

Beton Trasy Nowohuckiej

THE CONCRETE USED FOR NOWOHUCKA ROUTE

Streszczenie

W referacie zaprezentowano wybrane rozwiązania materiałowe wdrożone przy realizacji przeprawy mostowej przez Wisłę w ciągu drogi ekspresowej S-7 w Krakowie. W dziedzinie technologii betonu (monolitycznych drogowych) obiektów inżynierskich tzw. „Trasy Nowohuckiej” (po raz pierwszy w Polsce) oparto się na wymaganiach Ogólnych Specyfikacji Technicznych GDDKiA. Efektem było m.in. zastosowanie na szeroką skalę cementu hutniczego oraz kruszywa węglanowego. Niezależnie od specyfikacji także założenia projektowe przyczyniły się do indywidualnego rozpatrzenia i przyjęcia (pionierskich pod wieloma względami) technologii formowania poszczególnych elementów. Dotyczyło to m.in. projektowania składu betonu z uwzględnieniem zadanej charakterystyki naprężenie-odkształcenie, kompensacji oddziaływań pośrednich (termiczno-skurczowych) w maszynych elementach sprężonych czy różnych metod pielęgnacji ciepłno-wilgotnościowej.

Abstract

This paper presents selected solutions of materials used to construct the bridge by which the S-7 dual-carriageway road crosses the Wisła River. The concrete technology of (monolithic road) civil engineering structures of the so-called Nowohucka Route was based (for the first time in Poland) on the requirements of the General Technical Specifications of the General Directorate of National Roads and Motorways (GDDKiA). The results included the widespread use of slag cement and carbonate aggregate. The individual analysis and approval of technologies (pioneering in many regards) of forming individual elements was due not only to the specifications, but also design assumptions. This concerned, among others, designing the concrete composition to obtain predefined stress-strain characteristics, compensating for indirect effects (thermal and shrinkage) in massive prestressed elements, and various methods of thermal and humidity curing.

1. Wprowadzenie

Rozwiązania kompleksowych zagadnień mogą być przygotowane na długo przed realizacją, inne tworzy się tuż przed lub nierzadko w ich trakcie. Z pewnością istnieje zależność między dynamiką procesu przygotowań i podejmowania decyzji a liczbą oraz czasem na analizę dostępnych już danych i doświadczeń. Niezależnie jednak od zagadnienia skuteczne rozwiązania wymagać będą zarówno działań operacyjnych, jak i podejścia projektowego.

Budowa krakowskiego odcinka drogi ekspresowej S-7, której kluczowym elementem jest przeprawa mostowa przez Wisłę, wprowadzała wiele nowych elementów. Z formalnego punktu widzenia stała się pierwszą w Polsce, na której wdrożono zapisy nowych Ogólnych Specyfikacji Technicznych (OST) – ok. 1 roku od ich publikacji na jesieni 2013 r. Przełom 2014/2015 r. wykorzystano na przygotowanie technologii. Czas ten spożytkowano na analizy projektów, precyzowanie wymagań etapów wznoszenia i eksploatacji każdego z elementów oraz dobór jakościowy i ilościowy składów betonu. Szczególnie liczne konsultacje w składzie Inwestor – Projektant – Wykonawca – Producent Betonu uwidoczniły wiele dodatkowych trudności i zagrożeń, którym należało zapobiec. Pojawiły się wreszcie zagadnienia inżynierskie mogące w przyszłości uchodzić za precedens technologii betonu drogowych obiektów inżynierskich. Przykładem niech będą masywne elementy sprężone, weryfikacja obliczeń projektowych z uwzględnieniem rzeczywistej odkształcalności betonu czy optymalizacja procesu bezpiecznego wyprowadzenia energii cieplnej z elementów do otoczenia. Powyższe aspekty w odniesieniu do rozwiązań materiałowych stanowią temat niniejszego opracowania.

2. Specyfikacje techniczne dla betonu

GDDKiA jako inwestor zdecydowała się na zastosowanie nowych OST jako zapisów kontraktowych na budowie „Trasy Nowohuckiej”. Tym samym przed wykonawcą pojawiły się zdecydowanie szersze możliwości wykorzystania potencjału podstawowego materiału - betonu cementowego. Fakt ten miał decydujące znaczenie dla dwóch aspektów: doboru składników i składu oraz specyfikacji właściwości mieszanki betonowej i betonu stwardniałego. Pierwszy oznaczał zdecydowanie szerszy wachlarz materiałów, szczególnie przy selekcji rodzajów cementu i kruszywa. Aspekt drugi całkowicie zmieniał dotychczasową koncepcję tzw. betonu mostowego. Dotąd jedyną cechą formalnie odróżniającą beton konstrukcyjny była wytrzymałość na ściskanie. Pozostałe właściwości były niejako stałą materiałową, niezależną od przeznaczenia / umiejscowienia i w efekcie rzeczywistych warunków wbudowania i eksploatacji betonu w drogowych obiektach inżynierskich. Tą samą betonomieszarkę można było więc skierować do betonowania masywnego fundamentu, jak i cienkościennej konstrukcji sprężonej lub kap chodnikowych narażonych na działanie mrozu w obecności soli odladzających, jeśli tylko na dowodzie dostawy widniała wymagana klasa wytrzymałości na ściskanie. Tę fikcyjną „uniwersalność” betonu podważono w zapisach nowych OST. Przyjęta koncepcja zakłada beton jako materiał podatny na modyfikacje, którego cechy można – i należy – precyzyjnie dobrać w zależności od przeznaczenia. Termin „beton mostowy” musiał zatem ulec rzeczywistemu rozszerzeniu o jego zastosowanie i wynikające stąd pożądane (a nie: „uboczne”) właściwości. Uniwersalna, ale i nadrzędną cechą ma pozostać „jedynie” jego trwałość.

Formalnie przyjętą specyfikację dla betonu poszczególnych elementów podano w tabeli 1.

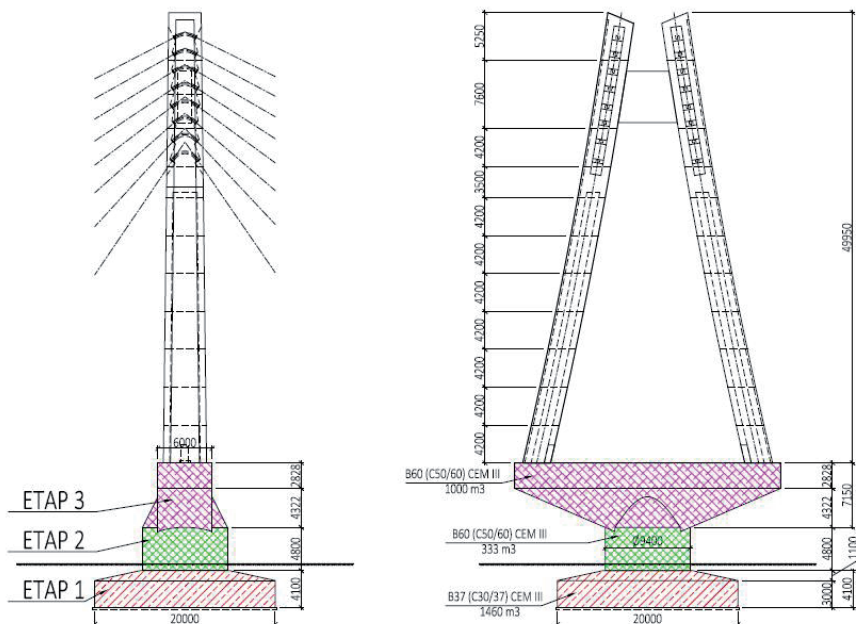
Tabela 1. Zestawienie podstawowej specyfikacji betonu obiektu MD-07

Przeznaczenie	Klasa wytrzymałości na ściskanie	Klasy ekspozycji
Fundamenty, komory, płyty przejściowe	C30/37	XC2+XA1
Ściany oporowe	C30/37	XC2+XD1+XF3
Przepusty	C30/37	XC2+XD2+XF3
Podpory	C30/37	XC4+XD1+XF3+XA1
Podpory	C50/60	XC4+XD1+XF3+XA1
Pylony	C50/60	XC4+XD3+XF3
Ustrój niosący	C40/50 oraz C50/60	XC4+XD3+XF3

Do chwili obecnej (07. 2016 r.) przy formowaniu wymienionych elementów obiektów „Trasy Nowohuckiej” wykorzystano 4 recepty mieszanki betonowej. Po bardzo pozytywnych doświadczeniach z pierwszymi fundamentami i podporami, zdecydowano się zastosować ten sam skład betonu napowietrzonego klasy C30/37 do formowania komór, płyt przejściowych, ścian oporowych i przepustów. Finalnie recepta ta „obsłużyła” więc elementy o co najmniej średniej masywności w kombinacji klas ekspozycji XC4+XD2+XF3+XA1. Przełożyło się to na wymagania m.in. odporności na działanie mrozu (XF3 – F150) czy maksymalną głębokość penetracji wody pod ciśnieniem (XA1 - do 60 mm). Dla realizacji nadziemnych fragmentów masywnych podpór z betonu C50/60 opracowano specjalną receptę. Formalne wymagania wynikające z kombinacji XC4+XD1+XF3+XA1 stanowiły zaledwie część rozbudowanej specyfikacji. Wreszcie 2 kolejne recepty przygotowano dla betonu klas C40/50 i C50/60 pylonów i ustroju niosącego. Planowane jest zastosowanie dodatkowych składów z racji odmienności wymagań i warunków eksploatacji w odniesieniu do kap chodnikowych, barier energochłonnych realizowanych metodą ślizgową oraz nawierzchni z betonu.

3. Ewolucja technologii betonu podpór pylonów

Zasadnicza część niniejszego referatu skupia się na realizacji podpór pylonów obiektu MD-07. Każdą z czterech identycznych podpór tworzą trzy zasadnicze elementy: fundament (płyta), podstawa (słup) oraz rygiel. Fundamentom, słupom i ryglom przyznano w ramach harmonogramu prac numery tzw. etapów: odpowiednio I, II i III. Uwagę zwraca umiejscowienie kolejnych elementów względem poziomu gruntu, które w oczywisty sposób wpłynęło na przyjęcie kombinacji klas ekspozycji związanych z możliwymi oddziaływaniami środowiska. W środowisku gruntowym pracować będą płyty oraz dolne fragmenty podstaw, natomiast konstrukcję nadziemną podpory stanowią wyższe partie słupów oraz rygle. W przekroju podpory zyskały charakterystyczny kształt przypominający kowadła (rysunek 1).



Rys. 1. Konstrukcja podpór pylonów obiektu MD-07

Już pobieżna analiza rysunku wraz z podstawowymi wymiarami wskazuje, że mamy do czynienia z masywnymi elementami konstrukcji podpierających pylony. A zatem dla realizacji nadrzędnego postulatu trwałości, oprócz oddziaływań środowiska należało uwzględnić możliwe oddziaływania pośrednie na wskutek zmian objętościowych twardniejącego betonu. Dodatkowymi czynnikami komplikującymi dobór skutecznej technologii było zróżnicowanie klas wytrzymałości betonu na ściskanie oraz zbrojenie poszczególnych elementów. Konstrukcje podpór tworzyły zarówno żelbetowe płyty fundamentowe z wykorzystaniem betonu C30/37, słupy z betonu zbrojonego klasy C50/60, jak i masywne, sprężone rygle z betonu o wytrzymałości charakterystycznej ponownie 60 N/mm². Już we wstępnych konsultacjach z projektantem pojawiła się wreszcie ostatnia, ale bardzo specyficzna – w świetle wymienionych już wymagań – kwestia. Beton rygli musiał być zaprojektowany dla uzyskania nie tylko określonej wytrzymałości (w tym: we wczesnym okresie dla wstępnego sprężenia), ale również zadanej relacji naprężenie-odkształcenie. Zmiany wytrzymałości i modułu sprężystości w czasie miały być przy tym potwierdzone dla betonu dojrzewającego w rzeczywistych warunkach, które w przypadku konstrukcji masywnych mogą istotnie odbiegać od tych samych cech oznaczonych na próbkach formowanych.

Stopień zróżnicowania i wzajemne relacje wymagań sprawiły, że ostatecznie przyjęte rozwiązania materiałowe oraz technologie istotnie ewaluowały w stosunku do opracowanych wstępnie projektów. Szczególnie finalna technologia sprężonego, masywnego betonu o ograniczonej wartości modułu sprężystości była efektem wszystkich doświadczeń uzyskanych przy realizacji kolejnych płyt oraz słupów żelbetowych. Ewolucję technologii betonu elementów podpierających pylony przedstawiono w kolejnych rozdziałach.

3.1. Od wstępnego projektu do raportu z realizacji

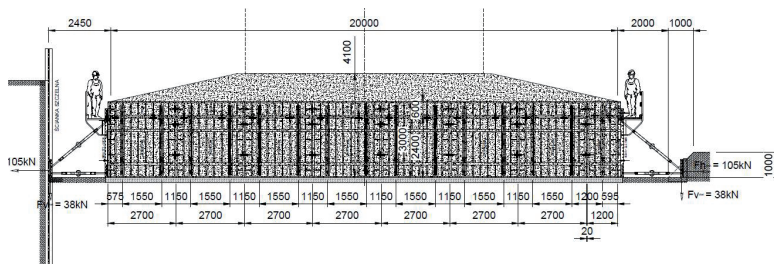
Fundamenty obarczone są relatywnie najniższymi – wśród elementów podpór – wymaganiami dla właściwości betonu (por. p.2.). Niemniej to właśnie realizacja pierwszych płyt fundamentowych była impulsem do zmiany podejścia do technologii masywnych słupów i rygli z betonu o znacznie wyższej wytrzymałości. Również wszystkie podjęte działania określiły standard (algorytm) postępowania przy wszystkich kolejnych elementach. Algorytm wraz z kluczowymi decyzjami przedstawiał się jak następuje:

- Opracowanie wstępnego projektu technologicznego – na tym etapie określono rzeczywistą masywność konstrukcji, wykonano symulacje i obliczenia rozwoju temperatury i przyjęto założenia dotyczące formowania i pielęgnacji elementów. Ważnym krokiem była specyfikacja właściwości mieszanki betonowej wraz z czasem przerobu, wiązania i zachowania podatności na zagęszczenie. Wstępny projekt podlegał konsultacji z projektantem i jednostkami zewnętrznymi (m.in. Politechnika Krakowska – K. Flaga)
- Wykonanie bloków testowych – jako weryfikacja obliczeń oraz podstawa przyjęcia m.in. technologii formowania, pielęgnacji i ustawień dozowania domieszek do betonu
- Opracowanie projektu technologicznego – z uwzględnieniem wszystkich dotychczasowych wniosków i wyników badań
- Realizacja – na podstawie projektu. Niemniej w czasie rzeczywistym podejmowane były kluczowe decyzje dotyczące czasu rozpoczęcia betonowania (pogoda, temperatura otoczenia i mieszanki betonowej) czy korekt dozowania domieszek. Niezwykle istotnym był *quasi*-ciągły pomiar rozwoju temperatury powietrza i krytycznych sekcji formowanego elementu. Monitoring trwał nieprzerwanie od momentu ułożenia pierwszej warstwy mieszanki betonowej do oficjalnego zakończenia pielęgnacji termiczno-wilgotnościowej. W przypadkach zbliżenia się wartości charakterystyki temperaturowej określonych w projekcie jako niebezpieczne, podejmowano natychmiastowe (określone w projekcie) działania, np. zmieniając lokalizację i/lub grubość warstw izolacji. W ten sposób zapewniono bezpieczne (bez generowania nieprzewidzianych naprężeń) wyprowadzenie ciepła ze wszystkich elementów masywnych
- Opracowanie raportów technicznych z realizacji wszystkich masywnych elementów podparcia pylonów
- Uwzględnienie zdobytych doświadczeń i wyników badań w indywidualnych projektach technologicznych kolejnych elementów

Wypracowany algorytm żywo przypomina tzw. cykl Deminga (Plan-Do-Check-Act), ustalający podstawową w zarządzaniu jakością zasadę ciągłego doskonalenia.

3.2. Płyty fundamentowe

Płyty fundamentowe zaprojektowano jako monolityczne, żelbetowe elementy składające się z dwóch brył – prostopadłościennej, przechodzącej w górnej części w ścięty ostrosłup (rysunek 2). Długość i szerokość wynosi 20,0 m, natomiast wysokość w części prostopadłościennej 3,0 m i całkowita 4,1 m. Dzieląc nawet całą powierzchnię przez objętość uzyskujemy wartość 0,78 m⁻¹, co zgodnie z kryteriami wg [1] pozwala „formalnie” sklasyfikować masywność fundamentu jako „dużą” (< 2,0). Masywny charakter potwierdza również kryterium najmniejszego wymiaru $\geq 1,50$ m wg znanej normy branżowej dla betonu hydrotechnicznego [10].



Rys. 2. Konstrukcja fundamentu

Fundamenty były jedynymi elementami, w stosunku do których od początku zakładano użycie cementu hutniczego. W ramach obowiązujących specyfikacji skład betonu oparto także na kruszywie węglanowym (dolomit dewoński) o wymiarze ziaren do 22,4 mm. Kwestia doboru kruszywa budziła pewne „konserwatywne” obawy. Wybór padł jednak na złoże, dla którego istnieją udokumentowane, długoletnie doświadczenia i referencje w zastosowaniu do konstrukcji betonowych, w tym potwierdzona odporność na działanie mrozu. Dla pewności przed realizacją wykonano pełne badania kruszywa, a dodatkowym standardem stało się oznaczanie kluczowych parametrów przed dopuszczeniem każdej partii (1000 ton) do produkcji.

Zgodnie z opisanym w p. 3.1 algorytmem w pierwszym kroku przyjęto wstępny projekt technologii. Zasympulowano m.in. rozwój temperatury w różnych fragmentach fundamentów. Najwyższą wartość potencjalnego wzrostu temperatury betonu w stosunku do temperatury początkowej (mieszanki betonowej) uzyskano z obliczeń dla warunków adiabatycznych wg zależności i danych. Dla opracowanej recepty uzyskano wynik $\Delta t_b = 39,5^\circ\text{C}$ po 72 godzinach dojrzewania. Rezultaty innych obliczeń i symulacji (w tym analizy z użyciem modeli dyskretnych) wskazywały maksymalny wzrost temperatury $< 35^\circ\text{C}$. We wstępnym projekcie przyjęto metodę betonowania ciągłego warstwami poziomymi o grubości 0,4 do 0,5 m, co dało łącznie 6 warstw w części prostopadłościenną oraz 3 w części ostrosłupowej. Przewidziano również przerwy w przypadku wystąpienia zjawiska osiadania (plastyczności) mieszanki betonowej.

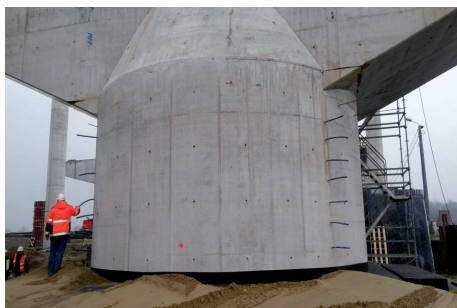
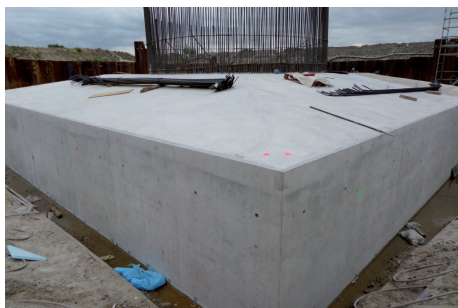
Drugim krokiem przygotowań do realizacji była seria badań z wykorzystaniem bloków testowych. Bloki wykonano jako elementy sześciennie o boku 1,0 m izolowane termicznie (wszystkie powierzchnie). Pomiar temperatury w punktach charakterystycznych wskazał podstawowe charakterystyki: maksymalna wartość gradientu temperatury wyniosła $18^\circ\text{C}/\text{m}$ (między środkiem a górną powierzchnią) oraz maksymalna wartość temperatury $32,4^\circ\text{C}$ (w środku elementu) zarejestrowana po 47 godzinach dojrzewania. Wyniki potwierdzają istotną wymianę ciepła między elementem a otoczeniem pomimo zastosowanej izolacji. Taka konstrukcja bloku testowego nie odzwierciedliła warunków spodziewanych we wnętrzu fundamentów (adiabatycznych), lecz dała pogląd zjawisk spodziewanych w warstwach przypowierzchniowych fundamentów. Cennym doświadczeniem była również ocena urabialności mieszanki betonowej. Założona na poziomie 150 ± 20 mm opadu stożka konsystencja utrzymywała się przez ponad 2h, by po 5h zachować jeszcze wartość 40 mm opadu stożka oraz pełną podatność na zagęszczenie.

Realizacja fundamentów odbyła się w okresie od maja do lipca 2015 r. Przy pierwszej płycie udało się zachować temperaturę mieszanki betonowej na poziomie ok. $+15^\circ\text{C}$. Dla kolejno formowanych elementów temperatura mieszanki wynosiła już typowo od $+22$ do $+25^\circ\text{C}$, odpowiadając temperaturze otoczenia towarzyszącej nocnej porze betonowania.

W każdym z fundamentów monitorowano rozwój temperatury. Lokalizacja punktów ulegała pewnym zmianom, biorąc pod uwagę dotychczasowe pomiary wskazujące najbardziej newralgiczne fragmenty konstrukcji.

Zasadniczo w przypadku wszystkich elementów uzyskano podobną charakterystykę cieplną. Było to związane z zachowaniem identycznej metody formowania oraz pielęgnacji termicznej. Wzrost temperatury Δt_b wyniósł od 41,3 do 42,5°C, co przy skrajnych wartościach temperatury mieszanki betonowej dał wartości maksymalnej temperatury dojrzewającego betonu od 56,3 (okres wiosenny) do 65,0°C (okres letni). Warto zwrócić uwagę na zbieżność tych wyników z rezultatami obliczeń wg [4], jak dla warunków adyabatycznych. Quasi ciągły pomiar umożliwił w pełni świadome i przewidywalne kształtowanie wartości gradientu temperatury. Zmiany położenia warstw izolacji realizowane były w czasie nie dłuższym niż 30 minut od momentu informacji i dyspozycji operatora systemu monitoringu. Zagwarantowało to w pełni bezpieczne wyprowadzenie ciepła z wnętrza elementów do otoczenia, bez generowania naprężeń wywołanych zbyt dużą (> 20°C/m) różnicą temperatury. Warto w tym miejscu wspomnieć o ciekawym zjawisku towarzyszącemu wznoszeniu płyt. Otóż względnie niska temperatura podłoża powodowała przesunięcie się pola o najwyższej temperaturze ku górze elementu w stosunku do „spodziewanej” lokalizacji w pobliżu geometrycznego środka brył fundamentów. Wyraźnie szybkie wychładzanie się dolnych partii obserwowano szczególnie w przypadku pierwszej płyty, gdzie dodatkowo na dnie wykopu pojawiła się woda o temperaturze < 10°C, filtrowana przez warstwy podłoża z nurtu Wisły. Opisane zjawisko spowodowało konieczność precyzyjnego dostosowania pielęgnacji termicznej. Sterowanie kierunkiem i (możliwie długą) drogą przepływu ciepła w bryle oraz z elementu do otoczenia odbywało się m.in. poprzez selektywne dokładanie i odejmowanie warstw styropianu.

Realizacja płyt fundamentowych dostarczyła również innych przydatnych informacji. Potwierdzono bardzo dobrą urabialność mieszanki betonowej i kształtowanie się podstawowych jej właściwości (konsystencja, zawartość powietrza, podatność na zagęszczenie) w czasie. Uzyskano przewidywalną „reakcję” mieszanki w aspekcie wymaganego poziomu konsystencji i czasu wiązania w zależności od sterowania dozowaniem określonych domieszek. Praktycznym odzwierciedleniem tych zabiegów technologicznych był powtarzalny czas rozpoczęcia wiązania i skorelowany z tym przebieg zjawisk cieplnych dla przyjętej technologii betonowania ciągłego warstwami poziomymi. Warto nadmienić, że nie stwierdzono występowania osiadania plastycznego mieszanki, pomimo zlokalizowania przerwy na wysokości 3,0 m. Pośrednim dowodem podatności na zagęszczenie



Fot. 1 i 2. Ubocznym efektem przyjętej technologii była wysoka jakość powierzchni betonu z cementem hutniczym

był uzyskany efekt jakości powierzchni, spełniający najostrzejsze wymagania stawiane betonom architektonicznym. Oczywiście w przypadku fundamentów może być on dzisiaj obserwowany już wyłącznie na zdjęciach z realizacji, ale przełożył się w dużej mierze na doskonałą jakość powierzchni nadziemnych części podpór – słupów oraz rygli.

3.3. Słupy i rygle

Klasyfikacja tych elementów podpór pod względem masywności także nie budziła wątpliwości. W przypadku słupów zaprojektowanych w kształcie walca o średnicy 9,4 oraz wysokości 4,8 m stosunek powierzchni do objętości wynosi 0,84, a dla bardziej skomplikowanych brył rygli (długość 29,5, szerokość 6,0 i wysokość 7,2 m) $1,15 \text{ m}^{-1}$.

Oba rodzaje elementów zaprojektowano z betonu klasy C50/60. W przypadku żelbetonowych słupów spełnienie założeń projektowych w sensie właściwości mechanicznych betonu w zasadzie sprowadzało się do uzyskania odpowiedniej wytrzymałości na ściskanie. Pozostałe cechy mechaniczne można było przyjąć jako stałe materiałowe, których relację z klasą wytrzymałości betonu na ściskanie opisują odpowiednie zależności z norm na projektowanie konstrukcji. Odmienny przypadek stanowiły rygle. Jak już wspomniano charakterystyczne umiejscowienie i schematy pracy w różnych fazach realizacji i docelowej eksploatacji wymagały potwierdzenia właściwej „odpowiedzi” betonu. Docelowy skład betonu musiał zatem uwzględniać m.in. rzeczywisty rozwój wytrzymałości w aspekcie techniki dwuetapowego sprężenia, określoną odkształcalność czy wytrzymałość na rozciąganie. Wszystkie te cechy miały być przy tym wykazane z uwzględnieniem warunków dojrzewania w elemencie masywnym. Dla realizacji tego skomplikowanego zadania wykorzystano wspomnianą zbieżność wymagań dotyczących wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie. W efekcie bloki testowe oraz realizacja pierwszej podstawy dały możliwość o(do-)pracowania i walidacji docelowej technologii betonu rygli. Wraz z doświadczeniami formowania płyt fundamentowych opisany tryb postępowania uzasadnia tytuł p. 3 niniejszego referatu – ewolucji technologii w obrębie jednego drogowego obiektu inżynierskiego.

Specyfikacja wspólnego dla podstaw i rygli składu betonu rozszerzyła się więc w stosunku do podanej w p. 2. Poniżej zestawiono najistotniejsze dodatkowe wytyczne:

- Ograniczenie wpływów termicznych wynikających z dużej masywności elementów,
- Uzyskanie wytrzymałości na ściskanie $\geq 45 \text{ N/mm}^2$ po 7÷10 dniach dojrzewania,
- Uzyskanie modułu sprężystości betonu o ograniczonej ($\leq 37 \text{ GPa}$) wartości oraz
- Ograniczenie odkształceń skurczowych.

Pierwsze dwa postulaty z punktu widzenia technologii betonu są w pewnym stopniu sprzeczne. Dążąc do zmniejszenia intensywności zjawisk cieplnych w elemencie musimy korzystać z narzędzi, które jednocześnie mogą spowolnić rozwój wytrzymałości we wczesnym okresie dojrzewania. W omawianym przypadku ponownie wykorzystano tzw. bloki testowe (tym razem $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}$), wykonywane w czasie betonowania pierwszego ze słupów pod koniec lipca 2015 roku. Najważniejszych danych dostarczyły monitorowanie rozwoju ciepła oraz badania próbek odwiercanych z wnętrza bloków. Uzyskane wyniki potwierdziły możliwość realizacji sprężonych, masywnych elementów z zastosowaniem cementu hutniczego CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA.

Opisane działania pozwoliły również określić wartości modułu sprężystości (E_c) betonu oraz wytrzymałości na rozciąganie osiowe (f_{ct}). Wiedząc, że przy zadanym poziomie naprężeń sprężyste odkształcenia betonu zależą w głównej mierze od właściwości kruszywa, w recepcie użyto kruszywa granitowego o maksymalnym wymiarze ziaren

do 22,4 mm. Uzyskaną charakterystykę właściwości mechanicznych betonu podano w poniższej tabeli 2.

Tabela 2. Porównanie właściwości betonu oznaczonej na próbkach formowanych i odwierconych z bloków testowych

Wiek betonu	Próbki walcowe 150/300 mm pielęgnowane w wodzie		Próbki walcowe 150/300 mm odwiercone z elementu		
	f_{cm}	E_c	f_{cm}	E_c	f_{ct}
Dni	N/mm ²	GPa	N/mm ²	GPa	N/mm ²
8	45,2	b.d.	56,1	27,9	b.d.
28	61,8	b.d.	60,2	29,7	b.d.
56	78,4	31,1	65,6	30,7	3,6

Warto zwrócić uwagę na uzyskaną w różnym okresie dojrzewania relację wytrzymałości na ściskanie oraz modułu sprężystości dla próbek formowanych (pielęgnacja w wodzie) i próbek rdzeniowych odwierconych z bloku. W elemencie zarejestrowano maksymalną temperaturę +63,0°C po ok. 48 h od momentu zaformowania. Przy temperaturze mieszanki betonowej na poziomie +26,4°C dało to przyrost temperatury Δt_b równy 36,6°C, co ponownie dobrze koreluje z oszacowaną teoretycznie dla warunków adiabatycznych wartością ok. 41°C. W momencie pobrania odwiertów po 8 dniach dojrzewania temperatura utrzymywała się jeszcze na poziomie 50±5°C. Zgodnie z przypuszczeniami próbki odwiercone z elementu charakteryzowały się wyraźnie szybszym rozwojem wytrzymałości. Względna wytrzymałość wyniosła 124, 97 i 84% wartości dla próbek pielęgnowanych w wodzie, odpowiednio po 8, 28 i 56 dniach dojrzewania. Beton z cementem hutniczym dojrzewający w warunkach wysokiej temperatury uzyskał przyrost wytrzymałości charakterystyczny do betonu z cementem CEM I o wysokiej wytrzymałości wczesnej, dojrzewającego w warunkach naturalnych. Z drugiej strony wartość modułu sprężystości po 56 dniach jest praktycznie taka sama (31,1 i 30,7 GPa) dla próbek pielęgnowanych w wodzie i odwierconych z elementu, mimo znacznej różnicy w wytrzymałości na ściskanie (odpowiednio 78,4 i 65,6 N/mm²). Obliczenia wykonane zgodnie z [8] dałyby wartości modułu sprężystości odpowiednio 42,7 oraz 40,2 GPa, a więc o ponad 30% wyższe. Również wytrzymałość na rozciąganie osiowe oznaczona zgodnie z metodą RILEM TC 187-SOC:2007, znacznie odbiega od wartości obliczeniowych.

Przy projektowaniu składu betonu zwrócono wreszcie uwagę na odkształcenia skurczowe. W przypadku konstrukcji masywnych rolę skurczu w kształtowaniu naprężeń często traktuje się jako drugorzędną (pomijalną) w stosunku do następstw zmian temperatury. Istotna wymiana wilgoci dotyczy praktycznie warstw powierzchniowych elementu o niewielkim udziale w łącznej objętości elementu. Te same uwarunkowania mogą jednak zwielokrotnić ewentualne konsekwencje tzw. skurczu samoczynnego (autogenicznego). W przypadku betonu o wysokiej wytrzymałości (niskiej wartości w/c) znacznie ograniczona wymiana wilgoci oznaczać będzie jednocześnie brak możliwości „aktywnej” pielęgnacji wnętrza. Efektem mogą być relatywnie duże odkształcenia betonu we wnętrzu elementu masywnego i wystąpienie nieprzewidzianych w projekcie naprężeń rozciągających. Z tych względów w składzie betonu uwzględniono zastosowanie specjalnej domieszki, redukującej wartość skurczu niezależnie od jego mechanizmu i okresu występowania (kontrakcyjny, samoczynny, plastyczny, wysychania).

Opracowana i sprawdzona recepta posłużyła do realizacji kolejnych podstaw i rygli podpór obiektu MD-07. Formowanie elementów przypadło na okres od końca sierpnia do końca grudnia 2015 roku. Najistotniejszą modyfikacją wprowadzoną w tym czasie dotyczyła metody pielęgnacji cieplnej. Była ona następstwem kilku faktów. W przypadku elementów podpór zrealizowanych do 06.10.2015 – dwóch słupów i rygla podpory G – zarejestrowano maksymalną temperaturę ich wnętrza na poziomie 70÷73°C. O ile różnica temperatury nie przekroczyła w żadnym z przekrojów niebezpiecznej z punktu widzenia monolityczności wartości, o tyle istotnie wydłużył się czas do zakończenia pielęgnacji cieplnej. Dodatkowo na budowie nastąpiła jesień, a z nią spodziewane zwiększenie różnicy temperatury otoczenia i dojrzewającego w elementach betonu. Efektem mogły być zatem opóźnienia w harmonogramie, wynikające z jeszcze dłuższego czasu potrzebnego na bezpieczne wyprowadzenie ciepła twardnienia formowanych podpór. Dla zwiększenia tempa prac zdecydowano się sprawdzić skuteczność instalacji chłodzenia wewnętrznego.

Chłodzenie systemem rur zastosowano po raz pierwszy dla słupa podpory H 07.10.2015. Odbyło się to nazajutrz po betonowaniu innego słupa (podpory G), dla którego zastosowano dotychczasową metodę izolacji termicznej. Była to zatem kolejna już na „Trasie Nowohuckiej” okazja sprawdzenia przyjętych założeń w rzeczywistych warunkach. Oczywiście technologia chłodzenia wewnętrznego znana jest od dekad, niemniej szczególnie przyjętego rozwiązania autorzy referatu zobowiązali się zachować w gronie uczestników realizacji mostu w Krakowie. Ciekawostką może być natomiast zastosowanie jako medium chłodzącego wody z Wisły. „Królowa Polskich rzek” zrehabilitowała się zatem na budowie po sprowokowaniu niebezpiecznych zjawisk cieplnych w płytach fundamentowych. Po odebraniu części energii z dojrzewającego betonu wodę odprowadzano z powrotem do nurtu, bez zmiany jej składu i o temperaturze podwyższonej zaledwie o 2°C, a więc w duchu zrównoważonego budownictwa.



Fot. 3 i 4. Instalacja chłodzenia wewnętrznego słupów

Efekty zastosowania instalacji przerosły oczekiwania. Dla słupów realizowanych w identycznym okresie, lecz w odmiennych technologiach pielęgnacji cieplnej uzyskano różnicę wartości wzrostu temperatury rzędu 15°C. Wewnętrzne chłodzenie pozwoliło przy tym zmniejszyć najwyższą rejestrowaną temperaturę z 71 do 55°C i – co ważniejsze – skrócić czterokrotnie łączny czas uzyskania wartości bezpiecznych dla zdjęcia izolacji termicznej. Pozbycie się nadwyżki ciepła wygenerowanego w czasie twardnienia wymagało teraz zaledwie jednego tygodnia. Dla kolejno betonowanych elementów udało się jeszcze bardziej obniżyć maksymalną wartość temperatury, która w przypadku drugiego słupa podpory H («strona lewa») osiągnęła zaledwie 37,1°C. Oczywiście wpływ miał na to jednoczesny spadek temperatury otoczenia, mieszanki betonowej i wreszcie medium

chłodzącego. Zmianie nie uległy jednak maksymalne wartości gradientu temperatury, co jest zjawiskiem znanym z technologii betonu konstrukcji masywnych. Podstawową charakterystykę cieplną (maksymalną temperaturę T_{max} , jej wzrost oraz gradient T) wszystkich opisanych dotąd elementów zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Podstawowa charakterystyka cieplna masywnych elementów podpór

Element	Data formowania	T_{max}	T	T	Chłodzenie wewnętrzne	Czas pielęgnacji
		°C	°C/m	°C		
Fundament	28.05.2015	56,3	19,0	41,3	NIE	4
Fundament	15.06.2105	64,5	15,0	42,5	NIE	4
Fundament	10.07.2015	64,9	19,9	41,9	NIE	4
Fundament	18.06.2015	65,0	14,7	42,0	NIE	4
Słup	30.07.2015	69,9	13,0	46,8	NIE	4
Rygiel	21.08.2015	73,3	13,0	49,5	NIE	4
Słup	06.10.2015	70,9	28,0	50,9	NIE	4
Słup	07.10.2015	54,8	18,0	35,5	TAK	1
Rygiel	21.10.2015	47,0	15,0	32,4	TAK	1
Rygiel	04.11.2015	53,0	15,4	39,7	TAK	1
Słup	11.12.2015	37,1	15,4	28,1	TAK	1
Rygiel	23.12.2015	62,7	20,9	50,0	Niesprawna	4

Kończąc część dotyczącą ewolucji technologii masywnych podpór należy wspomnieć o wynikach badań w ramach kontroli jakości. Uzyskano przede wszystkim bardzo wysoką powtarzalność właściwości betonu produkowanego w całym okresie budowy wg obu opracowanych recept. Poziom wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania wskazywał zapas rzędu $10 \div 15 \text{ N/m}^2$ w stosunku do projektowanych wartości charak-



Fot. 5. Widok strefy zakotwień kabli sprężających rygla podpory H, strona prawa

terystycznych. Po 56 dniach obserwowano dalszy, istotny wzrost wytrzymałości, przy czym różnica między betonem fundamentów (C30/37, cement hutniczy 345 kg/m³, grys dolomitowy) i betonem podstaw/rygli (C50/60, 385 kg/m³, grys granitowy) były już niewielkie. Przeprowadzone badania pozwalają jednak przypuszczać, że rzeczywistą długoterminową wytrzymałość betonu w masywie lepiej opisywać mogą wyniki po 28 dniach dla próbek pielęgnowanych zgodnie z normą (w wodzie). Dodatkowo na bieżąco kontrolowano wytrzymałość do wstępnego sprężania rygli. W tym przypadku wymagania były każdorazowo spełnione już dla próbek formowanych, a więc tym bardziej dla betonu stref zakotwień masywnych podpór.

„Naturalne” obawy dotyczące mrozoodporności betonu z cementem CEM III zostały całkowicie rozwiązane. W żadnym z przypadków nie odnotowano spadku wytrzymałości większego niż 10%. Autorzy nie chcą przesądzać decydującego w tym przypadku wpływu właściwego napowietrzenia. Nie zmienia to jednak faktu, że przy opracowaniu recept wykazano korzystną charakterystykę porów w betonie stwardniałym. Potwierdzenie kompatybilności domieszek i cementu miało znaczenie formalne (zgodność ze specyfikacją), ale również w praktyce pozwoliło szybciej wdrożyć opisane rozwiązania materiałowe.

4. Technologia betonu pylonów i ustroju niosącego

Niniejszy rozdział poświęcony jest rozwiązaniom materiałowym przyjętym dla ustroju niosącego i pylonów. Rozwiązania te na tle wyżej opisanych zaliczyć należy do bardzo tradycyjnych czy konserwatywnych. Dość powiedzieć, że dotyczą betonu z niskoalkalicznym cementem o ograniczonej zawartości glinianu trójwapniowego oraz grysem granitowym o maksymalnym wymiarze ziaren do 16 mm. Autorzy chcieli jednak wykorzystać okazję do dyskusji zagadnień, którym poświęca się relatywnie mniej uwagi niż np. nasiąkliwość czy reakcji alkaliów z reaktywnymi formami krzemionki, a które właśnie w aspekcie trwałości obiektów mostowych mogą mieć bardzo duże znaczenie.

Zgodnie z zapisami specyfikacji dobór rodzaju cementu był zadaniem formalnie prostym. Decydujące były w tym przypadku: zastosowanie do ustroju niosącego z betonu sprężonego klasy C40/50 i C50/60 oraz narażenie na oddziaływanie środowiska w klasach ekspozycji XC4+XD3+XF3. Sprężenie wskazało rodzaj cementu (CEM I), klasy wytrzymałości na ściskanie minimalną klasę cementu (42,5), natomiast klasa ekspozycji XD3 wymagała zastosowania cementu odpornego na siarczany (w przypadku CEM I: SR) w ilości nie mniejszej niż 380 kg/m³ przy wartości współczynnika woda cement nie większej niż 0,40. Standardowym wymaganiem dla cementu CEM I była też całkowita zawartość alkaliów $Na_2O_{eq} \leq 0,8\%$ i początek wiązania > 120 minut.

Przy opracowaniu recept ponownie zwrócono uwagę na masywność większości elementów ustroju niosącego (szczególnie ram pylonów). Oczywiście wymiary przekrojów nie były tak imponujące jak w przypadku podpór, niemniej przy „konieczności” stosowania cementu CEM I należało spodziewać się również intensywnych w przebiegu zjawisk cieplnych. Wysoka temperatura wraz z dostępem wilgoci z otoczenia w trakcie eksploatacji stwarzały zatem warunki dla potencjalnego wystąpienia wewnętrznej korozji betonu w związku z opóźnionym powstawaniem ettringitu. Z drugiej strony rozważono wpływ cementu o relatywnie niskiej zawartości C₃A (CEM I SR) na zapewnienie długoletniej ochrony zbrojenia sprężającego przed korozją.

Zagadnienie oraz mechanizm opóźnionego powstawania ettringitu (ang. *DEF Delayed Ettringite Formation*) są dobrze poznane. Często powoływanym przykładem ich

konsekwencji były liczne przypadki uszkodzeń strunobetonowych podkładów kolejowych obserwowane na początku lat 80. XX w. Wspomniany wcześniej warunek korozji wewnętrznej nie dotyczy jedynie elementów prefabrykowanych poddawanych obróbce cieplnej. Formowanie monolitycznych elementów masywnych również prowadzić może do wystąpienia wysokiej temperatury we wczesnym okresie dojrzewania. Analizę przypadków omawianej korozji w odniesieniu do elementów obiektów mostowych znajdziemy m.in. w [2]. Drugim warunkiem opóźnionego powstawania ettringitu jest dostęp wody z otoczenia. Wśród czynników mających istotny wpływ na wielkość ekspansji kompozytów cementowych wskutek DEF wymienia się [2, 4, 6, 7], przede wszystkim te związane ze składem cementu, ale znaczenie mają również rodzaj kruszywa, stosowanie dodatków mineralnych czy wartość współczynnika woda/cement. Warto podkreślić, że powstanie wtórnego ettringitu nie wymaga dostępu siarczanów z otoczenia (oddziaływanie środowiska). Projektant oraz technolog muszą zatem osobno uwzględnić zagrożenia i sposoby zabezpieczenia przed zewnętrznym (np. woda gruntowa i grunt w klasach ekspozycji XA) i wewnętrznym (DEF) atakiem siarczanów.

W analizie zagadnienia autorzy wykorzystali podane w literaturze sposoby opisu zagrożenia (np. klasy ekspozycji XH i kategorie ryzyka wg [2]) oraz zalecenia dotyczące składu betonu. Zachowując zgodność z wymaganiami specyfikacji dodatkowo ograniczono zawartości alkaliów. Jak wykazano w najnowszych badaniach krajowych [7], już przy temperaturze dojrzewania 70°C przyjmowanie zawartości 0,80 % całkowitego $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ może nie być wystarczające dla zapobieżeniu powstawania opóźnionego ettringitu i ekspansji. Graniczne ilości przeliczone na $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ przyjęto zarówno w odniesieniu do cementu ($\leq 0,6$ M.-%) jak i betonu ($\leq 3,0$ kg/m³).

Jak wspomniano wyżej drugim zagadnieniem rozważanym przy doborze cementu w betonie ustroju niosącego było zagrożenie korozyjne zbrojenia. Dotyczy to niezbyt fortunego zapisu specyfikacji determinującego stosowanie cementu odpornego na siarczany CEM I SR w przypadku klas ekspozycji XA2 i XA3 oraz XD3 i XS3. W przypadku agresji chemicznej należałoby jedynie uściślić stosowanie takiego cementu, gdy przyjęcie klas XA wynika z potwierdzonej zawartości SO_4^{2-} w wodzie gruntowej lub gruncie. Natomiast stosowanie cementu o względnie niskiej zawartości C_3A przy zagrożeniu korozją wywołaną chlorkami (XD, XS) budzi już większe wątpliwości, szczególnie w przypadku elementów sprężonych. Liczne dane literaturowe wskazują istotny wpływ składu cementu na dyfuzję chlorków w betonie. Wynika to z różnic stopnia chemicznego związania jonów chlorkowych (z utworzeniem m.in. soli *Friedela*) i/lub ich fizycznej adsorpcji na amorficznej fazie CSH. Stwierdzono [5] m.in. wzrost zawartość chlorków w roztworze w porach przy obniżeniu zawartości C_3A w cemencie. Podobnie jak w przypadku reakcji DEF istotny wpływ [4], [5] mają również zawartość cementu, wartość w/c oraz zawartość SO_3 .

Ostatecznie dla spełnienia wymagań specyfikacji, lecz z uwzględnieniem opisanych zagrożeń wybrano cement CEM I 42,5N-SR5/NA jako podstawowe spoiwo w betonach ustroju niosącego. W tabeli 4 przedstawiono podstawową charakterystykę cementów zastosowanych przy wznoszeniu obiektu MD-07.

Tabela 4. Właściwości stosowanych cementów

Cecha	Jednostka	CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA	CEM I 42,5N-SR5/NA
Powierzchnia właściwa	cm ² /g	4495	3500
Zawartość C ₃ A	M.-%	2,8 ¹⁾	4,99
Zawartość SO ₃	M.-%	1,99	2,46
Zawartość Na ₂ O _{eq}	M.-%	0,68	0,37
Ciepło hydratacji	J/g	210	294

¹⁾ Na podstawie zawartości w klinkierze i udziału klinkieru w cemencie

Dla przyjętej w recepcie betonu klasy C50/60 zawartości cementu równej 395 kg/m³, zawartość aktywnego (rozpuszczalnego w roztworze w porach) sodu i potasu w przeliczeniu na tlenki nie powinna zatem przekroczyć 2,4 kg (licząc Na₂O_{eq} = 0,6 M.-% w całości jako alkalia aktywne) w 1 m³. Domieszki mogły być nośnikiem alkaliów w ilości do 0,15, a kruszywo granitowe (łącznie 1150 kg/m³) do 0,25 kg/m³. Wybór cementu CEM I o „pośredniej” zawartości C₃A był kompromisem między wymaganiami specyfikacji (SR), a dążeniem do zabezpieczenia przed korozją zbrojenia w długoletniej eksploatacji. Wydaje się, że technicznie optymalnym w tym zastosowaniu cementem byłby jednak CEM I 42,5N(R)-NA lub cementy CEM II/A, B-S 42,5(52,5) czy wręcz - co wykazano przy realizacji rygli – CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA.



Fot. 6. Formowanie ostatniego segmentu 50-metrowego pylonu

Przy realizacji elementów ustroju niosącego w pełni wykorzystano technikę monitorowania rozwoju temperatury. Dużą skuteczność wykazała przyjęta metoda pielęgnacji termicznej, co ponownie umożliwiło w pełni bezpieczne wyprowadzenie energii cieplnej z konstrukcji. Charakterystycznym widokiem na budowie była częsta zmiana lokalizacji warstw styropianu w trakcie formowania wznoszących się na wysokość 50 metrów pylonów. Szczegółowa kontrola potwierdziła w każdym przypadku zachowanie monolityczności elementów ustroju niosącego, bez wystąpienia rys.

5. Podsumowanie

Układ i treść nowych OST jasno wskazują cel nadrzędny. Jest nim zapewnienie trwałości drogowych obiektów inżynierskich. Zespół pod kierownictwem prof. J. Dei nie miał jednak wątpliwości, że zapisy opracowanych dokumentów wzorcowych mają charakter ewolucyjny, zatem podlegający okresowemu przeglądowi i uzasadnionym zmianom. Podejście na zasadzie Deming'owskiego procesu ciągłego doskonalenia wydaje się tutaj jak najbardziej wskazane. Najlepsza bowiem specyfikacja nie może uwzględnić wszystkich zagadnień i wyzwań inżynierskich. Ta wystarczająco dobra nie zamknie wszakże technologowi możliwości znalezienia i wdrożenia skutecznego rozwiązania. Tak stało się już przy pierwszej okazji wdrożenia nowych OST na budowie „Trasy Nowohuckiej” S-7 w Krakowie.

Autorzy starali się zwrócić uwagę przede wszystkim na powszechność zagadnienia samoociepnięcia betonu wielu elementów drogowych obiektów inżynierskich. Ustroje niosące nie są wyjątkiem. Niesie to za sobą wiele zagrożeń, pytań jak i sugestii. Projektant chciałby znać właściwości betonu w masywnym elemencie, które niekoniecznie odzwierciedlają próbki formowane. Cement CEM II lub CEM III w warunkach wysokiej temperatury dojrzewania może zyskać odpowiednią dla sprężania dynamikę przyrostu wytrzymałości wczesnej, nie generując przy tym naprężeń zagrażających ciągłości struktury elementu. Tym bardziej, że rozszerzenie zakresu rodzajów cementu eliminowałoby ryzyko potencjalnej korozji wewnętrznej (opóźnionego powstawania ettringitu). Pozostałaby zatem kwestia rozsądnej definicji lub miary masywności w odniesieniu do elementów sprężonych. Autorzy mają wreszcie nadzieję, że doświadczenia „Trasy Nowohuckiej” staną się głosem w dyskusji innych wzmiankowanych zapisów OST – cementu CEM I SR w klasach ekspozycji XD3/XS3, czy zwrócenia uwagi na inne – niż wytrzymałość na ściskanie – właściwości mechaniczne betonu.

Literatura

- [1] Flaga K., Naprężenia własne termiczne typu „makro” w elementach i konstrukcjach z betonu, , Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej, Monografia 106, Kraków 1990
- [2] Godart B, Divet L. Lessons learned from structures damaged by delayed ettringite formation and the French prevention strategy. 5th international conference on Forensic Engineering, Institution of Civil Engineers, France, 12p, 2013.
- [3] Kiernożycki W., Betonowe konstrukcje masywne. Teoria, wymiarowanie, realizacja, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2003
- [4] Kurdowski W., Chemia cementu i betonu, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2010 / Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010
- [5] Justnes H. A review of chloride binding in cementitious systems, SINTEF Civil and Environmental Engineering, Cement and Concrete, N-7034 Trondheim, Norway

- [6] Pawluk J. Zagrożenia korozyjne podkładów kolejowych część I, Cement-Wapno-Beton, R. XIX/LXXXI, 2014 r., nr 3, s. 174–184
- [7] Pawluk J. Zagrożenia korozyjne podkładów kolejowych część II, Cement-Wapno-Beton, R. XIX/LXXXI, 2014 r., nr 4, s. 223–233
- [8] Walraven J. C. - kierownictwo zespołu autorskiego, Ajdukiewicz. A - tłumaczenie polskie i koordynacja naukowa, Pre-norma konstrukcji betonowych: fib Model Code 2010. T.1, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2014
- [9] Witakowski P., Termodynamiczna teoria dojrzewania. Zastosowanie do konstrukcji masywnych z betonu, Politechnika Krakowska, Zeszyt Naukowy nr 1, Kraków 1998
- [10] BN-62/6738-07 Beton hydrotechniczny. Wymagania techniczne
- [11] PN-B-06265:2004 Krajowe uzupełnienie PN-EN 206-1 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [12] PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [13] PN-EN 206:2014-04 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [14] PN-EN 13670:2011 Wykonywanie konstrukcji z betonu