 dni dojrzewania w warunkach laboratoryjnych uzyskana z badań in situ i otrzymana z propozycji Eurokodu 2, potwierdziła zbieżność tych wyników. Wzrost wytrzymałości betonu wyniósł 14 % w przypadku badań in situ, a według propozycji Eurokodu 2 wzrost ten osiągną 12 %. Otrzymane wartości z

propozycji Eurokodu 2 pozwalające uwzględniać wpływ wieku na wytrzymałość betonu uznano za adekwatne w analizie wyników próbnych obciążeń betonowych mostów.

Moduł sprężystości betonu mimo wieloczynnikowych uwarunkowań zależności σ-ε opisywany jest najczęściej w zaleceniach normowych i różnych propozycjach literatury technicznej w zależności od wytrzymałości na ściskanie. Sieczny moduł sprężystości betonu zależny od rodzaju zastosowanego kruszywa, wykazuje większą wartość przy zastosowaniu kruszywa bazaltowego. Ponieważ najczęściej takie kruszywo występuje w betonach „mostowych", uznano w pracy propozycję Eurokodu 2 do określenia modułu sprężystości na podstawie wytrzymałości na ściskanie przez wprowadzenie do wzorów współczynnika związanego z rodzajem kruszywa za adekwatny. Tak otrzymana wartość uwzględniana będzie w modelu obliczeniowym zweryfikowanym (MOPZ).

Badania potwierdziły równoważność wyników siecznego modułu sprężystości betonów $E_{cm,w}$ uzyskanego z zalecanego przez EC2 poziomu naprężeń i sposobu pielęgnacji próbek do wartości $E_{cm,ro}$ otrzymanych z rzeczywistego przedziału naprężeń próbnych dla próbek pielęgnowanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Praktyczne zastosowanie wyznaczania siecznych modułów sprężystości betonu dotyczy wartości $E_{cm,w}$. Podyktowane jest to faktem, że na budowie pobrane próbki betonu przechowuje się w wodzie zgodnie z obowiązującymi przepisami i bada stwardniały beton określając wytrzymałość na ściskanie (brak pomiaru odkształceń). Zespół badawczy dysponuje jedynie takimi wynikami, które wraz z interpretacją składu mieszanki betonowej służą wyznaczaniu modułu sprężystości w czasie.

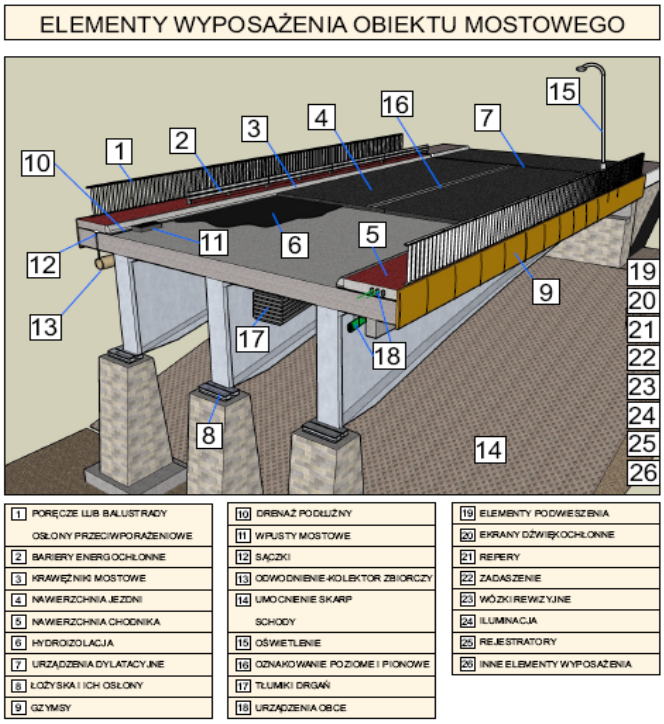
Przedstawione w rozdziale sześć propozycji prognozowania wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu, były większe od wartości normowej i jednocześnie mniejsze od wartości uzyskanej z badań własnych. Za adekwatną propozycję uznano prognozowanie według Eurokodu 2 wartości modułu sprężystości betonu w funkcji wieku z uwzględnieniem rodzaju zastosowanego kruszywa. W dalszej części pracy tak wyznaczana wartość modułu będzie przyjmowana w procedurze modelowania obiektów rzeczywistych.

7. ANALIZA WPŁYWU WYPOSAŻENIA BADANEGO OBIEKTU MOSTOWEGO

7.1 WPROWADZENIE

Wyposażenie mostów stanowi jeden z podstawowych elementów składowych obiektu mostowego, które ma istotny wpływ na funkcjonalność, jego trwałość i bezpieczeństwo użytkowe oraz estetykę. Zagadnienie to jest szeroko omawiane na cyklicznych konferencjach organizowanych przez Politechnikę Śląską [106].

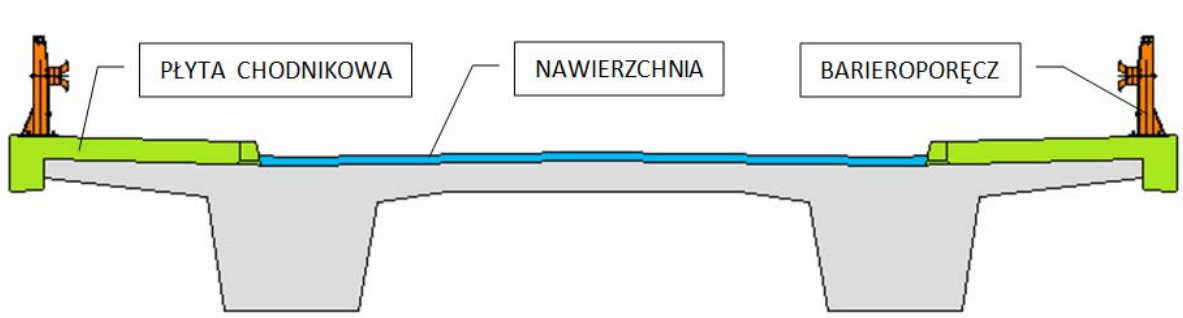
Ciągły rozwój techniki powoduje sukcesywny wzrost liczby elementów wyposażenia obiektów mostowych w stosunku do tradycyjnego wyposażenia stosowanego w przeszłości. Autor pracy [164] zestawił ich wykaz, których stosowanie podnosi bezpieczeństwo i komfort użytkowników.



Rys. 7-1 Wykaz obecnie stosowanych elementów wyposażenia obiektów mostowych na podstawie [164]

Badania odbiorcze obiektów mostowych przeprowadza się najczęściej po wykonaniu przewidzianych elementów wyposażenia. Część z wymienionych powyżej elementów, mimo że nie są elementami konstrukcyjnymi, wpływa na rzeczywistą sztywność przęseł (Rys. 7-2). Efekty tego współdziałania są widoczne w następujących elementach wyposażenia:

- płyta chodnikowa z gzymsem,
- nawierzchnia jezdni,
- bariery energochłonne, barieroporęcze i balustrady.



Rys. 7-2 Elementy wyposażenia wpływające na rzeczywistą sztywność obiektów mostowych typu 4

W praktyce projektowej nie uwzględnia się wyposażenia w procesie modelowania i obliczania charakterystyk geometrycznych przekrojów. Jest to oczywiste założenie, traktujące brak współpracy elementów wyposażenia z ustrojem nośnym. Jednak liczne wyniki badań odbiorczych betonowych obiektów [85] [87] [90] [130] [131] [150] [158] [159] [160] [161] [162] pokazują nam wzrost rzeczywistej sztywności ustroju nośnego o 30-50% w stosunku do teoretycznie wyznaczonej. Uzasadnienie tych różnic wymaga znajomości rzeczywistych cech fizycznych betonu w dniu badań (omówiony w punkcie 6) oraz wpływu wyposażenia. Częściowo za różnice sztywności rzeczywistego ustroju nośnego odpowiada konstrukcja chodnika, która w praktyce połączona jest z ustrojem nośnym poprzez pręty pętlicowe oraz kotwy talerzowe. Takie sposoby łączenia powodują, że w stanach użytkowych zaczyna ona współpracować w przenoszeniu obciążeń krótkotrwałych. Dowodem tego jest częste występowanie poprzecznych rys zlokalizowanych w obrębie podpór pośrednich, gdzie kapa chodnikowa jest rozciągana [59].

Teoretyczne wyznaczenie wpływu płyty chodnikowej na rzeczywistą sztywność przęsła przedstawiono częściowo w [85] [90] [98] i [148]. W pracy tej na podstawie własnych badań in situ w dwóch etapach budowy obiektu przedstawiono rzeczywistą współpracę w ustroju nośnym typu 4 (rozdział 4). Częściowo wyniki omówione zostały w punkcie 4.5.

7.2 ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE

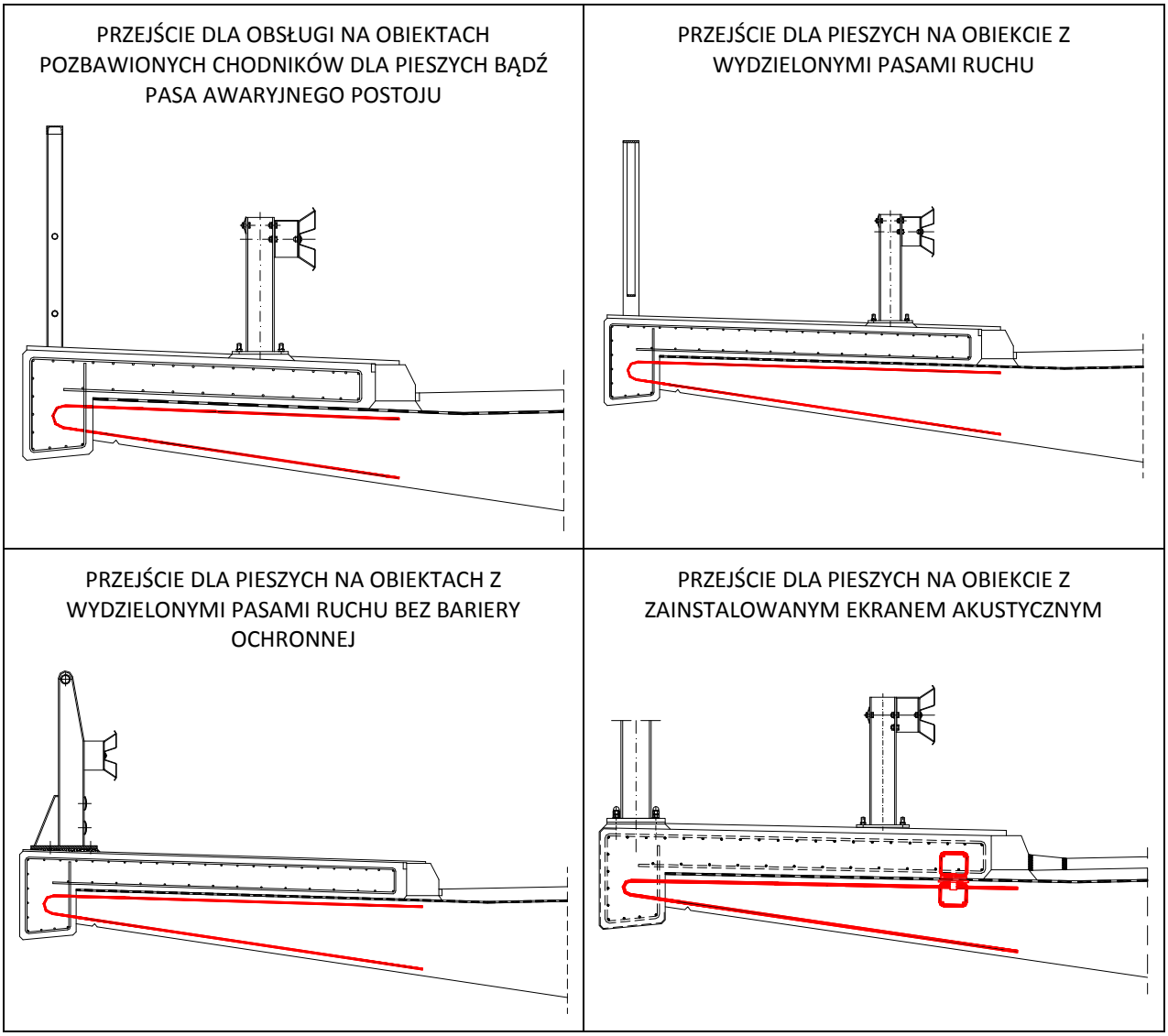
Obecnie wykonywane w Polsce betonowe obiekty mostowe projektowane są na podstawie obowiązujących norm [123] [126] i [127]. Rozwiązania techniczne występujące w tych obiektach odpowiadają Katalogowi Detali mostowych [67], które są zgodne z rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 roku w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie [134]. Katalog ten w pewnym sensie ujednolica technologię budowy, remontów i utrzymania mostów. Przedstawione w nim typowe rozwiązania stosowane są w większości obiektów autostradowych, gdzie inwestorem jest GDDKiA.

W pracy przewidziane było badanie pod próbnym obciążeniem budowanego obiektu w czterech etapach: I etap po wykonaniu ustroju nośnego, II etap po wykonaniu płyt chodnikowych, III etap po wykonaniu barieroporęczy i IV etap po wykonaniu nawierzchni jezdni. Badanie w każdym etapie odbywać się miało przy użyciu do obciążenia tych samych (przechowywanych i zważonych) płyt drogowych. Z przyczyn technicznych i napiętego harmonogramu prac nie udało się zrealizować badania oddzielnie w etapie III i IV. Przeprowadzone próbne obciążenie statyczne i dynamiczne (z użyciem pojazdów próbnych) po wykonaniu przewidzianego wyposażenia nazwano etapem III (badania odbiorcze). Zrealizowane badania in situ pozwoliły jedynie określić współpracę płyty chodnikowej z ustrojem nośnym, zwiększającą rzeczywistą sztywność przęsła badanego obiektu (typ 4). Otrzymany wzrost sztywności przęsła betonowego zespolonego z płytą chodnikową przedstawiono w punkcie 4.5.5.4, a wnioski z badania omówiono w punkcie 4.5.5.5. Uzyskany z badań własnych wpływ współpracy płyty chodnikowej z ustrojem nośnym jest podstawą do analizy zależności pola powierzchni płyty chodnikowej do pola powierzchni ustroju nośnego. Analiza ta będzie dotyczyć jedynie takiego

rozwiązania technicznego, w którym płyta chodnikowa połączona jest z ustrojem nośnym poprzez pręty pętlicowe i dodatkowo kotwy talerzowe.

7.2.1 Płyta chodnikowa

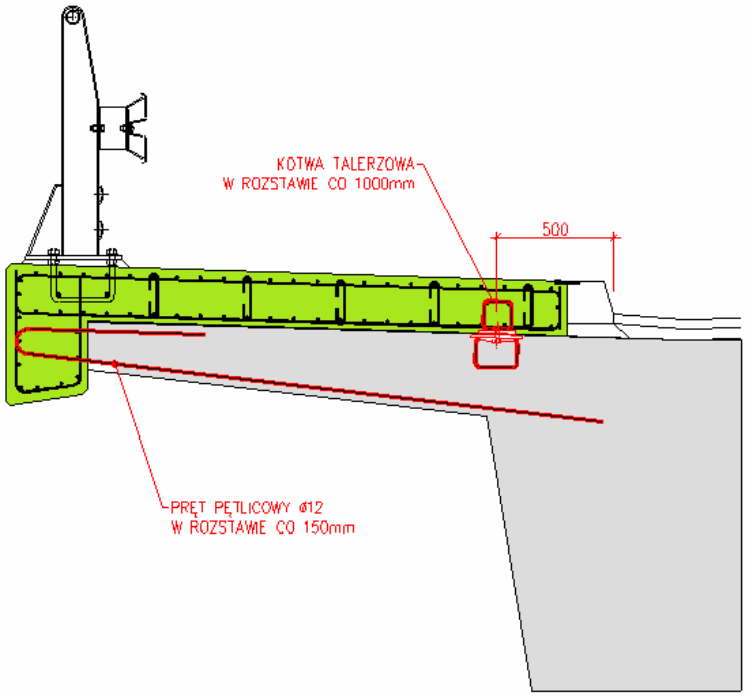
Wspomniany wcześniej Katalog Detali Mostowych [67] przewiduje różne wymagania konstrukcyjne wykonania płyty chodnikowej w zależności od przekroju ruchowego chodnika (szerokość pasa ruchu pieszych, występowanie bariery energochłonnej, barieroporęczy, balustrady i ekranu akustycznego) oraz rodzaju gzymsu (monolityczny lub prefabrykowany). Rozwiązania konstrukcyjne wykonania płyty chodnikowej w zależności od zastosowania przedstawiono na Rys. 7-3.



Rys. 7-3 Sposoby kotwienia płyt chodnikowych w zależności od zastosowania na podstawie [67]

W praktyce większość wykonywanych płyt chodnikowych, gdzie brak ekranów akustycznych i gzymsów prefabrykowanych, zakotwiona jest z ustrojem nośnym poprzez pręty pętlicowe i dodatkowo kotwy talerzowe ułożone w odległości około 0,50 m od krawężnika (Rys. 7-4). Efektem takiego rozwiązania jest silne zespolenie elementu wyposażenia z ustrojem nośnym, zwiększając tym samym rzeczywistą sztywność przęsła. Zachodzące procesy reologiczne w płycie chodnikowej (szczególnie skurcz betonu) ograniczane są przez (zalecane w katalogu [67]) betonowanie wydzielonych pól.

Odbywać się to powinno przez betonowanie co drugiego pola o długości około od 5,00 m do 8,00 m z zachowaniem ciągłości zbrojenia i odpowiednim przygotowaniem powierzchni styku betonu. Jednak pracochłonność takiego rozwiązania skutkuje pewnym uproszczeniem technologicznym. Mianowicie duża część wykonawców betonuje płytę chodnikową w całości, a po około 6 godzinach od ułożenia mieszanki w tym samym podziale na długości wykonuje nacięcie górnej powierzchni płyty na głębokość otuliny zbrojenia. Następnie styk jest uszczelniany masa trwale plastyczną. W efekcie płyta chodnikowa posiada dylatację jedynie jej górnej powierzchni. Opisane rozwiązanie konstrukcyjne występowało również w obiekcie poddanemu poszerzonym badaniom odbiorczym (punkt 4.5).



Rys. 7-4 Zakotwienie płyty chodnikowej z ustrojem nośnym poprzez pręty pętlicowe i kotwy talerzowe w obiekcie WD-11 (poddany poszerzonym badaniom odbiorczym)

7.2.2 Balustrady, barieroporęcze i bariery energochłonne

W zależności od różnych parametrów ruchowych chodnika (Rys. 7-3) , występują następujące elementy bezpieczeństwa: balustrada, barieroporęcz i bariera energochłonna. Wymienione elementy wyposażenia kotwione są bezpośrednio w płycie chodnikowej. Brak bezpośredniego zakotwienia z ustrojem nośnym, powoduje zmniejszenie wzrostu sztywności z uwagi na te elementy. W pracy nie udało się w sposób doświadczalny wyznaczyć procentowego wzrostu sztywności z uwagi na bariery. Dlatego efekt ten będzie częścią pozostałości między wynikami rzeczywistymi otrzymanymi z badań odbiorczych i uzyskanymi na podstawie analizy teoretycznej w modelu zweryfikowanym (MOPZ), gdzie uwzględniono wpływ wieku betonu, rodzaj zastosowanego kruszywa i efekt zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym.

7.2.3 Nawierzchnia jezdni

Ostatnim czynnikiem mogącym wpływać na wzrost sztywności omawianego typu obiektu (typ 4) jest nawierzchnia jezdni. Sztywność nawierzchni zależy od temperatury otoczenia. W wyższych temperaturach moduł sprężystości nawierzchni bitumicznej maleje, a w okresach zimowych o niższych temperaturach otoczenia wartość modułu wzrasta. Mamy więc do czynienia ze zmiennym wpływem tego

czynnika na rzeczywistą sztywność mostów. Sama nawierzchnia współpracuje pośrednio z ustrojem nośnym przez szczepność warstwy izolacyjnej (papa termozgrzewalna). W badaniach rzeczywistych efekt ten jest trudny do jednoznacznej oceny z uwagi na zmieniające się warunki atmosferyczne w procesie obciążania i odciążania przęseł. Tak jak wpływ elementów bezpieczeństwa ruchu na obiekcie (balustrady, barieroporęcze i bariery energochłonne), również wpływ nawierzchnia jezdni z przyczyn technicznych nie został doświadczalnie w pracy określony. Te dwa czynniki wpływające na wzrost sztywności rzeczywistych obiektów będą doświadczalnie określane jako kontynuacja własnej pracy badawczej.

7.3 WPŁYW PŁYTY CHODNIKOWEJ

7.3.1 Wprowadzenie

Relacja pola powierzchni płyty chodnikowej do pola powierzchni ustroju nośnego w przekroju poprzecznym wpływa bezpośrednio na wzrost rzeczywistej sztywności przęsła, który ma miejsce w próbnych obciążeniach. Wyznaczony w punkcie (4.5.5.4) z badań własnych w dwóch etapach budowy (po wykonaniu ustroju nośnego i po wykonaniu płyt chodnikowych na obiekcie) wzrost sztywności rzeczywistej przęsła wyniósł 20,1 %, co odpowiada wartości rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie I_{rzecz} = 0,8641 m^4. Otrzymany moment bezwładności wyznaczono uwzględniając wartości modułów sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej na podstawie badań własnych. Przyjmując w zweryfikowanym modelu obliczeniowym (MOPZ) sztywność przęsłą odpowiadającą iloczynowi $E_{rzecz}I_{rzecz}$, uzyskano przemieszczenia w charakterystycznych punktach równe ugięcią sprężystym otrzymanym podczas badań próbnych w etapie II. Za wartość rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie I_{rzecz} odpowiada pełny przekrój dźwigara i 72,3 % pola powierzchni kapy chodnikowej (Rys. 4-57). Częściowe zespolenie płyty chodnikowej z ustrojem nośnym spowodowane jest podatnością łączników (w tym przypadku kotew talerzowych i prętów pętlicowych). Na tej podstawie przyjęto stały mnożnik pola powierzchni płyty chodnikowej, który uwzględnia efektywne zespolenie tego elementu wyposażenia z ustrojem nośnym.

7.3.2 Proponowany współczynnik efektywnego zespolenia

W analizie wyników próbnych obciążeń obiektów mostowych, zaproponowano zweryfikowany model obciążenia próbnego (MOPZ), który uwzględnia parametry wpływające na wzrost sztywności rzeczywistych przęseł (dotyczy obiektów typu 4).

Jak wspomniano wcześniej, za wzrost rzeczywistej sztywności częściowo odpowiada zespolenie płyty chodnikowej z ustrojem nośnym. Uwzględnienie tego efektu w modelu (MOPZ) w pewnych rozwiązaniach konstrukcyjnych można określić na podstawie znajomości efektywnego pola powierzchni płyty, której uwzględnienie zwiększa rzeczywisty moment bezwładności na zginanie przekroju zespolonego. W pracy zaproponowano współczynnik efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym na podstawie własnych badań:

$$w_{p,eff} = 0{,}72 \tag{7-1}$$

gdzie $w_{p,eff}$ jest doświadczalnym współczynnikiem zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym.

Wykorzystując zaproponowany współczynnik można wyznaczyć efektywne pole powierzchni płyty chodnikowej:

$$F_{p,eff} = w_{p,eff} \cdot F_{p,rzecz} \tag{7-2}$$

gdzie $F_{p,eff}$ jest efektywnym polem powierzchni płyty chodnikowej zespolonej z ustrojem nośnym w [m^2], a $F_{p,rzecz}$ jest rzeczywistym polem powierzchni płyty chodnikowej wraz z gzymsem w [m^2].

Powyższa zależność umożliwia wyznaczyć rzeczywisty moment bezwładności na zginanie przekroju przęsła z uwzględnieniem zespolenia płyty chodnikowej. W zależności od klasy zweryfikowanego

modelu obliczeniowego (MOPZ) obliczone efektywne pole powierzchni płyty chodnikowej $F_{p,eff}$ uwzględnia się bezpośrednio w modelach płytowych, powłokowych i bryłowych lub pośrednio przez wyznaczenie momentu bezwładności na zginanie I_{rzecz} w modelach prętowych. Należy przy tym pamiętać o odstępie czasowym między betonowaniem ustroju nośnego i płyty chodnikowej, który uwzględnia się przez wyznaczenie prognozowanych wartości modułów sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej wrtości $E_{cm}(t)$. Propozycję obliczania $E_{cm}(t)$ omówiono w punkcie (6.6.8).

Rzeczywisty moment bezwładności na zginanie, opisany z wykorzystaniem proponowanego efektywnego współczynnika zespolenia, można określić wykorzystując równanie (7-2) z zależności:

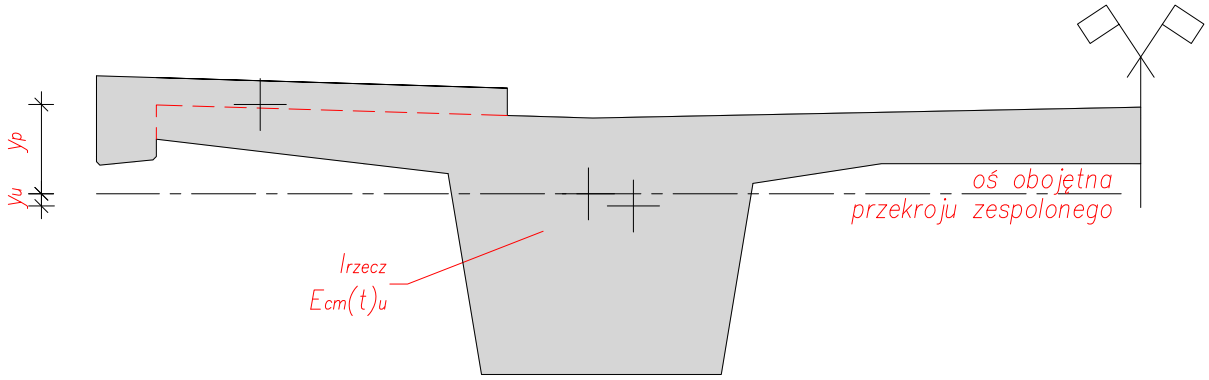
$$I_{rzecz} = I_u + F_u \cdot y_u^2 + \beta_o \cdot I_{p,eff} + \beta_o \cdot F_{p,eff} \cdot y_p^2 \tag{7-3}$$

z

$$\beta_o = \frac{E_{cm}(t)_p}{E_{cm}(t)_u} \tag{7-4}$$

gdzie I_{rzecz} jest rzeczywistym momentem bezwładności na zginanie ustroju nośnego zespolonego z płyta chodnikową, I_u jest momentem bezwładności na zginanie ustroju nośnego, y_u jest odległością osi obojętnej przekroju ustroju nośnego względem osi obojętnej zespolonego przekroju, $I_{p,eff}$ jest momentem bezwładności na zginanie przekroju efektywnej płyty chodnikowej, y_p jest odległością osi obojętnej przekroju efektywnej płyty chodnikowej względem osi obojętnej zespolonego przekroju, $F_{p,eff}$ jest efektywnym polem powierzchni płyty chodnikowej wyznaczonej z uwzględnieniem współczynnika $w_{p,eff}$, a β_o jest współczynnikiem uwzględniającą różnice wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji czasu $E_{cm}(t)_u$ (ustroju nośnego) i $E_{cm}(t)_p$ (płyty chodnikowej).

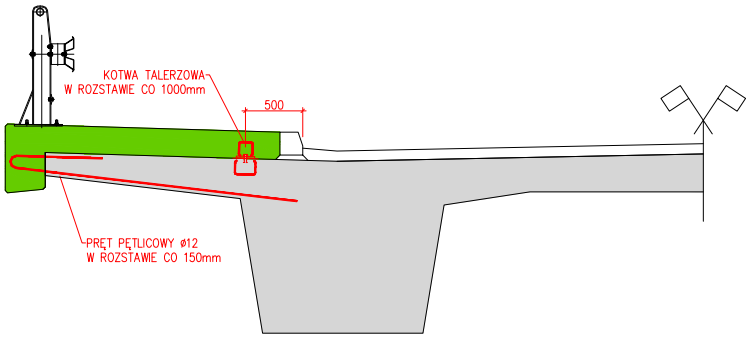
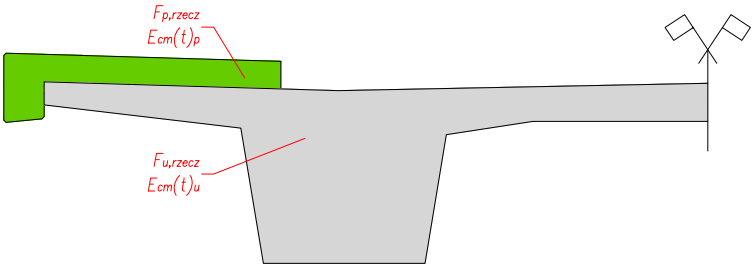
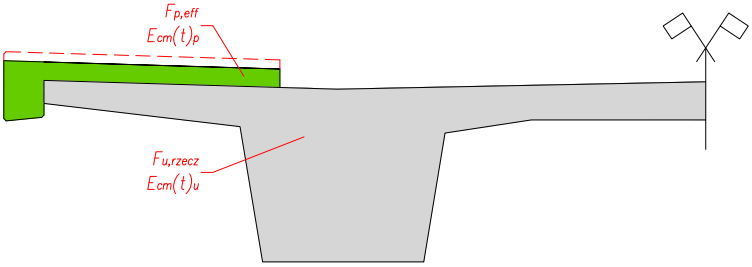
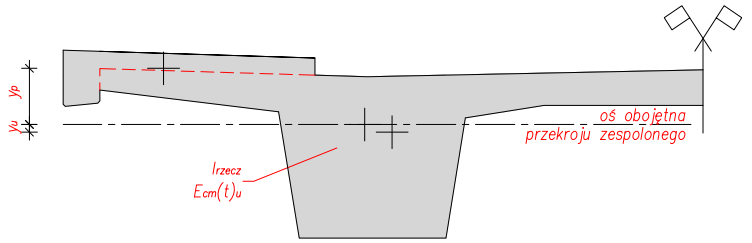
Geometrię mas przykładowego przekroju dźwigara ustroju nośnego zespolonego z płytą chodnikową przedstawiono na Rys. 7-5.



Rys. 7-5 Przekrój poprzeczny dźwigara ustroju nośnego zespolonego z płytą chodnikową potrzebny do wyznaczenia rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie

7.3.3 Procedura uwzględniająca zespolenie płyty chodnikowej

Na Rys. 7-6 przedstawiono własną propozycję postępowania mającą na celu uwzględnienie efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym w modelu (MOPZ) na potrzeby próbnych obciążeń mostów.

KROK 1: Wyodrębnienie rzeczywistego przekroju poprzecznego z rozwiązaniem konstrukcyjnym zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym	
KROK 2: Wydzielenie ustroju nośnego i płyty chodnikowej, obliczenie prognozowanych modułów sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej według propozycji opisanej w punkcie 6.6.2	
KROK 3: Wyznaczenie efektywnego pola powierzchni płyty chodnikowej zespolonej z ustrojem nośnym według propozycji zapisanej wzorem (7-2)	
KROK 4: Wyznaczenie rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie I_{rzecz} przekroju rzeczywistego ustroju nośnego zespolonego z płytą chodnikową	

Rys. 7-6 Własna propozycję postępowania mającą na celu uwzględnienie efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym w modelu (MOPZ) na potrzeby próbnych obciążeń mostów

Powyższa propozycja dotyczy pewnych rozwiązań konstrukcyjnych zespolenia takiego elementu wyposażenia z ustrojem nośnym. Należą do nich ustroje nośne typu 4 z następującymi rozwiązaniami:

- Szerokie płyty chodnikowe z monolitycznymi gzymsami, gdzie zakotwienie z ustrojem nośnym odbywa się przez pręty pętlicowe wypuszczone ze wsporników i dodatkowo kotwy talerzowe.
- Wąskie płyty chodnikowe z monolitycznymi gzymsami, gdzie zakotwienie z ustrojem nośnym odbywa się przez pręty pętlicowe wypuszczone ze wsporników.

Zakładając zmienne pole powierzchni płyt chodnikowych w różnych rozwiązaniach badanych obiektów, rzeczywista sztywność przęsła będzie wzrastać wraz ze wzrostem pola powierzchni płyty chodnikowej przy tym samym przekroju ustroju nośnego. Z drugiej strony przy zachowaniu stałego pola powierzchni płyty chodnikowej wraz ze wzrostem pola powierzchni ustroju nośnego (przy większych rozpiętościach przęseł) wpływ efektu zespolenia płyty chodnikowej będzie nieznacznie zwiększał rzeczywistą sztywność. Wspomniana relacja pola powierzchni płyty chodnikowej do pola powierzchni ustroju nośnego jest więc istotna.

7.3.4 Weryfikacja proponowanego współczynnika

Weryfikacja zaproponowanego współczynnika zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym $w_{p,eff}$ przeprowadzono na przykładzie ośmiu obiektów mostowych typu 4. Występujące rozwiązania konstrukcyjne zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym są takie same na wszystkich obiektach. Z uwagi na różne szerokości pasa ruchu pieszych na chodniku, szerokości płyt chodnikowych różnią się w badanych pomostach. Opis tych konstrukcji przedstawiono w punkcie (4.3).

Wykorzystując otrzymane z próbnych obciążeń wyniki ugięć sprężystych (U_s) dźwigarów w przekrojach charakterystycznych przęseł, porównano je z przemieszczeniami uzyskanymi w zweryfikowanym modelu (MOPZ) (Tab. 7-2). Uwzględniając wiek betonu ustrojów nośnych i skład mieszanki betonowej, wyznaczono prognozowaną wartość siecznych modułów sprężystości $E_{cm}(t)$ na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu [108] według EC2 (punkt 6.6.2). Wynikający stąd wzrost sztywności można wyznaczyć przez zmniejszenie obliczonych teoretycznie ugięć w modelu (MOPW) o współczynnik:

$$w = \frac{E_{cm}(28)}{E_{cm}(t)} \tag{7-5}$$

gdzie w jest współczynnikiem uwzględniającym wzrost sztywności przęseł betonowych z uwagi na prognozowaną wartość siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa $E_{cm}(t)$, $E_{cm}(28)$ jest normową wartością modułu sprężystości betonu w zależności od klasy betonu według normy [126], a $E_{cm}(t)$ jest prognozowaną wartością siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie EC2 i punktu (6.6.2).

Wartości współczynnika w wyznaczone na podstawie równania (7-5) przedstawiono w Tab. 7-1.

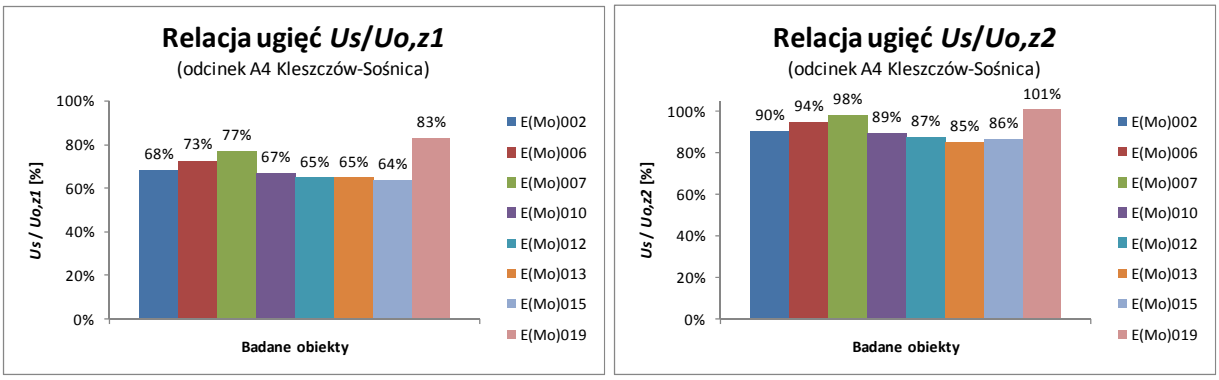
Tab. 7-1 Wartości współczynnika *w* uwzględniającego wzrost sztywności betonowych przęseł

Badane obiekty			Moduł wg PN Ecm(28)	Moduł progn. wg EC2 Ecm(t)	Współczynnik redukcyjny w=Ecm(28)/Ecm(t)	Czas od bet do prób obc
			[GPa]	[GPa]	[%]	[dni]
E(Mo)002	Przęsło I	A1	36,4	48,2	**0,76**	229
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
E(Mo)006	Przęsło I	A1	36,4	47,3	**0,77**	208
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
E(Mo)007	Przęsło I	A1	36,4	48,7	**0,75**	253
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
E(Mo)010	Przęsło I	A1	36,4	48,6	**0,75**	534
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
E(Mo)012	Przęsło I	A1	36,4	49,1	**0,74**	426
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
E(Mo)013	Przęsło I	A1	36,4	47,8	**0,76**	121
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
E(Mo)015	Przęsło I	A1	36,4	49,5	**0,74**	406
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
E(Mo)019	Przęsło I	A1	37,8	46,0	**0,82**	66
		B1				
	Przęsło II	A2				
		B2				
	Przęsło III	A3				
		B3				

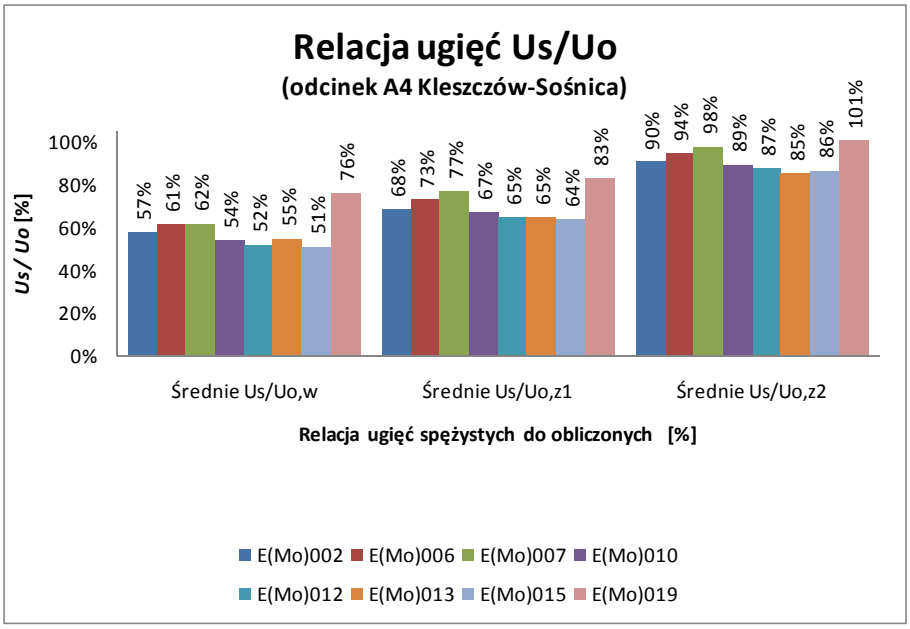
Tab. 7-2 Wyniki ugięć przęseł wiaduktów uzyskane z badań in situ i w modelach obliczeniowych wstępnych i zweryfikowanych (A4 Kleszczów-Sośnica)

Badane obiekty			Ugięcia sprężyste z badań in situ	Ugięcia obl. (MOPW)	Us/Uo,w	Średnie Us/Uo,w	Ugięcia obl. (MOPZ)-1	Us/Uo,z1	Średnie Us/Uo,z1	Ugięcia obl. (MOPZ)-2	Us/Uo,z2	Średnie Us/Uo,z2
			Us [mm]	Uo,w [mm]	[%]	[%]	Uo,z1 [mm]	[%]	[%]	Uo,z2 [mm]	[%]	[%]
E(Mo)002	Przęsło I	A1	5,01	8,72	***57%***	**57%**	7,33	***68%***	68%	5,54	***90%***	90%
		B1	4,87	8,27	***59%***		6,95	***70%***		5,25	***93%***	
	Przęsło II	A2	4,81	8,27	***58%***		6,95	***69%***		5,25	***92%***	
		B2	4,81	8,72	***55%***		7,33	***66%***		5,54	***87%***	
E(Mo)006	Przęsło I	A1	5,30	8,63	***61%***	**61%**	7,26	***73%***	73%	5,58	***95%***	94%
		B1	5,64	9,07	***62%***		7,63	***74%***		5,87	***96%***	
	Przęsło II	A2	5,47	9,07	***60%***		7,63	***72%***		5,87	***93%***	
		B2	5,23	8,63	***61%***		7,26	***72%***		5,58	***94%***	
E(Mo)007	Przęsło I	A1	6,08	10,06	***60%***	**62%**	8,05	***76%***	77%	6,32	***96%***	98%
		B1	6,07	10,06	***60%***		8,05	***75%***		6,32	***96%***	
	Przęsło II	A2	6,35	10,06	***63%***		8,05	***79%***		6,32	***100%***	
		B2	6,25	10,06	***62%***		8,05	***78%***		6,32	***99%***	
E(Mo)010	Przęsło I	A1	5,46	10,41	***52%***	**54%**	8,33	***66%***	67%	6,25	***87%***	89%
		B1	5,47	10,41	***53%***		8,33	***66%***		6,25	***88%***	
	Przęsło II	A2	5,68	10,41	***55%***		8,33	***68%***		6,25	***91%***	
		B2	5,69	10,41	***55%***		8,33	***68%***		6,25	***91%***	
E(Mo)012	Przęsło I	A1	5,46	10,41	***52%***	**52%**	8,33	***66%***	65%	6,17	***88%***	87%
		B1	5,25	10,41	***50%***		8,33	***63%***		6,17	***85%***	
	Przęsło II	A2	5,47	10,41	***52%***		8,33	***66%***		6,17	***89%***	
		B2	5,41	10,41	***52%***		8,33	***65%***		6,17	***88%***	
E(Mo)013	Przęsło I	A1	9,98	18,23	***55%***	**55%**	15,41	***65%***	65%	11,73	***85%***	85%
		B1	9,95	18,39	***54%***		15,54	***64%***		11,83	***84%***	
	Przęsło II	A2	10,14	18,23	***56%***		15,41	***66%***		11,73	***86%***	
		B2	9,95	18,39	***54%***		15,54	***64%***		11,83	***84%***	
E(Mo)015	Przęsło I	A1	5,38	10,41	***52%***	**51%**	8,33	***65%***	64%	6,13	***88%***	86%
		B1	5,31	10,41	***51%***		8,33	***64%***		6,13	***87%***	
	Przęsło II	A2	5,23	10,41	***50%***		8,33	***63%***		6,13	***85%***	
		B2	5,26	10,41	***51%***		8,33	***63%***		6,13	***86%***	
E(Mo)019	Przęsło I	A1	2,91	3,92	***74%***	**76%**	3,59	***81%***	83%	2,96	***98%***	101%
		B1	2,81	3,71	***76%***		3,40	***83%***		2,80	***100%***	
	Przęsło II	A2	7,37	9,72	***76%***		8,91	***83%***		7,33	***101%***	
		B2	7,33	9,67	***76%***		8,87	***83%***		7,29	***101%***	
	Przęsło III	A3	2,91	3,71	***78%***		3,40	***86%***		2,80	***104%***	
		B3	2,93	3,92	***75%***		3,59	***82%***		2,96	***99%***	

Uwzględniając współczynnik *w* zmniejszono ugięcia teoretyczne ($U_{o,w}$) obliczone w modelu obciążenia próbnego wstępnym (MOPW), uzyskując ugięcia ($U_{o,z1}$) w modelu obciążenia próbnego zweryfikowanym (MOPZ-1), gdzie uwzględniono wpływ prognozowanego modułu sprężystości betonu (Tab. 7-2). Relacja ugięć sprężystych (U_s) otrzymanych z badań in situ do otrzymanych przemieszczeń ($U_{o,w}$) we wstępnym modelu obciążenia próbnego (MOPW) wyniosła od 51 % do 76 % w zależności od badanego obiektu. Średnia relacja U_s / $U_{o,w}$ wyniosła 58 % . Uwzględniając wpływ wieku betonu i rodzaju zastosowanego kruszywa relacja ugięć U_s / $U_{o,z1}$ wyniosła od 64 % do 83 % w zależności od badanego obiektu, a średnia relacja tych ugięć dla wszystkich obiektów wyniosła 70 % (Tab. 7-2 Rys. 7-7 Rys. 7-8). Jeżeli uwzględni się wpływ wieku betonu i rodzaju zastosowanego kruszywa oraz wpływ współpracy płyty chodnikowej z ustrojem nośnym, wówcza relacja ugięć U_s / $U_{o,z2}$ wynosi od 85 % do 101 %, co odpowiada średniej relacji dla badanych obiektów na poziomie 91 % (Tab. 7-2 Rys. 7-7 Rys. 7-8).



Rys. 7-7 Relacja ugięć sprężystych z badań In situ do ugięć otrzymanych w modelu (MOPZ) uwzględniających rzeczywisty moduł sprężystości betonu (lewa strona) oraz dodatkowo wpływ zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym (prawa strona)



Rys. 7-8 Porównanie relacji ugięć sprężystych (*Us)* otrzymanych z badań in situ do ugięć uwzględniających wpływ rzeczywistego modułu sprężystości betonu (*Uo,z1)* oraz dodatkowo wpływ zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym dla ośmiu obiektów autostradowych (*Uo,z2)* (Węzeł Kleszczów – Węzeł Sośnica autostrady A4)

Uwzględnienie opisanych czynników wpływających na wzrost rzeczywistej sztywności przęseł betonowych typu 4 powoduje zbliżenie się ugięć teoretycznych otrzymanych w zweryfikowanym modelu obliczeniowym (MOPZ) i uzyskanych w badaniach in situ podczas próbnych obciążeń. Otrzymana średnia relacja analizowanych ugieć przęseł równa 91 % świadczy o dużej zgodności wyników. Do pełnej zgodności wyników ugięć w zweryfikowanym modelu obliczeniowego i w obiekcie rzeczywistym brakuje 9%. W wartości tej ukryte są pozostałe czynniki wpływające na sztywność (np. nawierzchnia lub bariery). Należy przy tym zaznaczyć, że każde badania terenowe obarczone są niepewnością pomiarów. Zarządzenie nr 35 GDDKiA [165] zaleca uwzględnianie niepewności pomiaru podczas analizy pracy konstrukcji mostowej i interpretacji wyników badań. Aspekt ten będzie omówiony w dalszej części pracy.

7.4 PODSUMOWANIE

Rozdział ten zawiera analizę wpływu wyposażenia mostu na wzrost rzeczywistej sztywności przęseł. Częściowo za różnice sztywności rzeczywistego ustroju nośnego odpowiada konstrukcja chodnika, która w praktyce połączona jest z ustrojem nośnym poprzez pręty pętlicowe oraz kotwy talerzowe. Takie sposoby łączenia występujące najczęściej na nowych obiektach powodują, że w stanach użytkowych zaczyna ona współpracować w przenoszeniu obciążeń krótkotrwałych. Na podstawie własnych badań in situ w dwóch etapach budowy obiektu przedstawiono rzeczywistą współpracę tego elementu z ustrojem nośnym typu 4.

Wyznaczony z badań terenowych w dwóch etapach budowy (po wykonaniu ustroju nośnego i po wykonaniu płyt chodnikowych na obiekcie) wzrost sztywności rzeczywistej przęsła wyniósł 20,1 %. Wartość otrzymanego momentu bezwładności wyznaczono uwzględniając moduły sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej na podstawie badań własnych. Przyjmując w zweryfikowanym modelu obliczeniowym (MOPZ) sztywność przęsła odpowiadającą iloczynowi $E_{rzecz}I_{rzecz}$, uzyskano przemieszczenia w charakterystycznych punktach równe ugięcią sprężystym otrzymanym podczas badań próbnych w etapie II. Za wartość rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie I_{rzecz} odpowiada pełny przekrój dźwigara i 72,3 % pola powierzchni kapy chodnikowej. Na tej podstawie przyjęto stały mnożnik pola powierzchni płyty chodnikowej, który uwzględnia efektywne zespolenie tego elementu wyposażenia z ustrojem nośnym.

Zaproponowana wartość współczynnika efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym wynosi $w_{p,eff}$= 0,72. Uwzględniając prognozowane wartości modułów sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej, przedstawiono zależność wyznaczania rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie, z wykorzystaniem proponowanego efektywnego współczynnika zespolenia.

W rozdziale przedstawiono własną propozycję postępowania mającą na celu uwzględnienie efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym w modelu (MOPZ) na potrzeby próbnych obciążeń mostów. Opisana procedura wyznaczania wpływu zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym na wzrost rzeczywistej sztywności przęsła, podaje zakres jej stosowania.

Przeprowadzono weryfikację zaproponowanego współczynnika zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym $w_{p,eff}$ na przykładzie ośmiu obiektów mostowych typu 4. Uwzględnienie opisanego w punkcie 6 wpływu zmian cech betonu w funkcji czasu oraz zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośny, powoduje zbliżenie się ugięć teoretycznych otrzymanych w zweryfikowanym modelu obliczeniowym (MOPZ) i uzyskanych w badaniach in situ podczas próbnych obciążeń. Otrzymano średnią relację analizowanych ugieć przęseł równą 91 %, co świadczy o dużej zgodności wyników. Pozostałe 9 % brakujące do pełnej zgodności wyników teoretycznych i otrzymywanych z badań pod próbnym obciążeniem opisywanego typu konstrukcji wymagają dalszych analiz. Występująca niepewność pomiarów terenowych będzie omówiona w dalszych pracach.

8. PROPOZYCJA ADEKWATNEJ PROCEDURY MODELOWANIA I PLANOWANIA BADAŃ ODBIORCZYCH OMAWIANEGO TYPU OBIEKTÓW RZECZYWISTYCH

8.1 WPROWADZENIE

Przedstawione w pracy wyniki badań odbiorczych sześciu najczęściej występujących typów ustrojów nośnych obiektów autostradowych, potwierdzają różny poziom zgodności wyników teoretycznych otrzymanych w modelach obliczeniowych z wynikami uzyskanymi podczas badań odbiorczych pod próbnym obciążeniem. Wyniki adekwatnej analizy teoretycznej powinna być bliskie wartościom wielkości mierzonych w obiektach rzeczywistych, gdyż w ten sposób tylko zostaje zweryfikowany model konstrukcji i w następstwie pozwala prognozować rzeczywistą jej nośność. Z uwagi na różnorodność występowania rozwiązań konstrukcyjnych oraz typów ustrojów nośnych, w pracy szczegółowo omówiono i przeprowadzono poszerzone badania obiektu typu 4 (rozdział 4). Uwzględnienie przedstawionych w kolejnych rozdziałach wniosków z analiz cech betonu „mostowego" w funkcji wieku, klas modeli obliczeniowych, wpływu wyposażenia prowadzi do dużej zgodności wyników teoretycznych i otrzymanych z badań terenowych. Zebrane wnioski z analiz poszczególnych czynników wpływających na wzrost sztywności obiektów rzeczywistych omawianego typu, zostaną uwzględnione w proponowanej adekwatnej procedurze modelowania i planowania badań odbiorczych. Zebrane w krokach postępowania podczas procesu planowania, badania i analizy wyników z próbnych obciążeń mogą być przydatne do poprawnego oceniania pracy konstrukcji poddanych próbnym obciążeniom. Jak dotąd autor nie spotkał się z taką procedurą, a uważa jednolity sposób przeprowadzania badań przez różne jednostki naukowe za bardzo cenne, a nawet wskazane, umożliwiając gromadzenie i systematyzowanie wyników, które będą przydatne w późniejszej diagnostyce obiektów rzeczywistych. Uzyskana w ten sposób baza danych może być tym cenniejsza, gdyż występujące na coraz liczniejszej sieci autostrad i dróg ekspresowych badane obiekty są istotnym elementem wpływającym na sprawne i bezpieczne użytkowanie infrastruktury drogowej.

Jak wspomniano wcześniej, obecnie w Polsce obowiązują dwie normy omawiające zasady przeprowadzania próbnych obciążeń (PN-89/S-10050[125] oraz PN-99/S-10040 [127]). Dodatkowo od 2008 roku Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad wprowadziła Zarządzenie nr 35 [165] określające wymagania, możliwości, warunki i efekty stosowania badań obiektów mostowych pod próbnym obciążeniem. Dokument ten stanowi uzupełnienie przedstawionych powyżej norm. Na tej podstawie oraz z wykorzystaniem wyników własnych badań i analiz przedstawiona zostanie poniżej własna procedura badawcza, zgodna z normą PN-EN ISO/IEC 17025 [120] i normą PN-EN ISO 9000 [121].

8.2 ADEKWATNA PROCEDURA MODELOWANIA I PLANOWANIA BADAŃ ODBIORCZYCH OBIEKTÓW RZECZYWISTYCH TYPU 4

8.2.1 Cel procedury

Celem procedury jest określenie sposobu modelowania obiektów rzeczywistych na potrzeby badań odbiorczych pod próbnym obciążeniem statycznym ustrojów nośnych, gdzie uwzględnia się czynniki wpływające na rzeczywistą sztywność badanych przęseł mostowych.

8.2.2 Zakres stosowania procedury

Procedura obejmuje działania mające na celu dobór pojazdów próbnych zgodnie z obowiązującymi przepisami w modelu obciążenia próbnego wstępnego (MOPW), a następnie przez uwzględnienie w zweryfikowanym modelu obciążenia próbnego (MOPZ) czynników wpływających na wzrost sztywności przęseł, prowadzi do porównania z wynikami badań i wyciągnięcia wniosków z analizy pracy obiektów rzeczywistych. Proponowana procedura dotyczy obiektów mostowych typu 4, w których sprężony ustrój nośny stanowią dwie szerokie belki trapezowe połączone żelbetową płytą pomostową, a połączenie występujących płyt chodnikowych z ustrojem nośnym odbywa się przez pręty pętlicowe wypuszczone ze wsporników oraz dodatkowo kotwy talerzowe. Badania obejmują przęsła o rozpiętości teoretycznej $\leq$ 20,00 m.

8.2.3 Terminy i definicje

W procedurze stosuje się terminy zgodne z normą PN-EN ISO/IEC 17025 [120] i definicje zgodne z normą PN-EN ISO 9000 [121]. Dodatkowo stosowane są terminy zdefiniowane poniżej.

- **Projekt próbnego obciążenia** – jest opracowany przez jednostkę projektową lub naukowo-badawczą i stanowi podstawę przeprowadzenia pomiarów terenowych. Zawiera obliczenia wartości sił wewnętrznych oraz przemieszczeń (ugięć) od ekstremalnych schematów obciążeń badanej konstrukcji. Podaje schematy obciążeń próbnych, rozmieszczenie punktów pomiarowych oraz harmonogram badań. Obliczenia statyczne wykonuje się wykorzystując model obciążenia próbnego wstępny (MOPW) na podstawie dokumentacji projektowej i z wykorzystaniem parametrów normowych cech materiału.
- **Sprawozdanie z próbnego obciążenia** – jest opracowane przez jednostkę projektową lub naukowo-badawczą i stanowi podstawę do potwierdzenia projektowanej nośności obiektu. Zawiera odczyty pomiarów terenowych wraz z opracowaniem wyników. Na potrzeby adekwatnej analizy wyników teoretycznych i otrzymanych z badań, przeprowadza się ponownie obliczenia statyczne z wykorzystaniem modelu obciążenia próbnego zweryfikowanego (MOPZ) na podstawie dokumentacji powykonawczej i z wykorzystaniem analizy współpracy wyposażenia obiektu oraz rzeczywistych mas pojazdów próbnych.
- **Model obciążenia próbnego wstępny (MOPW)** – model obliczeniowy tworzony na potrzeby projektu próbnego obciążenia na podstawie dokumentacji projektowej i normowych cech materiału. Na jego podstawie przeprowadza się obliczenia statyczne potrzebne do przyjęcia pojazdów próbnych, a otrzymane wyniki pozwalają zweryfikować dwa niezależne modele obliczeniowe wykonane przez projektanta i zespół badawczy jeszcze przez obciążeniem próbnym.
- **Model obciążenia próbnego zweryfikowany (MOPZ)** – model obliczeniowy tworzony na potrzeby sprawozdania z próbnego obciążenia z wykorzystaniem dokumentacji powykonawczej i raportu z badań betonu. W takim modelu wprowadza się prognozowane cechy betonu w funkcji wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa (potrzebna znajomość receptury betonu), uwzględnia się proponowaną w pracy współpracę płyt chodnikowych oraz koryguje pojazdy próbne na podstawie protokołów ważenia.
- **Model projektu budowlanego (MPB)** – model obliczeniowy tworzony na potrzeby obliczeń statyczno – wytrzymałościowych na etapie projektowania konstrukcji. Obliczenia wykonywane są przez projektanta.
- **Projektant** - osoba odpowiedzialna za opracowanie projektu budowlanego wraz z obowiązkami zawartymi w Art. 20.1 Prawa Budowlanego z dnia 7 lipca 1994 r. W pracy tej dodatkowo osoba wykonująca obliczenia statyczne i wytrzymałościowe projektowanej konstrukcji mostowej.
- **Inspektor** – osoba powołana przez inwestora do nadzorowania procesu budowlanego w trakcie realizacji obiektu mostowego.

- **Laboratorium betonu** – jednostka badawcza wykonująca niszczące badania betonu na zlecenie wykonawcy obiektu budowlanego na etapie jego budowy.
- **Zespół badań terenowych** – zespół osób posiadających odpowiednie kwalifikacje do wykonywania projektów próbnych obciążeń, przeprowadzania badań pod próbnym obciążeniem i opracowywania sprawozdań z próbnych obciążeń.

8.2.4 Opis postępowania

8.2.4.1 Rodzaj badanych obiektów

Modelowaniu i planowaniu badań odbiorczych podlegają ustroje nośne typu 4, które składają się z szerokich belek trapezowych wykonanych z betonu sprężonego i połączonych ze sobą żelbetowymi płytami pomostowymi. Występujące na przęsłach płyty chodnikowe kotwione są prętami pętlicowymi wystającymi z płyty wspornikowej i dodatkowo kotwami talerzowymi.

8.2.4.2 Szukane wielkości

Szukanymi wielkościami w projekcie próbnego obciążenia są:

- ekstremalne wartości momentów zginających (charakterystycznych) w przęsłach i nad podporami pośrednimi od obciążenia próbnego otrzymane w modelu MOPW,
- dobór samochodów próbnych i ich ustawienia z warunku maksymalnie dopuszczalnego obciążenia przęseł z wyznaczeniem momentów zginających i ugięć w miarodajnych przekrojach modelu MOPW.

Mierzonymi wielkościami w trakcie wykonywania próbnego obciążenia są:

- przemieszczenia pionowe wybranych punktów na przęsłach pod próbnym obciążeniem statycznym,
- osiadania podpór w wybranych punktach na przyczółkach i podporach pośrednich pod próbnym obciążeniem statycznym,
- zgnioty na łożyskach pod próbnym obciążeniem statycznym.

Szukanymi wielkościami w sprawozdaniu z próbnego obciążenia są:

- ugięcia przęseł określane na podstawie tych przemieszczeń z uwzględnieniem osiadań podpór i zgniotów na łożyskach zgodnie z odrębną procedurą,
- prognozowane wartości modułu sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej w funkcji wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie receptury betonu i wyników badań wytrzymałości betonu po 28 dniach dojrzewania,
- rzeczywista wartość momentu bezwładności na zginanie ustroju nośnego zespolonego z płytą chodnikową na podstawie współczynnika efektywnego zespolenia,
- ugięcia w miarodajnych przekrojach modelu MOPZ.

8.2.4.3 Opis postępowania na etapie projektu próbnego obciążenia

KROK 1: Zapoznanie się z dokumentacją projektu wykonawczego badanego obiektu, przekazaną przez wykonawcę lub projektanta. Potwierdzenie zgodności projektowanych rozwiązań konstrukcyjnych z rzeczywistą ich realizacją na budowie.

KROK 2: Ustalenie z wykonawcą rodzaju środków obciążających konstrukcję (typ pojazdu, rozstaw osi kół, rozkład obciążenia na osie).

KROK 3: Przyjęcie do obliczeń statycznych ustroju nośnego modelu obciążenia próbnego wstępnego (MOPW), płytowego w wariancie 4 (model 3W4). Utworzenie modelu płyty z paneli odzwierciedlających zmieniające się grubości przekroju poprzecznego pomostu oraz dodatkowo występujących poprzecznic. W celu uzyskania rzeczywistej sztywności mimośrodowo usytuowanych pasm płyty, należy wyznaczyć ich zastępcze grubości. Grubości te dobiera się w ten sposób, aby globalny moment bezwładności (względem osi poziomej) przekroju zastępczego był równy rzeczywistemu. Sprowadzone grubości (h_{spr}) poszczególnych paneli wyznacza się z zależności:

$$h_{spr} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_x^{spr}}{b}} \tag{8-1}$$

gdzie I_x^{spr} jest momentem bezwładności każdego panelu względem poziomej osi bezwładności całego przekroju poprzecznego, a b jest szerokością panelu w jednolitym występowaniu jednostek np. [m].

Przyjęcie modułu sprężystości betonu projektowanej klasy według obowiązującej normy PN-91/S-10042 [126].

KROK 4: Z wykorzystaniem utworzonego modelu MOPW wykonanie obliczeń określających wartości maksymalnych momentów zginających w belkach od użytkowych (charakterystycznych) obciążeń normowych bez współczynnika dynamicznego, z którymi należy porównać momenty wywołane schematami obciążenia próbnego. Próbne obciążenie statyczne powinno wywoływać wartości sił wewnętrznych od 75 % do 100 % skutków normowego obciążenia określonej klasy przy jej najniekorzystniejszym ustawieniu.

KROK 5: W projekcie próbnego obciążenia należy założyć następujące schematy obciążenia:

- podstawowe schematy przęsłowe, dobrane z warunku maksymalnego obciążenia belek w badanych przęsłach,
- dodatkowe – niesymetryczne schematy wybranego przęsła, dobrane z uwagi na określenie współpracy poprzecznej przęsła,
- schematy podporowe, przyjęte z warunku największych momentów podporowych przy jednocześnie dużej reakcji nad filarami.

Ustawienia samochodów w przyjętych schematach, na długości i w przekroju poprzecznym należy pokazać na rysunkach.

KROK 6: Zestawienie maksymalnych wartości momentów zginających w belkach, wywołane obciążeniem próbnym według przyjętych schematów oraz wartości momentów od obciążeń normowych z pokazaniem procentowego stosunku tych wielkości.

KROK 7: Zestawienie ugięć w belkach, obliczone teoretycznie w modelu MOPW, które występują przy obciążeniu konstrukcji przęseł samochodami próbnymi według przyjętych schematów.

KROK 8: Opisanie programu pomiarów statycznych, w którym należy podać rodzaj czujników do pomiaru przemieszczeń i zgniotów na łożyskach oraz metodę pomiarów osiadań podpór. Miejsce usytuowania punktów pomiarowych należy pokazać na rysunku. Dodatkowo należy podać harmonogram przebiegu obciążenia wraz z zestawieniem robót przygotowawczych.

KROK 9: Zatwierdzenie projektu próbnego obciążenia przez inwestora i projektanta. Na tym etapie następuje weryfikacja wyników teoretycznych między modelem projektu budowlanego (MPB) i modelem obciążenia próbnego wstępnego (MOPW), w których zakłada się te same parametry materiałowe na podstawie obowiązujących norm [123] [126] [127]. Ewentualne błędy obliczeniowe zostają zauważone i usunięte przed próbnym obciążeniem obiektu, eliminując ryzyko uszkodzenia konstrukcji w trakcie badania.

8.2.4.4 Opis postępowania w trakcie wykonywania próbnego obciążenia

KROK 1: Wykonanie oględzin konstrukcji i odnotowanie jej stanu ze szczególnym zwróceniem uwagi na rysy, pęknięcia i raki. Oględziny łożysk ze zwróceniem uwagi na istotne nieprawidłowości (np. usunięcie śrub montażowych).

KROK 2: Zabezpieczenie terenu przez pracami mającymi wpływ na prawidłową pracę urządzeń pomiarowych.

KROK 3: Przygotowanie obiektu do badań pod próbnym obciążeniem opisane w odrębnej procedurze, a w szczególności usunięcie wszelkich przedmiotów z pomostu oraz zabezpieczenie na dojazdach jezdni przed ruchem pojazdów.

KROK 4: Montaż urządzeń pomiarowych wraz ze sprawdzeniem poprawności działania według odrębnej procedury.

KROK 5: Oznakowanie na jezdni położenia środków obciążających.

KROK 6: Odbiór protokołów ważenia pojazdów próbnych z weryfikacją mas całkowitych pojazdów próbnych (dopuszczalna różnica ±5 %).

KROK 7: Odbiór raportu z badań wytrzymałości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej.

KROK 8: Odbiór receptury mieszanki betonowej ustroju nośnego i płyty chodnikowej.

KROK 9: Działanie w czasie pomiarów zależne od mierzonej wielkości, opisane w odrębnych procedurach.

KROK 10: Oględziny konstrukcji po zakończeniu próbnego obciążenia i odnotowanie ewentualnego powstania rys, pękniecia, wykruszenia oraz zmian w układzie łożysk.

8.2.4.5 Opis postępowania na etapie sprawozdania z próbnego obciążenia

KROK 1: Zapoznanie się z wynikami pomiarów przedstawionymi w sprawozdaniu wewnętrznym na odrębnych formularzach (opracowane według odrębnej procedury).

KROK 2: Opis stanu konstrukcji przed próbnym obciążeniem.

KROK 3: Opis przebiegu badań i zachowania się konstrukcji w czasie badań.

KROK 4: Weryfikacja mas całkowitych pojazdów próbnych użytych do badania na podstawie protokołów ważenia i ewentualne wyznaczenie procentowej korekty masy całkowitej. Rzeczywiste masy pojazdów należy uwzględnić w modelu obciążenia (MOPZ).

KROK 5: Wyznaczenie według Eurokodu 2 prognozowanej wartości modułu sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej w funkcji wieku i rodzaju zastosowanego kruszywa na podstawie raportu z badań wytrzymałości betonu na ściskanie i receptury mieszanki betonowej:

$$E_{cm}(t) = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \cdot e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \right)^{0,3} \cdot \alpha_E \qquad [GPa] \tag{8-2}$$

gdzie f_{cm} jest średnią wytrzymałością 28-dniową betonu na ściskanie w [MPa], s jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu o wartościach podanych w Tab. 6-2, t jest wiekiem betonu ≥ 7 w dniach i α_E jest współczynnikiem uwzględniającym rodzaj kruszywa o wartościach podanych w Tab. 6-3.

Wyznaczone wartości modułu sprężystości betonu ustroju nośnego $E_{cm}(t)_u$ i płyty chodnikowej $E_{cm}(t)_p$ należy uwzględnić w modelu materiału (MOPZ).

Zależność siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku otrzymana z własnych badań oraz obliczona na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu według Eurokodu 2 [36] wraz z normową wartością modułu przedstawiono na Rys. 6-24.

KROK 6: Wyznaczenie efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym według własnej procedury opisanej w punkcie 7.3.3. Rzeczywisty moment bezwładności na zginanie takiego przekroju należy obliczyć z zależności:

$$I_{rzecz} = I_u + F_u \cdot y_u^2 + \beta_o \cdot I_{p,eff} + \beta_o \cdot F_{p,eff} \cdot y_p^2 \tag{8-3}$$

z

$$\beta_o = \frac{E_{cm}(t)_p}{E_{cm}(t)_u} \tag{8-4}$$

gdzie I_{rzecz} jest rzeczywistym momentem bezwładności na zginanie ustroju nośnego zespolonego z płyta chodnikową, I_u jest momentem bezwładności na zginanie ustroju nośnego, y_u jest odległością osi obojętnej przekroju ustroju nośnego względem osi obojętnej zespolonego przekroju, $I_{p,eff}$ jest momentem bezwładności na zginanie przekroju efektywnej płyty chodnikowej, y_p jest odległością osi obojętnej przekroju efektywnej płyty chodnikowej względem osi obojętnej zespolonego przekroju, $F_{p,eff}$ jest efektywnym polem powierzchni płyty chodnikowej wyznaczonej z uwzględnieniem współczynnika $w_{p,eff}$, a β_o jest współczynnikem uwzględniającą różnice wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji czasu $E_{cm}(t)_u$ (ustroju nośnego) i $E_{cm}(t)_p$ (płyty chodnikowej).

Otrzymany przekrój zespolony należy uwzględnić w modelu geometrii (MOPZ).

KROK 7: Z wykorzystaniem utworzonego modelu obciążenia próbnego zweryfikowanego MOPZ wykonanie ponownych obliczeń określających ugięcia teoretyczne (U_{oz}), które występują przy obciążeniu konstrukcji przęseł samochodami próbnymi według zrealizowanych schematów.

KROK 8: Przedstawienie wyników pomiarów (przemieszczenia pionowe punktów przęseł oraz pomiar niwelacyjny osiadań podpór) na podstawie sprawozdania wewnętrznego.

KROK 9: Analiza ugięć teoretycznych otrzymanych w modelu obciążenia próbnego wstępnego MOPW (U_{ow}) i w modelu obciążenia próbnego zweryfikowanego MOPZ (U_{oz}) oraz uzyskanych na podstawie badań pod próbnym obciążeniem w schematach przęsłowych (ugięcia całkowite, sprężyste i trwałe).

KROK 10: Opis stanu konstrukcji po próbnym obciążeniu.

KROK 11: Sporządzenie wniosków końcowych na temat badanej konstrukcji mostowej z określeniem nośności odpowiadającej projektowanej klasie obciążenia.

KROK 12: Utworzenie metryki obiektu jako podstawy porównań stanu początkowego przy ewentualnych badaniach eksploatacyjnych i zapisanie w bazie danych.

8.2.5 Dokumenty związane

- Zarządzenie nr 35 Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 12 sierpnia 2008 r. w sprawie wprowadzenia zaleceń dotyczących wykonywania badań pod próbnym obciążeniem drogowych obiektów mostowych.
- PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- PN-99/S-10040 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wymagania i badania.

- PN-88/B-06250 Beton zwykły.
- PN-EN 206-1:2003 Beton Część I: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- EN 1992. Eurocode 2: Design of concrete structures (projektowanie konstrukcji z betonu).

8.3 PODSUMOWANIE

Opisana adekwatna procedura modelowania i planowania badań odbiorczych omawianego typu obiektów mostowych oparta jest na wieloletnich doświadczeniach naszego zespołu i szczegółowych analiz wybranego typu ustroju nośnego, który poddany został poszerzonym badaniom w trakcie budowy. Wszystkie spostrzeżenia z niniejszej pracy zostały ujęte w procesie planowania i badania pod próbnym obciążeniem. Skupiono się na obiekcie typu 4, gdyż najliczniej występuje na obecnie budowanych odcinkach autostrad i dróg ekspresowych w Polsce. Jednak przedstawiona procedura może być również adoptowana do innych typów ustrojów nośnych, gdy uwzględni się ich specyfikę i ewentualnie przeprowadzi poszerzone badania na obiektach rzeczywistych.

Obecnie procedury badawcze stają się konieczne w celu określenia wielkości mierzonych, a zawarte kroki postępowania ujednolicają badania przez różne zespoły. Każdy zespół badań terenowych (a są one liczne w kraju), dysponuje własnymi procedurami zapewniającymi wiarygodność wielkości mierzonych. Jednak wprowadzenie w typowych ustrojach nośnych procedur wspólnie wypracowanych byłoby bardzo cenne, pozwalając zachować wysoką jakość merytoryczną z gromadzeniem metryk obiektów w jednej bazie danych. Wspólne uczestniczenie w badaniach terenowych zespołów spełniających wymagania prawne według tych samych procedur dawałoby niezbędną wiedzę w procesie eksploatacji obiektów mostowych. Coraz liczniejsza sieć dróg z uporządkowaną i ujednoliconą bazą danych ułatwiłaby kontrolę stanu technicznego konstrukcji mostowych. Zagadnienie modelowania obiektów mostowych na potrzeby systemów komputerowych wspomagających eksploatację infrastruktury komunikacyjnej omawia pozycja [6].

Zaproponowana procedura badawcza została podzielona na trzy części: I dotycząca postępowania na etapie projektu próbnego obciążenia, II opisująca postępowanie w trakcie wykonywania próbnego obciążenia i III omawiająca etap sprawozdania z próbnego obciążenia.

Dzięki poszerzonym badaniom udało się uzyskać dużą zgodność wyników przemieszczeń w modelu teoretycznym i obiekcie rzeczywistym. W wypadku braku procedury zgodność relacji ugięć pomierzonych z ugięciami teoretycznymi wyniosła średnio 58 % (na przykładzie ośmiu przebadanych obiektów typu 4). Uwzględnienie według powyższej procedury wpływu zmian cech betonu w funkcji wieku oraz zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym, pozwoliło na uzyskanie średnio 91 % zgodność tych wyników. Potwierdza to znaczny wpływ rzeczywistych modułów sprężystości betonu i efektu zespolenia płyty chodnikowej na wzrost sztywności przęseł rzeczywistych. Przedstawiona procedura pozwala określić wpływ poszczególnych czynników na wzrost rzeczywistej sztywności przęseł. Może być przydatna dla osób zajmujących się tym zagadnieniem w procesie przeprowadzania badań terenowych.

9. WNIOSKI

9.1 PODSUMOWANIE

Przedmiotem niniejszej pracy było wyjaśnienie i usunięcie rozbieżności systematycznie pojawiających się między modelami obliczeniowymi, a wynikami badań rzeczywistych konstrukcji mostowych. Szczegółowe analizy dotyczyły betonowych ustrojów nośnych składających się z szerokich belek trapezowych połączonych płytą pomostową, które nazwano obiektami typu 4. W pracy wyszczególniono sześć najczęściej występujących typów ustrojów nośnych, z których najliczniej występującymi wiaduktami autostradowymi w Polsce są obiekty typu 4, stanowiące według szacunków autora 42 % wszystkich obiektów poddawanych obecnie próbnym obciążeniom. Dlatego w pracy obiekty tego typu były przedmiotem szczegółowej analizy zachowania się konstrukcji podczas badań odbiorczych.

Próbne obciążenia mostów mają wiele zalet i szeroki zakres zastosowania, a dzięki otrzymanym wynikom pozwalają lepiej zrozumieć rzeczywistość i zweryfikować modele obliczeniowe. Przy analizie wyników próbnego obciążenia często znacznie mniejsze od teoretycznych wyniki badań są traktowane jako rezerwa nośności. Według autora jest to pogląd niesłuszny.

Znaczne rozbieżności między teorią, a badaniami są znakiem przyjęcia błędnego modelu do badań. Autor zwrócił uwagę na tworzenie adekwatnego modelu obliczeniowego, który składa się z modelu geometrii, modelu obciążenia i modelu materiału. W przypadku modelu obciążenia jesteśmy bliscy rzeczywistości, jednak już model geometrii przez silne zespolenie płyty chodnikowej z ustrojem nośnym i model materiału betonowych ustrojów nośnych jest obarczony dużą niepewnością. Ponieważ próbne obciążenie jest procesem, składającym się z projektu próbnego obciążenie, badania terenowego oraz sprawozdania z próbnego obciążenia, zespół badań terenowych z założenia ma niepełne informacje o stanie rzeczywistym na wyszczególnionych etapach badania. Dlatego w pracy wprowadzono podział modelu obliczeniowego w zależności od etapu procesu na trzy modele: Model Projektu Budowlanego (MPB) wykonywany przez projektanta na etapie projektu budowlanego, Model Obciążenia Próbnego Wstępny (MOPW) opracowany na etapie projektu próbnego obciążenia przez zespół badań terenowych i Model Obciążenia Próbnego Zweryfikowany (MOPZ) wykonany przez ten sam zespół na etapie sprawozdania z próbnego obciążenia. Dzięki takiemu podziałowi uzyskano ujednolicone założenia, które umożliwiają porównanie i zweryfikowanie modeli obliczeniowych przez projektanta i zespół badań terenowych jeszcze przed próbą obciążeniową, a dzięki pełnym informacjom o czynnikach wpływających na rzeczywistą sztywność przęseł, uzyskać w sprawozdaniu adekwatny model obliczeniowy o dużej zgodności wyników teoretycznych i rzeczywistych. Wyjaśnienie rzeczywistych cech betonów „mostowych" w funkcji wieku oraz wpływ współpracy płyty chodnikowej był przedmiotem poszerzonych badań rzeczywistego obiektu z towarzyszącymi badaniami betonu, których wyniki analiz pozwoliły zaproponować adekwatną procedurę modelowania i planowania badań odbiorczych omawianego typu obiektów rzeczywistych.

Uczestnicząc od 2004 roku w pracach zespołu badań terenowych Politechniki Śląskiej, zestawiono spośród sześćdziesięciu pięciu przebadanych obiektów, wyniki badań wyszczególnionych sześciu najczęściej występujących typów ustrojów nośnych. Opisano każdy typ ustroju nośnego z przykładowymi wynikami i wnioskami z badań. Badania wykonywane według jednolitych, własnych procedur badawczych, wykazały znaczne różnice ugięć teoretycznych do rzeczywistych w zależności od rodzaju materiału ustroju nośnego i czasu od wykonania ustroju nośnego do jego badania. Szczegółowo przedstawiono wyniki badań ośmiu wiaduktów o ustroju nośnym typu 4, poddanych próbnym obciążeniom na odcinku autostrady A4 Kleszczów – Sośnica. Otrzymane ugięcia dźwigarów stanowiły od 50 do 78 % wartości teoretycznych. Uznano za konieczne wyjaśnienie przyczyn systematycznie pojawiających się rozbieżności, których znajomość dzięki doświadczalnej analizie pozwoli prawidłowo wnioskować o zachowaniu rzeczywistej konstrukcji i weryfikować model obliczeniowy.

Pierwszym spostrzeżeniem był wpływ wieku betonu i rodzaj stosowanych kruszyw i cementów na wzrost rzeczywistej wytrzymałości betonu „ mostowego" i modułu sprężystości betonu. Kolejnym spostrzeżeniem był wpływ zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym. Te dwa czynniki wpływające głównie na wzrost rzeczywistej sztywności zostały w pracy przeanalizowane.

Przeprowadzono w pierwszej kolejności badania laboratoryjne betonu „mostowego" o recepturze mieszanki betonowej stosowanej w ustrojach nośnych osmiu wiaduktów autostradowych opisanych w pracy. Opisano sposób przygotowania, pielęgnowania i badania pobranych próbek. Określono dzięki badaniom niszczącym, rejestrujących jednocześnie czasowy przyrost siły w prasie i odkształceń próbki betonowej wykres zależności naprężenie – odkształcenie. Na ich podstawie wyznaczono po 7, 14, 28 i 90 dniach rozkład wytrzymałości na ściskanie i siecznego modułu sprężystości betonu. Badania wykazały wzrost wytrzymałości charakterystycznej betonu po 90 dniach pielęgnacji w warunkach laboratoryjnych o 40 % w stosunku do normowej wartości. Otrzymane wartości modułów sprężystości betonu potwierdziły wzrost o 23-29 % od wartości normowych w zależności od czasu dojrzewania betonu. Takie wyniki wskazują na konieczność uwzględniania rzeczywistego modułu sprężystości betonu w modelu obciążenia próbnego zweryfikowanego (MOPZ). Ponieważ w praktyce zespół badań terenowych otrzymuje od wykonawcy wyniki badań betonu po 28 dniach dojrzewania, gdzie rejestruje się jedynie siłę niszczącą (brak pomiaru przyrosty odkształceń w czasie), uznano poszukanie adekwatnej propozycji prognozowania wartości modułu sprężystości na podstawie takich danych.

Kolejnymi badaniami przedstawionymi w rozprawie były poszerzone badania wybranego obiektu w trakcie jego budowy. Wytypowany wiadukt nad autostradą A4 (typu 4) w ciągu budowanego odcinka Węzeł Wielicka – Węzeł Szarów poddano próbnemu obciążeniu w trzech etapach budowy: I etap po zabetonowaniu i sprężeniu ustroju nośnego, II etap po zabetonowaniu płyt chodnikowych i ostatni etap po wykonaniu pozostałego wyposażenia. Badaniom tym towarzyszyły równocześnie badania betonu. Na obiekcie zamontowano system pomiarowy do rejestracji ciągłej odkształceń i temperatury we wnętrzu ustroju nośnego i płyty chodnikowej oraz pierwszy w Polsce zastosowany czujnik do określania zmian „naprężeń" w betonie (potocznie zwany tubą). Poszerzone badania w kolejnych etapach budowy pozwoliły określić wpływ płyty chodnikowej na rzeczywistą sztywność przesła typu 4. Badania wykazały 20,1 % wzrost sztywności, co jest cenną informacją przy interpretowaniu wyników z próbnych obciążeń badanego typu rozwiązań konstrukcyjnych połączenia chodnika. Należy zaznaczyć przy tym, że jest to pierwsze tego typu badanie według wiedzy autora.

Dodatkowo towarzyszące badania wytrzymałości betonu w czasie przy pielęgnacji próbek w warunkach laboratoryjnych według Eurokodu 2 (przechowywane w wodzie) dały wyniki różne od próbek przechowywanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Autor rozprawy zaproponował własny sposób pielęgnacji próbek, które przechowywał w szczelnych workach z niewielką ilością wody i dzięki ciągłym pomiarom temperatury betonu we wnętrzu dźwigara, uwzględniał tą temperaturę dwa razy na dobę w laboratorium (przechowywanie próbek w suszarce i lodówce w zależności od zmierzonej rzeczywistej temperatury betonu). Do tych z przechowywania wzorcowego wyników odniesiono się przy modelowaniu obiektu (MOPZ). Moduł sprężystości betonu badany w czasie był wyższy od normowej wartości średnio o 21,6 %.

W rozprawie wyłoniono adekwatny model obliczeniowy wiaduktu (typu 4) na podstawie zbudowanych dziewięciu różnych klas modeli obliczeniowych. Teoretyczne wyniki ugięć porównywano z wartościami uzyskanymi podczas badania wiaduktu w pierwszym etapie jego budowy, gdzie brak było wykonanego wyposażenia. Porównawcza analiza wyników pozwoliła wytypować adekwatny model obliczeniowy. Bryłowy model 5 klasy (e^3,p^3) dzięki najwierniejszemu odwzorowaniu rzeczywistej konstrukcji, uznano za adekwatny w uwagi na przemieszczenia, lecz otrzymane bardzo duże zadanie numeryczne powoduje ograniczenie jego przydatności. Dlatego za najwłaściwszy sposób odwzorowania ustroju belkowo – płytowego uznano płytowy model 3W4 (MOPZ), gdyż dzięki prostocie kształtowania czyni zadanie numeryczne o umiarkowanej wielkości przy jednocześnie dużej zgodności przemieszczeń teoretycznych z otrzymanymi w badaniach. Uzyskana dla najbardziej wytężonej belki relacja ugięć sprężystych wywołanych próbnym obciążeniem do wartości teoretycznej (U_s / U_{oz}) stanowiła 101 %. Otrzymany wynik uznano za zadawalający, czyniąc model 3W4 adekwatnym modelem obliczeniowym w procesie próbnych obciążeń wiaduktów składających się z szerokich belek trapezowych (sprężonych) połączonych płytą żelbetową.

Przeprowadzona w pracy analiza porównawcza wzrostu wytrzymałości betonu „mostowego" w okresie 28-90 dni dojrzewania w warunkach laboratoryjnych uzyskana z badań in situ i otrzymana z propozycji Eurokodu 2, potwierdziła zbieżność tych wyników. Wzrost wytrzymałości betonu wyniósł 14 % w przypadku badań in situ, a według propozycji Eurokodu 2 wzrost ten osiągną 12 %. Otrzymane wartości z propozycji Eurokodu 2 pozwalające uwzględniać wpływ wieku na wytrzymałość betonu uznano za adekwatne w analizie wyników próbnych obciążeń betonowych mostów.

Moduł sprężystości betonu mimo wieloczynnikowych uwarunkowań zależności σ-ε opisywany jest najczęściej w zaleceniach normowych i różnych propozycjach literatury technicznej w zależności od wytrzymałości na ściskanie. Sieczny moduł sprężystości betonu zależny od rodzaju zastosowanego kruszywa, wykazując większą wartość przy zastosowaniu kruszywa bazaltowego. Ponieważ najczęściej takie kruszywo występuje w betonach „mostowych", uznano w pracy propozycję Eurokodu 2 do określenia modułu sprężystości na podstawie wytrzymałości na ściskanie przez wprowadzenie do wzorów współczynnika związanego z rodzajem kruszywa za adekwatny. Tak otrzymana wartość uwzględniana będzie w modelu obliczeniowym zweryfikowanym (MOPZ).

Badania potwierdziły równoważność wyników siecznego modułu sprężystości betonów $E_{cm,w}$ uzyskanego z zalecanego przez EC2 poziomu naprężeń i sposobu pielęgnacji próbek do wartości $E_{cm,ro}$ otrzymanych z rzeczywistego przedziału naprężeń próbnych dla próbek pielęgnowanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Praktyczne zastosowanie wyznaczania siecznych modułów sprężystości betonu dotyczy wartości $E_{cm,w}$. Podyktowane jest to faktem, że na budowie pobrane próbki betonu przechowuje się w wodzie zgodnie z obowiązującymi przepisami i bada stwardniały beton określając wytrzymałość na ściskanie (brak pomiaru odkształceń). Zespół badawczy dysponuje jedynie takimi wynikami, które wraz z interpretacją składu mieszanki betonowej służą wyznaczaniu modułu sprężystości w czasie.

Przedstawiono w pracy sześć propozycji prognozowania wartości siecznego modułu sprężystości betonu w funkcji wieku na podstawie 28-dniowej wytrzymałości betonu. Otrzymane wartości były większe od wartości normowej i jednocześnie mniejsze od wartości uzyskanej z badań własnych. Za adekwatną propozycję uznano prognozowanie według Eurokodu 2 wartości modułu sprężystości betonu w funkcji wieku z uwzględnieniem rodzaju zastosowanego kruszywa. Tak wyznaczana wartość modułu została przyjęta w procedurze modelowania obiektów rzeczywistych.

W pracy przeprowadzono analizę wpływu wyposażenia mostu na wzrost rzeczywistej sztywności przęseł. Wyznaczony z badań terenowych w dwóch etapach budowy (po wykonaniu ustroju nośnego i po wykonaniu płyt chodnikowych na obiekcie) wzrost sztywności rzeczywistej przęsła wyniósł 20,1 %. Wartość otrzymanego momentu bezwładności wyznaczono uwzględniając moduły sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej na podstawie badań własnych. Przyjmując w zweryfikowanym modelu obliczeniowym (MOPZ) sztywność przęsła odpowiadającą iloczynowi $E_{rzecz}I_{rzecz}$, uzyskano przemieszczenia w charakterystycznych punktach równe ugięcią sprężystym otrzymanym podczas badań próbnych w etapie II. Za wartość rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie I_{rzecz} odpowiada pełny przekrój dźwigara i 72,3 % pola powierzchni kapy chodnikowej. Na tej podstawie przyjęto stały mnożnik pola powierzchni płyty chodnikowej, który uwzględnia efektywne zespolenie tego elementu wyposażenia z ustrojem nośnym.

Zaproponowano wartość współczynnika efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym równą $w_{p,eff}$ = 0,72. Uwzględniając prognozowane wartości modułów sprężystości betonu ustroju nośnego i płyty chodnikowej, przedstawiono zależność wyznaczania rzeczywistego momentu bezwładności na zginanie, z wykorzystaniem proponowanego efektywnego współczynnika zespolenia.

Zaprezentowano własną propozycję postępowania mającą na celu uwzględnienie efektywnego zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym w modelu (MOPZ) na potrzeby próbnych obciążeń mostów. Opisana procedura wyznaczania wpływu zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym na wzrost rzeczywistej sztywności przęsła, podaje zakres jej stosowania.

Przeprowadzono weryfikację zaproponowanego współczynnika zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośnym $w_{p,eff}$ na przykładzie ośmiu obiektów mostowych typu 4. Uwzględnienie opisanego w punkcie 6 wpływu zmian cech betonu w funkcji czasu oraz zespolenia płyty chodnikowej z ustrojem nośny, powoduje zbliżenie się ugięć teoretycznych otrzymanych w zweryfikowanym modelu

obliczeniowym (MOPZ) i uzyskanych w badaniach in situ podczas próbnych obciążeń. Otrzymano średnią relację analizowanych ugięć przęseł równą 91 %, co świadczy o dużej zgodności wyników.

Podsumowaniem wyników pracy jest własna propozycja adekwatnej procedury modelowania i planowania badań odbiorczych omawianego typu obiektów mostowych. Zaproponowana procedura badawcza została podzielona na trzy części, z której pierwsza dotyczy postępowania na etapie projektu próbnego obciążenia, druga część opisuje działania w trakcie wykonywania badania pod próbnym obciążeniem, a trzecia część omawia etap sprawozdania z próbnego obciążenia. Uwzględnienie procedury badawczej pozwala uzyskać zgodność relacji ugięć rzeczywistych z teoretycznymi na poziomie średnio 91 %, co w porównaniu z typowymi badaniami bez wykorzystania procedury daje wartość średnią 58 %. Przedstawiona procedura pozwala określić wpływ omawianych czynników na wzrost rzeczywistej sztywności przęseł i może być stosowana przez osoby zajmujące się tym zagadnieniem w procesie przeprowadzania badań terenowych.

9.2 WNIOSEK KOŃCOWY

Na podstawie przedstawionych w pracy analiz oraz wyników badań uważa się, że zasadnicze cele rozprawy doktorskiej zostały osiągnięte, a postawiona na wstępie teza pracy została udowodniona.

9.3 KIERUNEK DALSZYCH PRAC

Zaproponowana w pracy adekwatna procedura modelowania i planowania badań odbiorczych omawianego typu ustrojów nośnych prowadzi do dużej zgodności wyników teoretycznych i otrzymanych z badań terenowych. Znajomość czynników wpływających na wzrost sztywności przęseł rzeczywistych, pozwala lepiej zrozumieć zachowanie się rzeczywistej konstrukcji i weryfikować modele obliczeniowe. Na podstawie przedstawionej w pracy adekwatnej procedurze, można ją rozszerzyć na inne typy najczęściej występujących ustrojów nośnych. Wymaga to jednak szczegółowych analiz i badań in situ uwzględniających aspekty technologiczne i występujące rozwiązania konstrukcyjne.

Posiadanie takich procedur ujednolici cały proces przeprowadzania badań odbiorczych, a ich stosowanie zapewni wysoką metrologiczną jakość wykonywania badań, umożliwiając gromadzenie i systematyzowanie wyników. Uzyskana w ten sposób baza danych będzie przydatna w późniejszej diagnostyce obiektów rzeczywistych. Należy podkreślić, że dzięki obecnemu programowi budowy autostrad i dróg ekspresowych w Polsce, przybywa nam liczba obiektów eksploatowanych, które powinny być sprawnie i bezpiecznie użytkowane. Posiadanie takiej bazy danych ułatwi w przyszłości monitorowanie infrastruktury drogowej.

Autor widzi następujące kierunki prac i badań:

- rozszerzenie adekwatnej procedury badawczej na kolejne typy ustrojów nośnych najczęściej występujących na odcinkach autostrad i dróch ekspresowych,
- analizę niepewności pomiarów terenowych poprzez walidację mającą na celu określenie i potwierdzenie przedziału, w którym znajduje się rzeczywista wielkość mierzona z danym prawdopodobieństwem,
- utworzenie bazy danych z wynikami badań pod próbnym obciążeniem przeprowadzonych według ujednoliconych procedur w celu usprawnienia metod oceny istniejących i eksploatowanych mostów.

SPIS LITERATURY

[1] ACI Committee 318-05, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Farmington Hills 2009

[2] Aitcin P., *Domieszki: najważniejszy składnik nowoczesnego betonu*, Cement-Wapno-Beton 5/2006

[3] Ajdukiewicz A., Mames J., *Betonowe konstrukcje sprężone*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001

[4] Ajdukiewicz A., Mames J., *Konstrukcje z betonu sprężonego*, Polski Cement, Kraków 2008

[5] *Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Podręcznik użytkownika*, RoboBAT, Kraków 2009

[6] Bień J., *Modelowanie obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002

[7] Bień J., Adamcewicz S., Zwolski J., Rawa P., Banakiewicz A., *Badania wschodniej konstrukcji nowego mostu Warszawskiego we Wrocławiu*, Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie, s. 287-298, Wrocław listopad 2008

[8] Bień J., Banakiewicz A., Rabiega J., Rawa P., Zwolski J., *Adamcewicz S., Badania mostu Grunwaldzkiego we Wrocławiu pod obciążeniem eksploatacyjnym*, Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie, s. 299-310, Wrocław listopad 2008

[9] Bień J., Kmita J. Rawa P., Zwolski J., *Próbne obciążenia mostu autostradowego przez Wisłę koło Torunia*, Inżynieria i Budownictwo 9/1999

[10] Bień J., Kmita J., Rawa P., Zwolski J., *Nowy most drogowy przez Wisłę w Wyszogrodzie - próbne obciążenia konstrukcji*, Inżynieria i Budownictwo 9/2000

[11] Bień J., Kmita J., Rawa P., Zwolski J., *Badania mostu Świętokrzyskiego przez Wisłę w Warszawie*, Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002

[12] Bień J., Kmita J., Rawa P., Zwolski J., *Obciążenia próbne wiaduktów łukowych nad autostradą A4*, Inżynieria i Budownictwo 6/2002

[13] Bień J., Kmita J., Rawa P., Zwolski J., *Statyczne i dynamiczne badania zespolonych konstrukcji mostowych*, Konferencja: Badania materiałów budowlanych i konstrukcji inżynierskich, Wrocław 2004

[14] Bień J., Rawa P., *Laserowe pomiary statycznych i dynamicznych przemieszczeń dużych konstrukcji mostowych*, Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002

[15] Bień J., Rawa P., Zwolski J., *Próbne obciążenia autostradowych obiektów mostowych*, Inżynieria i Budownictwo 11/2001

[16] Bień J., Rawa P., Zwolski J., *Obwodnica Śródmiejska Wrocławia - wybrane aspekty próbnych obciążeń obiektów mostowych*, Inżynieria i Budownictwo 1-2/2004

[17] Bień J., Rawa P., Zwolski J., Jakubowski K., *Badania zarysowanej konstrukcji wiaduktu autostradowego*, Konferencja: Badania materiałów budowlanych i konstrukcji inżynierskich, Wrocław 2004

[18] Biliszczuk J., *Mosty podwieszone*, Arkady, Warszawa 2005

[19] Biliszczuk J. i inni, *Projektowanie stalowych kładek dla pieszych*, DWE, Wrocław 2007

[20] Bogucka J., Grabiec- Mizera T., Mroczkowski M., *Prognozowanie wartości modułu sprężystości betonu w funkcji wieku materiału*, Cement-Wapno-Beton 3/2000

[21] Bogucka J., Grabiec- Mizera T., Mroczkowski M., *Wpływ rodzaju kruszywa na moduł sprężystości betonów konstrukcyjnych*, Cement-Wapno-Beton 1/2000

[22] Bogucka J., Uryzaj A., *Wpływ warunków wilgotnościowych środowiska na ugięcia zginanych elementów betonowych zbrojonych podłużnie*, Inżynieria i Budownictwo 5/2004

[23] Budka E., Lorenc W., *Sposoby dyskretyzacji układów płytowo-belkowych na przykładzie trójprzęsłowego mostu drogowego*, I Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2001

[24] Burdet O., Cothay S., *Static and dynamic load testing of Swiss bridges*, International Bridge Conference, Warszawa 1994

[25] CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford Services Ltd, London 1993

[26] Ceglarska A., *Wpływ zamrożenia młodego betonu na jego właściwości po 28 dniach dojrzewania*, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej nr 1735, Gliwice 2008

[27] Chmielewski T., Zembaty Z., *Podstawy dynamiki budowli*, Arkady, Warszawa 1998

[28] Chróścielewski J., Dudek M., Malinowski M., Miśkiewicz M.,, *Modelowanie konstrukcji mostowych - obliczenia i weryfikacja "in situ"*, Rozdział 4 pracy pod redakcją naukową Tadeusza Niezgody Analizy numeryczne wybranych zagadnień mechaniki, Redakcja Wydawnicza WAT, Warszawa 2007, s. 87-108

[29] Chróścielewski J., Kozakiewicz A., Malinowski M., Rutkowski R., Żółtowski K., *Badania mostu III Tysiąclecia im. Jana Pawła II w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdańsku*, Inżynieria i Budownictwo 12/2002

[30] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M.,, *Próbne obciążenie mostu przez Wisłę w Puławach*, Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie, s. 319-330, Wrocław listopad 2008

[31] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M.,, *Arch bridges under test loadings*, Journal of KONES 2008, Vol. 15, No 1, s. 17-38

[32] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M., Żółtowski K., *Modelowanie konstrukcji mostowych w świetle badań*, 51 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 2005

[33] Chudzikiewicz A., *Statyka Budowli*, Wydawnictwo PWN, Warszawa 1976

[34] Czarnecki L. i inni, *Beton według normy PN-EN 206-1 -komentarz-*, Polski Cement, Kraków 2007

[35] Czkwianianc A., *Laboratorium badawcze materiałów i konstrukcji budowlanych w Politechnice Łódzkiej*, Inżynieria i Budownictwo 11/2006

[36] EN 1992. Eurocode 2: *Design of concrete structures* (projektowanie konstrukcji z betonu)

[37] EuroCode No.4, *Desing of Composite Steel and Concrete Structures*; Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization

[38] Fiertak M., Stryszewska T., *Dodatek pyłu krzemionkowego a odporność na mróz betonów cementowych*, Cement-Wapno-Beton 6/2005

[39] Flaga K., *Wpływ czasu na mosty żelbetowe i z betonu sprężonego*, Inżynieria i Budownictwo 6/1997

[40] Flaga K., *Pełzanie betonu według Eurokodu 2*, Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002

[41] Flaga K., *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*, Seria Inżynieria Lądowa. Monografia 295. Kraków 2004

[42] Fryba L., Pirner M., *Load tests and modal analysis of bridges*, Engineering Structures 23 (2001) 102-109

[43] Furtak K., *Mosty zespolone*, PWN, Warszawa Kraków 1999

[44] Furtak K., *Ocena stanu zarysowania żelbetowych belek mostowych o poszerzonych środnikach*, Inżynieria i Budownictwo 1-2/2004

[45] Furtak K., Śliwiński J., *Materiały budowlane w mostownictwie*, WKŁ, Warszawa 2004

[46] Góra J., Piasta W., *Moduł sprężystości betonów zwykłych i wysokowartościowych w zależności od rodzaju kruszywa łamanego*, Inżynieria i Budownictwo 8/2005

[47] Górko M., Lachowicz P., *Określenie ugięć elementów żelbetowych metodą fotogrametryczną*, Inżynieria i Budownictwo 3/2000

[48] Grodzicka A., *Trwałość BWW na przykładzie konstrukcji mostowych*, Cement-Wapno-Beton 3/2003

[49] Hambly E. C., *Bridge deck behaviour*, E & FN SPON, London and New York, 1991

[50] Hartley M.J., Pavic A., Waldron P., *Investigation of pedestrian walking loads on a cable stayed footbridge using modal testing and FE model updating*, IMAC-XVII Proceedings

[51] Hassan M., Burdet O., *Analysis and Evaluation of Bridge Behavior Under Static Load Testing Leading to Better Design and Judgment Criteria*, Fourth International Bridge Engineering Conference, San Francisco 1995

[52] Helowicz A., *Rozkład temperatury twardnienia betonu w masywnych elementach obiektu mostowego*, Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002

[53] Hoła J., *Wpływ czynników technologicznych i eksploatacyjnych na poziom naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie ściskanym w świetle dotychczasowych badań*, Cement-Wapno-Beton 2/2001

[54] Hołowaty J., *Próbne obciążenie jako element diagnostyki obiektu mostowego*, I Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2001

[55] Hołowaty J., *Sposób oceny rezerw nośności starych mostów dźwigarowych*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[56] Instrukcja 194/98. *Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonywanych w formach*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1998

[57] Iravani S., ACI Mater. J. 93, 5, 416 (1996)

[58] Jamroży Z., *O rozwoju betonu w XXI wieku*, Inżynieria i Budownictwo 5/2002

[59] Jankowiak I., Wołowicki W., *Analiza przyczyn powstania zarysowań kap chodnikowych i gzymsów na wybranych obiektach autostradowych*, IV Ogólnopolska Konferencja Mostowców - Konstukcja i Wyposażenie mostów, s. 71-80, Wisła październik 2005

[60] Japan Society of Civil Engineering, *Standard Specification for Desing and Construction of Concrete Structures* (JSCE Standard), Tokyo 2009

[61] Jędrzejek S., Gosławski P., *Modelowanie statyczne skomplikowanych konstrukcji inżynierskich*, V Ogólnopolska Konferencja Mostowców - Konstukcja i Wyposażenie mostów, s. 105-114, Wisła listopad 2008

[62] Jóźwiak J., Kliszczewicz R., Zybura A., *Zasady projektowania konstrukcji żelbetowych na podstawie PN-B-03264:1999*, Arkady, Warszawa 2001

[63] Karaś S., *O badaniach betonu mostów metodami "pull-off" i "pull-out"*, Inżynieria i Budownictwo 7/2004

[64] Karaś S., *Uwagi o badaniach betonu mostów przy zastosowaniu metod PULL-OFF i PULL-OUT*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[65] Karlikowski J., Madaj A., Wołowicki W., *Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe*, WKŁ, Warszawa 2007

[66] Karlikowski J., Sturzbecher K., *Badania mostu zespolonego pod próbnym obciążeniem statycznym i dynamicznym*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[67] *Katalog Detali Mostowych*, Biuro Projektowo-Badawcze Dróg i Mostów, Transprojekt-Warszawa Sp. z o.o., Warszawa 2002

[68] Kawecki J., *Perspektywy rozwoju diagnostyki budowli*, Inżynieria i Budownictwo 9/1998

[69] Kiernożycki W., *Betonowe konstrukcje masywne*, Polski Cement, Kraków 2003

[70] Klasztorny M., *Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne Warszawa 2005

[71] Klemczak B., *Badania wytrzymałości młodego betonu w stanie trójosiowego ściskania*, Cement-Wapno-Beton 6/2006

[72] Kmita J., Kamiński L., *Problemy próbnych obciążeń budowli mostowych*, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Nr 17/1975

[73] Kmita J., Bień J., Machelski C., *Komputerowe wspomaganie projektowania mostów*, WKŁ Warszawa 1989

[74] Ko W.J., Hung C.F., *Extraction of structural system matrices from an identified state-space system using the combined measurements of DVA*, Journal of Sound and Vibration (2002) 249(5), 955-970

[75] Kon E., *PN- EN 12390 : 2001 " Badania betonu"*, Cement-Wapno-Beton 3/2002

[76] Kubissa J., Koper W., *O wskaźnikach zmienności wytrzymałości współczesnych betonów konstrukcyjnych*, Inżynieria i Budownictwo 4/2001

[77] Kużawa M., Cruz P., Bień J., *Analysis and fatigue evaluation of Pinhao Bridge in Portugal*, Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie, s. 207-218, Wrocław listopad 2008

[78] Larrard F., *Naukowa metoda ustalania składu mieszanki betonowej*, Cement-Wapno-Beton 1/2005

[79] Lewandowski S., *Odkształcalność betonów wysokiej wytrzymałości w żelbetowych elementach zginanych*, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej nr 1644, Gliwice 2004

[80] Lewicki B. i inni, *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002. Tom 1*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2005

[81] Liang D., *CIE 616 - Experimental methods in structure engineering*, University at Buffalo, 1999

[82] *Loading tests on road bridges and footbridges, The Technical Department for Transport, Roads and Bridges Engineering and Road Safety (Setra)*

[83] Łagoda M., *Zagadnienia próbnych obciążeń w diagnostyce mostów*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[84] Łagoda M., Wierzbicki T., *Nowe stale konstrukcyjne dla mostownictwa*, Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie, s. 405-416, Wrocław listopad 2008

[85] Łaziński P., *Rzeczywista sztywność konstrukcji przęsła w próbnych obciążeniach*, Wrocławskie Dni Mostowe, Technologiczne aspekty w projektowaniu i budowie mostów betonowych, s. 157-168, Wrocław listopad 2006

[86] Łaziński P., *Doświadczalna identyfikacja właściwości dynamicznych trzech różnych konstrukcji mostów dla pieszych*, Wrocławskie Dni Mostowe, Kładki dla pieszych. Architektura, projektowanie, realizacja, badania, Wrocław listopad 2007

[87] Łaziński P., *Współpraca płyty chodnikowej z betonowym ustrojem nośnym*, V Ogólnopolska Konferencja Mostowców - Konstukcja i Wyposażenie mostów, s. 147-157, Wisła listopad 2008

[88] Łaziński P., *Rzeczywista sztywność dwubelkowych trapezowych mostów betonowych*, Badania statutowe BK-247/RB-3/2006, Politechnika Ślaska, Katedra Dróg i Mostów, Gliwice 2006

[89] Łaziński P., *Wyznaczenie rzeczywistych czasowych rozkładów cech betonu w konstrukcjach mostowych*, Badania własne BW-422/RB-3/2007, Politechnika Ślaska, Katedra Dróg i Mostów, Gliwice 2007

[90] Łaziński P., Radziecki A., Salamak M., *Wpływ dodatkowych elementów na sztywność konstrukcji przęsła*, IV Ogólnopolska Konferencja Mostowców - Konstukcja i Wyposażenie mostów, s. 115-122, Wisła październik 2005

[91] Łaziński P., Salamak M., *Experimental identification of the dynamic properties of Tyree diffrent footbridge structures,* Thirs International Conference, Footbridge 2008, Porto Portugal, July 2008

[92] Łaziński P., Salamak M., *Badania odbiorcze Śląskich kładek dla pieszych*, Magazyn Drogi, 10/2008, s. 75-81

[93] Łaziński P., Weseli J., *Wyznaczenie rzeczywistych czasowych rozkładów cech betonu dla modelowania i planowania badań odbiorczych mostów autostradowych*, Projekt badawczy promotorski N506 396235

[94] Machelski C., *Obliczanie mostów z betonowych belek prefabrykowanych*, DWE, Wrocław 2006

[95] Machelski C., *Ocena prawdopodobieństwa zarysowania mostów belkowych z betonu sprężonego*, Inżynieria i Budownictwo 3/2003

[96] Machelski C., Biliszczuk J., *W sprawie próbnych obciążeń mostów z betonu sprężonego*, Inżynieria i Budownictwo 2/2000

[97] Machelski C., Biliszczuk J., Sadowski K., *Ocena mostu drogowego w Opolu na podstawie próbnego obciążenia*, Inżynieria i Budownictwo 9/2000

[98] Machelski C., Toczkiewicz R., *Podatność zespolenia dźwigarów mostu stalowego z uwzględnieniem wyposażenia*, Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie, s. 249-256, Wrocław listopad 2008

[99] Madaj A., *Wyniki badań jakości betonu w szeregu obiektów inżynierskich*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[100] Madaj A., Wołowicki W., *Budowa i utrzymanie mostów*, WKŁ, Warszawa 2007

[101] Madaj A., Wołowicki W., *Mosty betonowe*, WKŁ, Warszawa 2002

[102] Majewski S., Wandzik G., *Numeryczna ocena badań wytrzymałościowych betonu*, Księga Referatów XLI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZiTB. Tom V: Konstrukcje betonowe, Kraków-Krynica 1995.

[103] Makowski A., Noskowiak A., *Badania i obliczanie sztywności drewnianych dźwigarów*, Inżynieria i Budownictwo 10/2008

[104] Maliszkiewicz P., Castro A., *Spostrzeżenia wykonawcy obiektów mostowych na odcinku autostrady A4*, Inżynieria i Budownictwo 11/2001

[105] Mańko Z., *Badania sprężonego przęsła mostu drogowego nad rzeką Nysa Kłodzka w ciągu ulicy Matejki w Kłodzku przed remontem*, I Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2001

[106] Materiały z cyklicznych Ogólnopolskich Konferencji Mostowców, *Konstrukcja i Wyposażenie Mostów*, Główny Organizator Katedra Dróg i Mostów Politechniki Śląskiej, Wisła 2008

[107] Mierzwa J., *Podstawy projektowania konstrukcji z betonu w ujeciu PN-B-03264:1998 w świetle Eurocodu 2*, ITB, Puławy 1998, Materiały konferencyjne

[108] MSF-Teodoro Gomes Alho Sp. z o.o. Oddział w Polsce, *Badania wytrzymałości betonu na odcinku autostrady A4 Kleszczów-Sośnica*, Gliwice, 2005.

[109] Neville A.M., *Właściwości Betonu - Wydanie Czwarte*, Polski Cement, Kraków 2000

[110] Olaszek P., Łagoda M., *Badania w trakcie budowy i odbioru mostu Siekierkowskiego w Warszawie*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[111] Opilski Z., Salamak M., *Wykorzystanie kamery cyfrowej do pomiarów statycznych i dynamicznych przemieszczeń w mostach*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[112] Orzechowska M., *Wpływ szybkości przyrostu onciążenia na charakterystykę naprężenie-odkształcenie betonu*, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej nr 1735, Gliwice 2008

[113] Paczkowska T., Paczkowski W., *Ocena wiarygodności wyników obciążeń próbnych wiaduktu o konstrukcji zespolonej*, XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 2002

[114] Piasta W., Góra J., *Wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie betonów zwykłych i wysokowartościowych z różnymi kruszywami łamanymi*, Cement-Wapno-Beton 3/2006

[115] Pięciorak E., *Model numeryczny belki z falistym środnikiem*, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej nr 1735, Gliwice 2006

[116] *PN-EN 206-1:2003 Beton Część I: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*

[117] *PN-EN 12350-1:2001 Badania mieszanki betonowej. Część 1:Pobieranie próbek*

[118] *PN-EN 12390-2:2001 Badanie betonu. Część 2. Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych*

[119] *PN-EN 12390-3:2001 Badanie betonu. Część 3. Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania*

[120] *PN-EN ISO/IEC 17025 : 2001 Ogólne wymagania dotyczące laboratoriów badawczych i wzorcujących*

[121] *PN-EN ISO 9000:2006 Systemy zarządzania jakością – Podstawy i terminologi*

[122] *PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie*

[123] *PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia*

[124] *PN-88/B-06250 Beton zwykły*

[125] *PN-89/S-10050 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania*

[126] *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*

[127] *PN-99/S-10040 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wymagania i badania*

[128] *PN-92/S-10080. Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane. Wymagania i badania*

[129] Radomski W., *Czy beton ma przyszłość w mostownictwie?*, Budownictwo, Technologie, Architektura. Polski Cement 4/2003

[130] Radziecki A., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Iłowa-Golnice drogi krajowej DK-18*, Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach, 2005

[131] Radziecki A., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Węzeł Klucz - Węzeł Pyrzyce drogi ekspresowej S-3*, Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach, 2009

[132] Rajski O., Rowiński W., Turczyński A., *Doświadczenia ze stosowania betonu klasy B60 na budowie estakady we Wrocławiu*, Inżynieria i Budownictwo 10/2002

[133] *Robot Millennium 21.0, Podręcznik użytkownika*, RoboBAT, Kraków 2008

[134] *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.*,

[135] Rusin Z., *Technologia betonów mrozoodpornych*, Polski Cement, Kraków 2002

[136] Rybak M., *W sprawie próbnych obciążeń mostów*, Drogownictwo 12/99

[137] Rybak M., *O pożytkach z doświadczeń i badań na konstrukcjach mostowych*, I Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2001

[138] Rybak M., *Badania mostów norma A EN 1990*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[139] Ryżyński A., *Badania konstrukcji mostowych*, WKŁ, Warszawa 1983

[140] Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN, *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2*, DWE, Wrocław 2006

[141] Skrzypczak I., Wilczak M., *Metody statystycznej kontroli jakości betonu na podstawie badań wytrzymałości na ściskanie*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[142] Smarzewski P., *Numeryczna analiza niesprężystej belki żelbetowej*, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej nr 1735, Gliwice 2006

[143] Starosolski W., *O modelowaniu belek w stropach płytowo-żebrowych*, Inżynieria i Budownictwo 10/2008

[144] Starzyk K., *Wpływ rodzaju cementu na właściwości BWW z kruszywa bazaltowego*, Cement-Wapno-Beton 5/2006

[145] Syguła S., *Badania mostów betonowych*, II Sympozjum Diagnostyka i badania mostów, Opole 2003

[146] Szydłowski R., *Odkształcenia betonu sprężonego w młodym wieku*, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej nr 1695, Gliwice 2005

[147] Śliwiński J., *Beton zwykły - projektowanie i podstawowe właściwości*, Polski Cement, Kraków 1999

[148] Toczkiewicz R., *Wpływ elementów niekonstrukcyjnych na sztywność mostowych dźwigarów stalowo-betonowych*, Drogownictwo, nr 6-7/2008

[149] *Urządzenia pomiarowe GEOKON*, NeoStrain Technologie pomiarowe, Kraków 2008

[150] Wazowski M., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Węzeł Wielicka - Węzeł Szarów autostrady A4*, Aspekt Sp. z o.o. w Jaworznie, Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach, 2008

[151] Weseli J., *Teoretyczne podstawy opisu i analizy uogólnionego modelu układu most - środowisko*, Zeszyty Naukowe Politechniki Sląskiej, Z. 64 Gliwice 1987

[152] Weseli J., *Teoretyczne wyznaczanie zmęczeniowej funkcji Wohlera dla zmodyfikowane metody "rain-flow",* XXX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa-Krynica 1981

[153] Weseli J., *Przewidywanie cykli naprężenia i trwałości zmęczeniowej mostów*, XXIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa-Krynica 1983

[154] Weseli J., *Ogólny przypadek obciążenia dowolnego ustroju mostowego układem nieinercyjnych sił ruchomych*, XXVII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa-Krynica 1981

[155] Weseli J., *Funkcja obciążenia mostów drogowych w modelu probabilistycznym*, XXVII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa-Krynica 1981

[156] Weseli J., *Wyznaczenie nacisku osi samochodu wjeżdżającego na most przez nierówność progową*, Archiwum Inżynierii Lądowej - Tom XIV z. 3/1968

[157] Weseli J., Radziecki A., *Modelowanie losowego procesu obciążenia dowolnego mostu*, II Konferencja Bezpieczeństwo Budowli Mostowych, Wrocław 1982

[158] Weseli J., Radziecki A., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Kleszczów-Sośnica autostrady A4*, Zakład Mostów Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach, 2004-2005

[159] Weseli J., Radziecki A., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Konin-Koło autostrady A2*, Zakład Mostów Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach, 2004-2005

[160] Weseli J., Radziecki A., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na obwodnicy Skoczowa drogi ekspresowej S1*, Zakład Mostów Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach, Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach, 2004-2005

[161] Weseli J., Radziecki A., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku B Wykroty-Krzyżowa autostrady A4*, Zakład Mostów Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach, Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach, 2005

[162] Weseli J., Radziecki A., Salamak M., Łaziński P. *Projekty i sprawozdania z próbnych obciążeń obiektów mostowych na odcinku Węzeł Stryków II - Węzeł Stryków I autostrady A2*, Zakład Mostów Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach, Cadmost Projekt s.c. w Gliwicach, 2008

[163] *Wyniki badań betonu ustroju nośnego przebudowanego mostu nad rzeką Liswartą w ciągu DW 491 w km 9+496 w miejscowości Zawady*, Beton-Test, Dąbrowa Górnicza, 2009

[164] Wysokowski A., *Wyposażenie mostów, tradycja i nowoczesność - teoria i praktyka*, V Ogólnopolska Konferencja Mostowców - Konstukcja i Wyposażenie mostów, s. 11-40, Wisła listopad 2008

[165] *Zarządzenie nr 35 GDDKiA z dnia 12 sierpnia 2008 roku w sprawie zaleceń dotyczących wykonywania badań pod próbnym obciążeniem drogowych obiektów mostowych*

[166] Zienkiewicz O., *Metoda elementów skończonych*, Arkady, Warszawa 1972

[167] Zobel H., *Naturalne zjawiska termiczne w mostach*, WKŁ, Warszawa 2003

[168] Żółtowski K., *Współczesne możliwości analizy statycznej i dynamicznej mostów stalowych*, Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie, s. 185-198, Wrocław listopad 2008

[169] Żółtowski K., Wąsk T., *Cable stayed bridge over Vistula river in Plock*. Dynamic analysis and site test, Bridge: proceedings of the International Conference on Bridgrs, Dubrovnik, Croatia, May 2006