

BADANIA I STUDIA – RESEARCH AND STUDIES

Piotr Witakowski\*

## TECHNOLOGIA BETONOWANIA I PIELEGNACJA BETONU NA BUDOWIE MOSTU ŚWIĘTOKRZYSKIEGO W WARSZAWIE

Praca jest poświęcona problemowi naprężeń termicznych w elementach konstrukcyjnych mostu Świętokrzyskiego – fundamentach i korpusach podpór oraz płytach jezdnych – oraz problemowi zachowania ich monolityczności. Przedstawiono charakterystykę poszczególnych elementów i zastosowane do ich budowy materiały. Opracowane przez Autora technologie betonowania i pielęgnacji poszczególnych elementów zostały dostosowane do ich geometrii, warunków betonowania i składu mieszanki betonowej. Po raz pierwszy w Polsce zastosowano chłodzenie rurowe. Opisano opracowane technologie i ich realizację w praktyce. Przedstawiono uzyskane rezultaty zarówno w tych przypadkach, gdy wiernie zrealizowano zalecenia Autora, jak też w innych, kiedy zalecenia te zlekceważono i odstąpiono od ich przestrzegania.

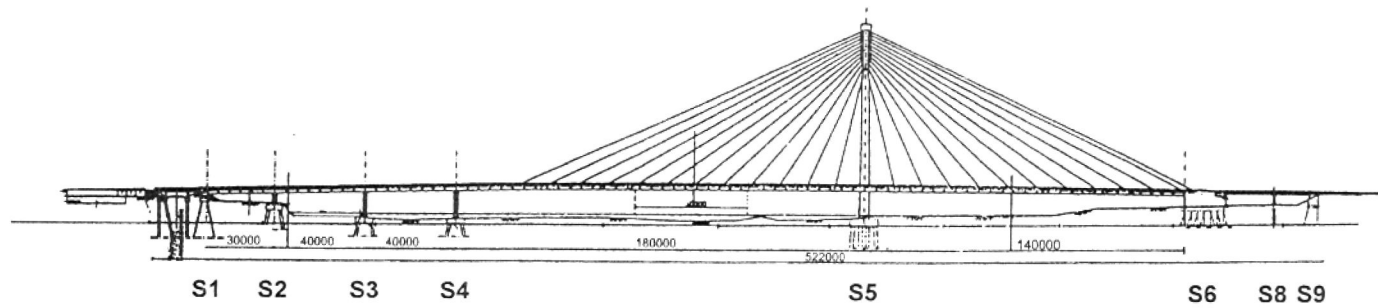
### 1. Wstęp

W dniu 5 października 2000 r. odbyło się uroczyste otwarcie mostu Świętokrzyskiego w Warszawie z udziałem prezydenta Rzeczypospolitej Aleksandra Kwaśniewskiego i prezydenta Warszawy Pawła Piskorskiego. W uroczystości wzięli również udział dyrektor naczelny ITB oraz pracownicy Zakładu Betonu ITB. Uroczystość kończyła dwuletni okres budowy, która pod wieloma względami była niezwykła i zasługuje na szczególną uwagę.

Jednym z jej istotnych aspektów był udział i rola Instytutu Techniki Budowlanej w budowie mostu. Zakład Betonu ITB sprawował bowiem nadzór naukowo-badawczy nad realizacją robót betonowych, w szczególności nad wykonaniem elementów masywnych, w wyniku czego przy budowie mostu zastosowano szereg nowatorskich technologii.

Most spełnia ważną funkcję ogólnomiejską, gdyż stanowi przeprawę przez Wisłę w samym centrum Warszawy, łącząc Śródmieście i Pragę Północ. Ponadto ze względu na swą konstrukcję – jest to most podwieszony na pylonie umiejscowionym na praskim brzegu – tworzy dominujący akcent w panoramie miasta. Most wpływa więc na wygląd stolicy i życie każdego z jej mieszkańców.

\* dr hab. inż. – Zakład Betonu ITB



Rys. 1. Konstrukcja mostu Świętokrzyskiego  
Fig. 1. Structure of Świętokrzyski Bridge

Inwestorem budowy mostu było przedsiębiorstwo „Trasa Świętokrzyska” sp. z o.o. Projekt wykonała firma BMJ GROUP (BAKS + MESTRA). Głównym wykonawcą był „MOSTOSTAL Warszawa” SA. Wartość inwestycji wyniosła 27 034 172 euro. Na budowę mostu zużyto 2700 ton stali 18G2Acu, 350 ton stali w kablach, 1610 m<sup>3</sup> betonu klasy B50 w pylonie, 17 000 m<sup>3</sup> betonu klasy B40 i B30 w płycie współpracującej i podporach.

Również z inżynierskiego punktu widzenia konstrukcja mostu jest godna uwagi. Most Świętokrzyski przejdzie do historii polskiego mostownictwa jako pierwszy w Polsce most o konstrukcji podwieszanej, zaprojektowany i wybudowany na pełne obciążenie drogowe – klasa obciążenia A. Konstrukcja mostu i przyległych do niego wiaduktów jest wsparta na 8 podporach posadowionych na palach wierconych o średnicy 1500 mm (łącznie długość pali – 4000 m).

Most składa się z części podwieszanej o długości przęseł (180 + 140) m, belki ciągłej zespolonej o przęsłach (30 + 40 + 40) m i dwóch wiaduktów żelbetonowych najazdowych (30 + 15) m (rys. 1). Wysokość pylonu sięga 87,5 m nad średni poziom Wisły. W przekroju poprzecznym most składa się z dwóch jezdni po 7,0 m rozdzielonych pasem i dwóch chodników pieszo-rowerowych po 5,0 metrów – co daje w sumie 30 m.

Most jest podwieszony na 48 linach o długości od 51 m do 171 m. Kable składają się z drutów St 1400/1600 Ø 7 mm. Liczba drutów jest zmienna: od 115 do 337. Maksymalna siła w kablach wynosi od 3194 kN do 9444 kN.

Płyta mostu stanowi konstrukcję zespoloną. Na ruszcie stalowym jest ułożona żelbetonowa płyta jezdna zespolona z rusztem kołkami Nelsona (sworzniami główkowanymi). Wszystkie podpory, ich fundamenty i konstrukcja pylonu zostały wykonane z żelbetu. Betony konstrukcyjne przewidziane w dokumentacji miały klasę od B25 do B50.

Montaż konstrukcji stalowej mostu w części nawodnej odbywał się przez nasunięcie od strony lewobrzeżnej po podporach tymczasowych wykonanych w Wiśle. Na części zalewowej (praskiej) montażu dokonano przenosząc elementy z kół na podpory tymczasowe. Po zmontowaniu konstrukcji wykonano płytę współpracującą z oddzielnym betonowaniem gzymsu. Betonowanie płyty jezdnej nad terenami zalewowymi odbywało się na deskowaniu opartym na rusztowaniu ustawionym na gruncie. W części nurtowej betonowanie płyty prowadzono z dwóch specjalnie w tym celu skonstruowanych wózków. Ostatnim ważnym etapem budowy było podwieszenie mostu i zwolnienie podpór tymczasowych, a następnie usunięcie tych podpór.

Najważniejsze i najtrudniejsze technicznie były roboty betonowe. Trudność wynikała z konieczności dużego tempa prac, gdyż zgodnie z umową most miał zostać zbudowany w ciągu 24 miesięcy, a ustalony harmonogram był kilkakrotnie burzony przez wymuszone wczesnym wstrzymaniem prac. Oprócz tego istniały trudności techniczne, związane z koniecznością spełnienia wysokich wymagań jakościowych przy budowie konstrukcji masywnych. Aby pokonać te trudności, inwestor poprosił ITB o nadzór naukowo-badawczy nad realizacją robót betonowych przy budowie mostu Świętokrzyskiego. W tym celu w dniu 12 listopada 1998 r. została zawarta umowa (nr NB-560/P/98) między „Trasą Świętokrzyską” jako Zamawiającym, a Instytutem Techniki Budowlanej jako Wykonawcą. Ogólnie biorąc, umowa przewidywała dwa zadania. Zadanie pierwsze obejmowało nadzór nad projektowaniem i wykonaniem stosowanych na budowie mieszanek betonowych

i było związane z wdrożeniem w tym zakresie zasad ISO 9000 – w miejsce zwyczajowej kontroli jakości wprowadzono zasady zapewnienia jakości.

Zakres zadania drugiego, któremu poświęcona jest niniejsza praca, obejmował:

- 1) opracowanie technologii wykonywania i pielęgnacji elementów maszynych,
- 2) monitorowanie pól temperatury w betonowanych elementach.

Ze strony Instytutu bezpośredni udział w realizacji wspomnianej umowy miał Zakład Betonu. Zakład ten opracowywał technologie wykonania i zatwierdzał „programy zapewnienia jakości” (PZJ), a następnie pełnił kontrolę nad prawidłowością realizacji. Na potrzeby budowy opracowano szereg nowatorskich rozwiązań. Po raz pierwszy w Polsce zastosowano technologię chłodzenia rurowego i technologię koldry wodnej. Opracowano też zasady monitoringu i zbudowano specjalny skomputeryzowany system do monitorowania temperatury we wnętrzu dojrzewających elementów betonowych – system SPT.

Rezultatem tych prac było wdrożenie do praktyki zasad wykonywania konstrukcji maszynych i przeszkolenie w tej dziedzinie pracowników kilku firm budowlanych (WAR-BUD, ZBM, HYDROBUDOWA 6, KPBP-BICK Kielce). Doświadczenia zdobyte przy budowie mostu Świętokrzyskiego znalazły bezpośrednie zastosowanie przy budowie mostu Siekierkowskiego.

## 2. Specyfikacja obiektu

Most Świętokrzyski jest oparty na 8 podporach stałych, przy czym każda z nich ma inną konstrukcję. Betony konstrukcyjne przewidziane w dokumentacji mają klasę od B25 do B50, co przy obecnym poziomie technologii nie stwarza żadnych trudności technicznych. Podstawowa trudność wynika z wielkości poszczególnych elementów i ich masowości. Aby to zilustrować, podano poniżej charakterystykę poszczególnych elementów (tablice 1–3).

Tablica 1. Charakterystyka płyt fundamentowych poszczególnych podpór  
Table 1. Characteristic of foundation plates of individual supports

Podpora	Klasa betonu	Objętość, m <sup>3</sup>
Przyczółek S1	B30	159
Podpora S2	B30	438
Podpora S3	B30	438
Podpora S4	B30	1050
Podpora S5	B30	2064
Przyczółek S6	B30	1148
Podpora S8	B25	326
Przyczółek S9	B25	454

Tablica 2. Charakterystyka korpusów poszczególnych podpór  
Table 2. Characteristic of bodies of individual supports

Podpora	Klasa betonu	Objętość, m <sup>3</sup>
Przyczółek S1	B30	273
Podpora S2	B35	67
Podpora S3	B35	162
Podpora S4	B35	164
Podpora S5 (pylon)	B50	1610
Podpora S6	B30	1360
Podpora S8	B40	96
Przyczółek S9	B40	340

Tablica 3. Charakterystyka płyt jezdnych  
Table 3. Characteristic of decks

Podpora	Klasa betonu	Objętość, m <sup>3</sup>
Płyta mostu	B40	3800
Płyta wiaduktu	B40	1050

Wszystkie płyty fundamentowe i wszystkie korpusy podpór stanowią typowe konstrukcje masywne – najcieńsza płyta (podpory S1) ma grubość 150 cm. Podstawowym zagrożeniem dla monolityczności takich elementów jest samonagrzew w wyniku ciepła hydratacji cementu. Dlatego wykonanie tych elementów musiało się odbywać w technologii gwarantującej możliwie niski przyrost temperatury betonu.

W przypadku płyt jezdnych mostu i wiaduktu wschodniego podstawowym zagrożeniem dla monolityczności konstrukcji była różnica temperatur między betonem a konstrukcją stalową. Toteż wykonanie tych elementów musiało się odbywać w technologii gwarantującej dobrą zgodność temperatury betonu i stali. Mimo niewielkiej grubości płyty spełnienie tego wymagania jest bardzo trudne, zwłaszcza przy zmiennych temperaturach zewnętrznych. Trzeba bowiem utrzymywać zgodność temperatur, mimo że ciepło generuje się tylko w betonie, a stal ma wielokrotnie większe przewodnictwo cieplne od betonu i tym samym bardzo szybko przyjmuje temperaturę powietrza.

### 3. Zakres prac

Zgodnie z „Programem na wykonanie usługi naukowo-badawczej” zakres prac zadania drugiego obejmował „nadzór nad technologią i pielęgnacją betonu narażonego na zarysowania termiczne”. Zadanie to można było wykonać albo za pomocą wcześniejszej

symulacji komputerowej, albo z zastosowaniem monitorowania temperatury wewnątrz wykonywanych elementów. Ze względu na szereg dodatkowych walorów, jakie niesie bezpośrednie monitorowanie, jako zasadniczą metodę realizacji zadania wybrano monitorowanie przebiegu temperatury wewnątrz wykonywanych elementów konstrukcji. Ponieważ brakuje możliwości dokładnego zasymulowania warunków brzegowych (nieprzewidywalne zmiany temperatury zewnętrznej i warunków chłodzenia), symulacja komputerowa daje wyniki w oczywisty sposób mniej pewne. Toteż przy realizacji zadań wynikających z umowy symulacja komputerowa była stosowana jedynie w celu wstępnego rozpoznania skuteczności analizowanych rozwiązań technologicznych. Niezależnie od tego na bieżąco były ustalane zalecenia technologiczne w odniesieniu do sposobu wykonywania i pielęgnacji poszczególnych elementów mostu.

Jak już wspomniano, spośród wyżej wymienionych elementów konstrukcyjnych wszystkie fundamenty i korpusy podpór, a także płyta tunelu i wiaduktu zachodniego stanowią konstrukcje masywne. Ze względu na masywność, przy ich budowie wystąpiły wszystkie, na ogół niedoceniane problemy związane z samonagrzewem betonu w wyniku ciepła hydratacji cementu. Aby zilustrować te problemy, wystarczy zaznaczyć, że przygotowana przez wykonawcę receptura dla betonu klasy B30, dostosowana do wykonywania typowych konstrukcji z zakresu budownictwa ogólnego, zawierała 395 kg cementu klasy 42,5. Przy przewidzianym składzie mieszanki betonowej temperatura elewacji w wyniku ciepła hydratacji wyniosłaby w warunkach adyabatycznych 70 °C, co nieuchronnie doprowadziłoby do spękania konstrukcji. Podstawowym celem zabiegów technologicznych przy wykonywaniu tych elementów było więc ograniczenie przyrostu temperatury oraz różnic temperatury między różnymi punktami tego samego elementu. Zgodnie ze specyfikacją różnica temperatury wewnątrz poszczególnych elementów nie powinna przekraczać 20 °C, a temperatura maksymalna nie powinna być wyższa niż 60 °C – w przypadku przekroczenia tej wartości należało uwzględnić spadek wytrzymałości betonu. Wymagania te zostały postawione w specyfikacji bez uwzględnienia termicznych i mechanicznych warunków brzegowych. W szczególności wymagania te nie obejmują zróżnicowania warunków utwierdzenia. Toteż przed wykonaniem każdego z elementów konstrukcji musiała być przeprowadzona kompleksowa analiza, uwzględniająca wszystkie czynniki rzutujące na powstające pole temperatury i naprężeń termicznych. Tworzony w celu wykonania danego elementu PZJ określał zarówno technologię wykonania elementu, jak też warunki termiczne, jakie musiały być spełnione podczas budowy, aby zachować jego monolityczność. Warunki te w przypadku poszczególnych elementów były zróżnicowane w zależności od swobody przemieszczeń i sposobu podparcia.

W odróżnieniu od podpór, płyty jezdne mostu i wiaduktu – ze względu na swą małą grubość – mają niewielką masywność. Mimo to ich wykonanie również było związane – na skutek naprężeń termicznych – z zagrożeniem utraty monolityczności. Podstawowym zagrożeniem dla monolityczności tych konstrukcji była różnica temperatury między betonem a konstrukcją stalową. Przeprowadzona analiza wykazała, że w celu uniknięcia tego zagrożenia niezbędne było ustalenie takiej technologii betonowania i pielęgnacji, która gwarantowała, że podczas betonowania i pierwszych dni dojrzewania temperatura betonu nie spadnie poniżej 5 °C ani nie będzie się różnić od temperatury stali więcej niż o 10 °C. Spełnienie tych warunków było szczególnie trudne w miesiącach zimowych, ze

względu na fakt, że ciepło generuje się tylko w betonie, a stal ma wielokrotnie większe przewodnictwo cieplne niż beton.

Z powyższego wynika, że właściwie wszystkim elementom konstrukcyjnym mostu groziło spękanie (utrata monolityczności) w wyniku naprężeń termicznych, aczkolwiek mechanizm ewentualnego zniszczenia był różny w zależności od konstrukcji danego elementu.

W celu zapobieżenia tym zagrożeniom okazało się konieczne zastosowanie całego kompleksu środków zaradczych. W pierwszym rzędzie niezbędna była optymalizacja składu mieszanki pod względem minimalizacji ciepła hydratacji przy zachowaniu wszystkich wymagań wytrzymałościowych i formalnych – zgodnie z zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych do budowy wszystkich obiektów konieczne jest stosowanie cementu typu CEM I. Niezależnie od doboru receptury niezbędne było każdorazowe dostosowanie technologii betonowania i pielęgnacji do aktualnych warunków w sposób zapewniający maksymalne odprowadzanie ciepła z zabetonowanej konstrukcji przy ograniczeniu różnicy temperatury między brzegiem i środkiem. Wreszcie wszystkie wykonywane prace, zarówno na węźle betoniariskim, jak i na placu budowy musiały być poddane kontroli zapewniającej zgodność realizacji z ustaleniami.

#### 4. Zastosowane materiały i technologie

Wszystkie konstrukcyjne elementy betonowe mostu zostały wykonane z betonu zwykłego z zastosowaniem materiałów odpowiadających wymaganiom stawianym konstrukcjom mostowym przez GDDP. Zastosowano cement typu CEM I 42,5 HSR NA (mostowy) z cementowni Rejowiec. Dozowanie cementu w poszczególnych elementach zmieniało się nieznacznie. W przypadku betonów klasy B25 wynosiło ono  $335 \text{ kg/m}^3$ , betonów B30 –  $360 \text{ kg/m}^3$  (sporadycznie  $370 \text{ kg/m}^3$ ). Wyjątek stanowiło betonowanie fundamentu podpory S1, gdzie zastosowano dozowanie  $395 \text{ kg/m}^3$ . W przypadku betonów B35 i B40 dozowanie wynosiło  $370 \text{ kg/m}^3$  (sporadycznie  $380 \text{ kg/m}^3$ ), a w przypadku betonu B50 (pylon) –  $390 \text{ kg/m}^3$ . Wskaźnik w/c przy różnych betonowaniach (różne klasy betonu i różni dostawcy) zmieniał się od 0,35 do 0,45. Uziarnienie kruszywa było ograniczone do średnicy 16 mm, a krzywa przesiewu zawsze była zawarta między krzywymi granicznymi określonymi przez GDDP. Przy wszystkich betonach stosowano superplastyfikator.

Zastosowano stal zbrojeniową typu AII (18G2).

Przed betonowaniem każdego elementu konstrukcyjnego opracowywano w ITB technologię wykonania elementu, jego pielęgnacji i sposobu monitorowania temperatury. Przy opracowywaniu technologii wykorzystywano system obliczeniowy CONCRETE oparty na metodzie elementów skończonych MES. Podstawę teoretyczną tego systemu stanowi teoria dojrzewania prostego [1]. W przypadku konieczności zastosowania instalacji chłodzącej wykonywano również obliczenia termiczne instalacji. Opracowane technologie poszczególnych elementów były przekazywane wykonawcy w postaci opracowań zwartych lub w formie schematów i rysunków projektowych umożliwiających bezzwłoczne przygotowanie instalacji chłodzących.

Łącznie opracowano i przekazano wykonawcy 11 „Technologii”, to jest opracowań zwartych ustalających szczegóły technologii wykonania poszczególnych elementów mostu. Przykładem może być opracowanie pt. „Technologia betonowania korpusu podpory S3 mostu Świętokrzyskiego w Warszawie”. Ponadto wykonano i przekazano wykonawcy 11 projektów instalacji chłodzących, jakie należało wykonać, aby spełnić wymagania termiczne określone w poszczególnych „Technologiach”.

Niezależnie od wymienionych dokumentów wykonawca otrzymywał na bieżąco wskazówki dotyczące sposobu wykonania poszczególnych prac, a także opinie odnośnie do przedłożonych propozycji, ujętych w „programach zapewnienia jakości” (PZJ).

Przed wykonaniem każdego elementu dostarczano wykonawcy formularz protokołu przygotowanego do wypełniania danymi z monitorowania rozwoju temperatury (pomiarów temperatury) podczas pielęgnacji.

Wykonawca w ramach pielęgnacji był zobowiązany do dokonywania odczytów z termometrów zainstalowanych wcześniej według wskazań ITB. Do pomiaru temperatury stosowano półprzewodnikowe termometry cyfrowe – samochodowe – oraz termometry rtęciowe (do pomiarów temperatury wody).

Jednocześnie w trakcie budowy wdrożono prototypowy skomputeryzowany system pomiaru temperatury (SPT). Budowa tego systemu była finansowana ze środków KBN w ramach jednego z zadań statutowych ITB. System ten od samego początku był testowany w praktyce podczas realizacji monitorowania. Tam gdzie było to możliwe, stosowano równolegle dwa systemy pomiarowe – termometry samochodowe i system SPT.

Po zakończeniu monitorowania temperatury na danym elemencie wyniki pomiarów analizowano, porównując z założonym przebiegiem, a w przypadku bardziej odpowiedzialnych elementów dokonywano również analizy za pomocą programu EXCEL.

## **5. Przebieg prac**

### **5.1. Podpora S1**

#### **5.1.1. Betonowanie fundamentu podpory S1 (styczeń 1999)**

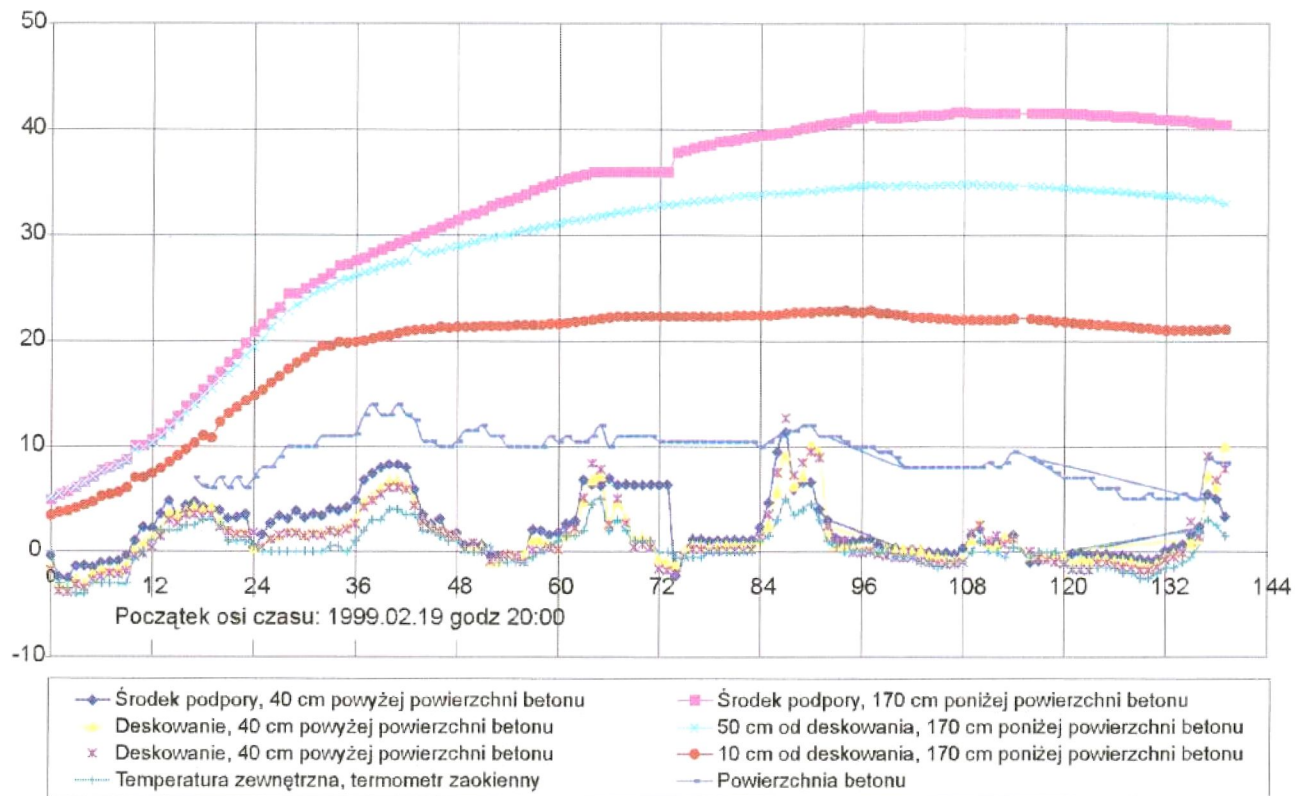
Wysokość fundamentu wynosiła 150 cm; wymiary w planie (4,0 × 26,5) m. Betonowanie przeprowadzono jednoetapowo. Ze względu na niskie temperatury mieszanki i temperatury zewnętrzne nie zachodziła potrzeba chłodzenia wewnętrznego. Zastosowano pielęgnację kołdrą wodną. Maksymalna temperatura w fundamencie wyniosła 40,1 °C.

Fundament zachował całkowitą monolityczność.

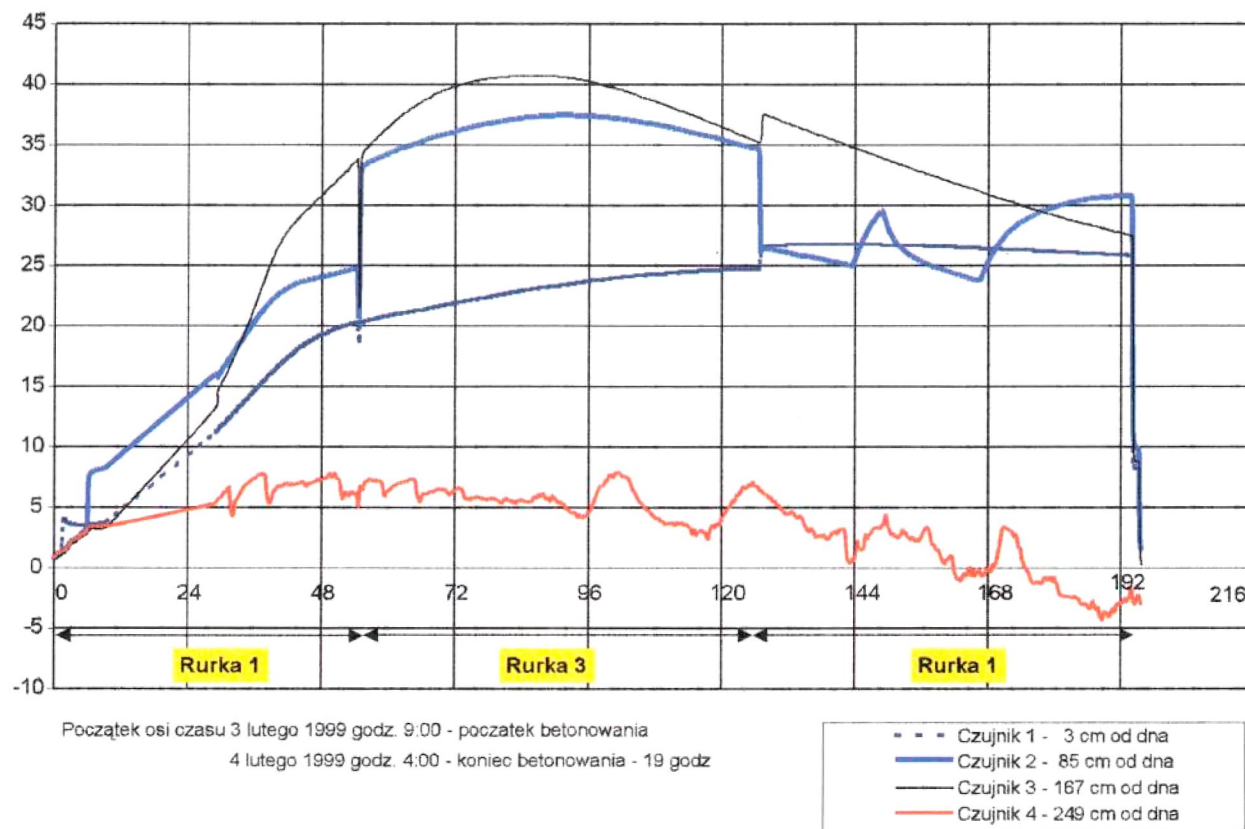
#### **5.1.2. Betonowanie korpusu podpory S1 (luty – marzec 1999)**

Wysokość podpory wynosiła 510 cm; wymiary w planie – (3,2 × 25,5) m. Betonowanie przeprowadzono w dwóch etapach. W etapie pierwszym zastosowano na połowie południowej podpory instalację chłodzącą z kanalizacyjnych rur polietylenowych o średnicy 50 mm. Niestety, podczas betonowania instalacja ta uległa uszkodzeniu i nie mogła być wykorzystana. W etapie drugim – ze względu na mniejszą grubość elementu – chłodzenie wewnętrzne było zbyteczne. W obu etapach betonowania zastosowano pielęgnację powierzchniową w postaci kołdry wodnej. Maksymalna zarejestrowana temperatura wyniosła 41,5 °C. Wyniki monitorowania przedstawiono na rysunku 2.





Rys. 2. Rozwój temperatury w korpusie podpory S1. Pomiary ręczne wykonane za pomocą termometrów samochodowych  
 Fig. 2. Temperature development in the body of support S1. Hand made measurements have been carried out with car thermometers



Rys. 3. Rozwój temperatury w fundamencie podpory S2. Wyniki uzyskane z automatycznej aparatury SPT. Rurka 1 jest umieszczona w pobliżu rury instalacji chłodzącej, a rurka 3 w środku odległości między rurami instalacji chłodzącej  
Fig. 3. Temperature development in the foundation of support S2. Results obtained with the automatic apparatus SPT. The pipe 1 is situated near to pipe of cooling installation, and the pipe 3 – in the middle of distance between pipes of cooling installation situated

Początkowo cały korpus zachowywał monolityczność. Jednakże w okresie letnim zauważono w części betonowanej w etapie pierwszym 3 pionowe rysy o rozwarości około 0,1 mm – 0,2 mm każda, przechodzące przez całą grubość korpusu. Rysy te stanowiły dowód, że zaprojektowana przez ITB wewnętrzna instalacja chłodząca zastosowana w pierwszym etapie betonowania była istotnie potrzebna. Ze względu na swój kierunek wspomniane rysy nie miały znaczenia konstrukcyjnego, jednakże mogły prowadzić do wzmożonej korozji, toteż zostały w późniejszym okresie starannie uszczelnione.

## **5.2. Podpora S2**

### **5.2.1. Betonowanie fundamentu podpory S2 (luty 1999)**

Wysokość fundamentu wynosiła 260 cm; wymiary w planie (7,0 × 25,0) m. Betonowanie przeprowadzono jednoetapowo. Przy betonowaniu zastosowano chłodzenie wewnętrzne za pomocą kanalizacyjnych rur polietylenowych o średnicy 50 mm. Instalacja chłodząca była zasilana wodą pobieraną z Wisły. Niezależnie od tego zastosowano pielęgnację powierzchniową w postaci kołdry wodnej. Podczas betonowania i pielęgnacji do monitorowania rozwoju temperatury wykorzystano po raz pierwszy prototyp automatycznej aparatury pomiarowej SPT. Maksymalna zarejestrowana temperatura wyniosła 40,7 °C. Wyniki monitorowania przedstawiono na rysunku 3.

Fundament zachował całkowitą monolityczność.

### **5.2.2. Betonowanie korpusu podpory S2 (luty – marzec 1999)**

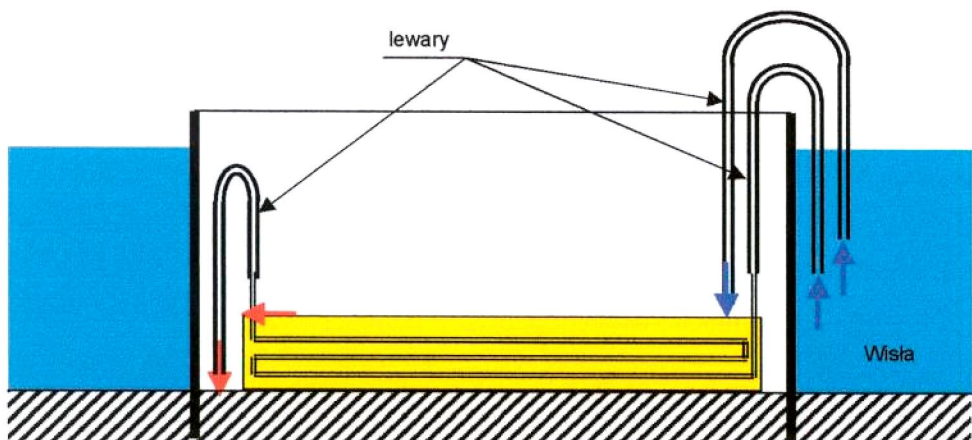
Korpus podpory S2 składał się z dwóch oddzielnych filarów. Wysokość filara wynosiła 525 cm; wymiary w planie (420 × 177) cm. Każdy z filarów został wykonany dwuetapowo. Pierwszy etap obejmował betonowanie o wysokości 315 cm. W drugim etapie doprowadzono betonowanie filarów do pełnej wysokości – wysokość betonowania 210 cm. Ze względu na utrzymujące się niskie temperatury nie stosowano chłodzenia wewnętrznego. Niezależnie od tego zastosowano chłodzenie górnej i bocznych powierzchni filarów przez zalewanie powierzchni górnej wodą za pomocą specjalnej instalacji, zapewniającej sphywanie wody równomiernie po wszystkich powierzchniach bocznych filara. Maksymalna temperatura w filarze A wyniosła 41,4 °C, a w filarze B 44,9 °C.

Filary zachowały całkowitą monolityczność i nigdzie nie dostrzeżono jakiegokolwiek ich zarysowania.

## **5.3. Podpora S3**

### **5.3.1. Betonowanie fundamentu podpory S3 (sierpień 1999)**

Wysokość fundamentu podpory wynosiła 250 cm; wymiary w planie (25,0 × 7,0) m. Fundament zabetonowano jednoetapowo. Podczas betonowania i dojrzewania zastosowano wewnętrzną instalację chłodzącą wykonaną z rur stalowych 1". Ponadto zastosowano pielęgnację powierzchniową w postaci kołdry wodnej. Specjalnie zaprojektowana przez ITB instalacja chłodzenia wewnętrznego była zasilana wodą z Wisły za pomocą lewarów wodnych. (rys. 4). Dzięki temu cała instalacja chłodząca mogła funkcjonować bez użycia pomp.



Rys. 4. Schemat zasilania w wodę wewnętrznej instalacji chłodzącej i chłodzenia powierzchniowego  
 Fig. 4. Scheme of water supply of inner cooling installation and a surface cooling

Zużyta woda była wypompowywana ponownie do Wisły. Do monitorowania rozwoju temperatur wewnętrznych zastosowano układ termometrów samochodowych, a także automatyczną aparaturę pomiarową skonstruowaną w ITB. Największa zarejestrowana temperatura wyniosła 53,9 °C.

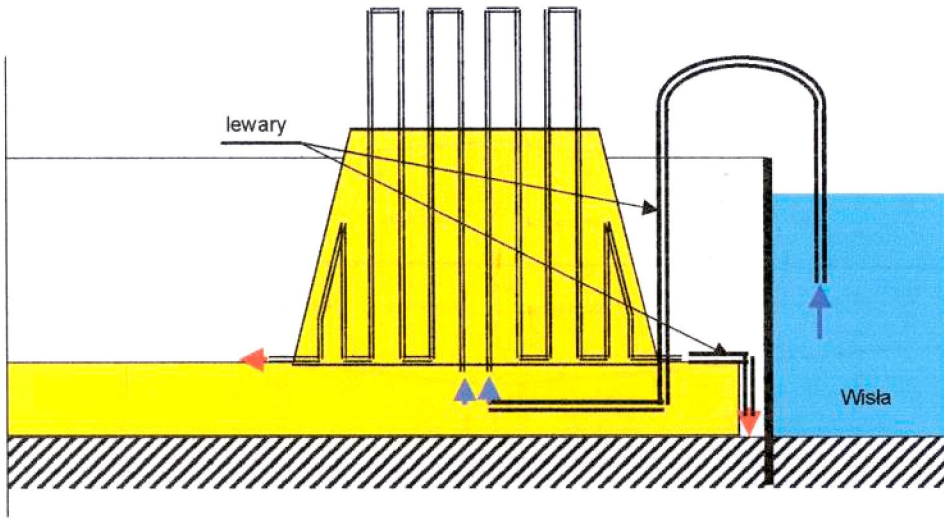
Fundament zachował całkowitą monolityczność.

### 5.3.2. Betonowanie korpusu podpory S3 (sierpień – wrzesień 1999)

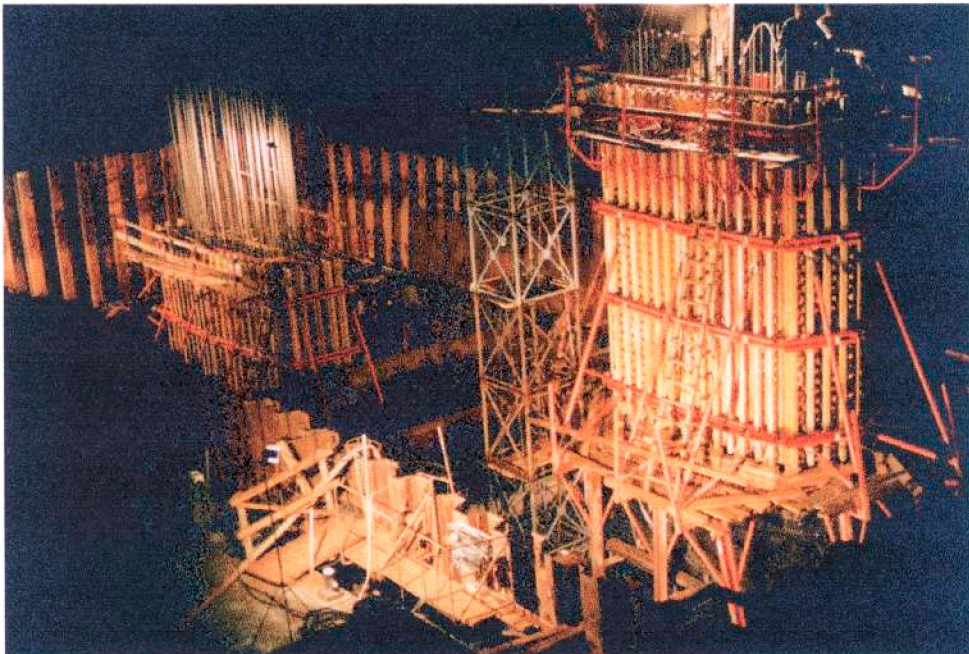
Korpus podpory składał się z dwóch filarów żelbetowych o wysokości 9,26 m i zmiennym przekroju poprzecznym. Przy podstawie filary miały przekrój o wymiarach (620 × 184) cm, a w górnej części o wymiarach (420 × 184) cm. Opracowana przez ITB technologia zakładała chłodzenie dolnej części (do wysokości 600 cm) przez instalację wewnętrzną z rur stalowych 1" (rys. 5). Powyżej tej wysokości (ze względu na swobodę odkształceń) nie było potrzeby chłodzenia. Specjalnie zaprojektowana przez ITB instalacja chłodzenia wewnętrznego była zasilana wodą z Wisły za pomocą lewarów wodnych – bez pomocy pomp.

Każdy z filarów został wykonany trzyetapowo (rys. 6). W pierwszym etapie wykonywano część o przekroju zmiennym, to jest na wysokość 400 cm. Etap drugi zakładał wykonanie wyższej (pryzmatycznej) części filara – wysokość betonowania 426 cm. Etap trzeci obejmował prace nad szczytową częścią filara o zmiennym przekroju – wysokość betonowania 100 cm. Instalacja chłodząca obejmowała więc cały pierwszy etap i 2 dolne metry drugiego etapu. W przypadku filara południowego przedłużono instalację chłodzącą na cały drugi etap, co pozwoliło skrócić okres utrzymywania deskowania. W przypadku filara północnego instalacji nie przedłużano, a deskowanie utrzymywano aż do czasu, gdy temperatura wewnętrzna i zewnętrzna różniły się mniej niż o 15 °C. Rozmieszczenie rurek pomiarowych pokazano na rysunku 7. Najwyższą temperaturę zarejestrowano w drugim etapie na filarze północnym. Wyniosła ona 64,7 °C.

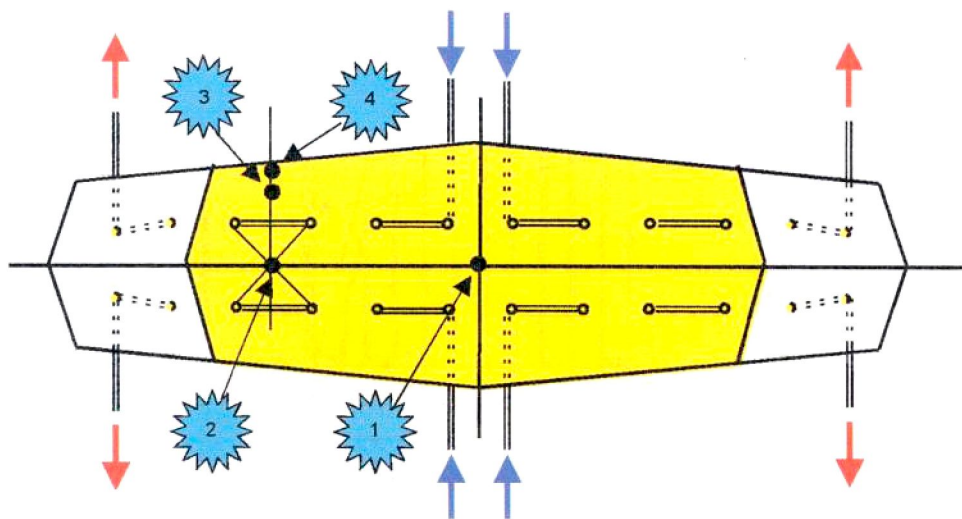
Oba filary zachowały całkowitą monolityczność.



Rys. 5. Schemat zasilania w wodę wewnętrznej instalacji chłodzącej  
 Fig. 5. Scheme of water supply of inner cooling installation



Rys. 6. Filary korpusu S3. Betonowanie odbywa się nocą w celu obniżenia temperatury mieszanki  
 Fig. 6. Pillars of S3 support. For decreasing of concrete mix temperature, casting goes on during night



Rys. 7. Rozmieszczenie rurek pomiarowych (1, 2, 3, 4)  
 Fig. 7. Spacing of the measurement pipes (1, 2, 3, 4)

## Podpora S4

### 5.4.1. Betonowanie fundamentu podpory S4 (wrzesień 1999)

Wysokość fundamentu wynosiła 350 cm; wymiary w planie ( $25,0 \times 12,0$ ) m.

Fundament zabetonowano jednoetapowo. Zgodnie z opracowaną przez ITB technologią podczas betonowania i dojrzewania zastosowano wewnętrzną instalację chłodzącą wykonaną z rur stalowych 1". Składała się na nią 40 niezależnych obiegów. Ponadto zastosowano pielęgnację powierzchniową w postaci kołdry wodnej. Zaprojektowana przez ITB instalacja chłodzenia wewnętrznego zasilana była wodą z Wisły za pomocą specjalnych pomp. Zużyta wodę wypompowywano ponownie do Wisły. Do monitorowania rozwoju temperatury wewnętrznej zastosowano układ termometrów samochodowych oraz automatyczną aparaturę pomiarową skonstruowaną w ITB.

Fundament zachował całkowitą monolityczność.

### 5.4.2. Betonowanie korpusu podpory S4 (wrzesień – październik 1999)

Korpus podpory składał się z dwóch filarów żelbetowych o wysokości 13,44 m i zmiennym przekroju poprzecznym. Przy podstawie filary miały przekrój o wymiarach ( $595 \times 184$ ) cm, a w górnej części o wymiarach ( $420 \times 184$ ) cm. Opracowana przez ITB technologia zakładała chłodzenie dolnej części (do wysokości 600 cm) przez instalację wewnętrzną z rur stalowych 1". Powyżej tej wysokości (ze względu na swobodę odkształceń) nie było potrzeby chłodzenia.

Każdy z filarów został wykonany trzyetapowo. Technologia i podział na etapy betonowania były podobne, jak przy betonowaniu korpusu podpory S3. W pierwszym etapie wykonywano część o przekroju zmiennym, czyli na wysokość 350 cm. Etap drugi obejmował

obejmował wykonanie wyższej (pryzmatycznej) części filara do poziomu + 6,745 – wysokość betonowania 626 cm. W etapie trzecim wykonywano pozostałą część filara – wysokość betonowania 369 cm. Ze względu na skrócenie czasu utrzymywania deskowania wykonawca przedłużył instalacje chłodzące na cały drugi i trzeci etap betonowania. W efekcie tego chłodzenie wewnętrzne zastosowano na całej długości filarów. Rozdeskowanie następowало, gdy temperatura wewnętrzna i zewnętrzna różniły się mniej niż o 15 °C.

Oba filary zachowały całkowitą monolityczność.

## 5.5. Podpora S5

### 5.5.1. Betonowanie fundamentu podpory S5 (sierpień – wrzesień 1999)

Podpora S5 stanowi główną podporę mostu. Na fundamencie S5 wspiera się pylon podtrzymujący większość konstrukcji mostowej. Fundament ma wysokość 420 cm, a wymiary w planie (43,0 × 12,0) m.

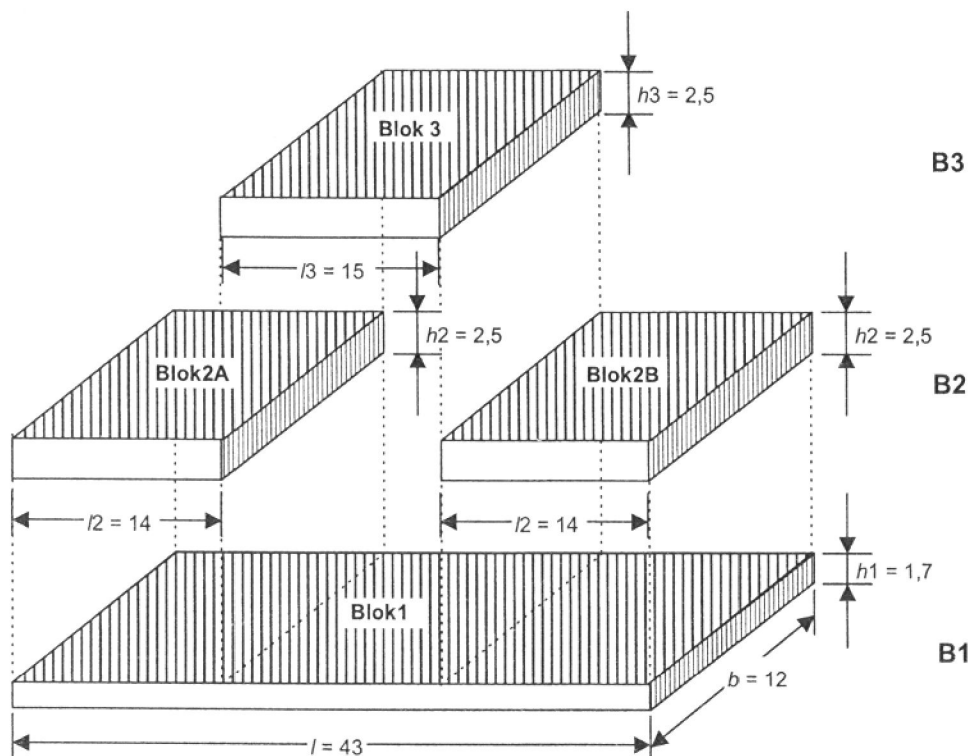
Technologia betonowania fundamentu była przedmiotem wielu analiz i narad. Instytut zaprojektował kolejno trzy technologie. Pierwsza z nich ograniczała wewnętrzne chłodzenie rurowe tylko do niewielkich stosunkowo fragmentów, stanowiących podstawę nóg pylonu. Elementy te (bloki B1 i B2) ze względu na chłodzenie rurowe można było wykonać od razu na całą wysokość. Pozostałą główną część fundamentu zaplanowano wykonać w technologii warstwowej. Betonowanie fundamentu miało obejmować łącznie dziesięć etapów. Zapewniało to najszybsze tempo robót, gdyż można było przystąpić do budowy pylonu już po zakończeniu pierwszego etapu wznoszenia fundamentu.

Ze względu na własne wymagania organizacyjne wykonawca zażyczył sobie jednak, aby fundament był wznoszony przy podziale na większe bloki, godząc się z chłodzeniem całej objętości fundamentu za pomocą wewnętrznej instalacji chłodzącej. W związku z tym opracowano drugą technologię wykonania fundamentu. Przewidywała ona podział fundamentu na 4 bloki, wykonywane w trzech etapach (rys. 8). Pierwszy etap obejmował betonowanie na całej powierzchni fundamentu na wysokość 170 cm. Po jego wykonaniu zastosowano zmywanie karcherem (hydromonitorem) całej górnej powierzchni, a dodatkowo w powierzchni betonu wykonano bezpośrednio po ułożeniu betonu wręby w celu lepszego zazębienia z blokami położonymi wyżej.

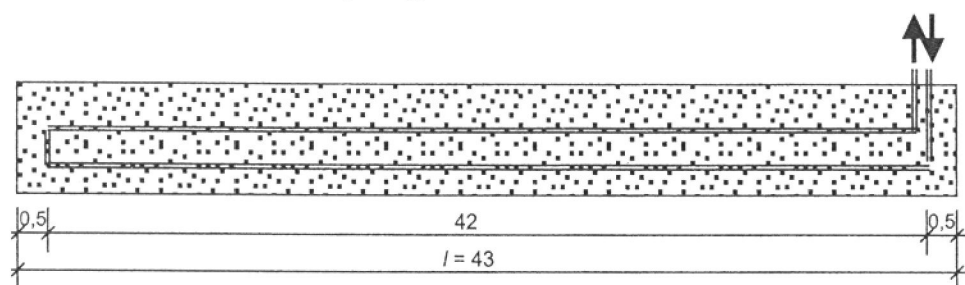
Pozostałe bloki o wysokości 250 cm stanowiły drugą warstwę betonowania. W każdym bloku betonowania zastosowano instalację chłodzącą z rur stalowych 1" (rys. 9, 10). W etapie pierwszym (blok B1) składała się ona z 19 niezależnych obiegów. W etapie drugim, obejmującym dwa bloki (blok B2A i B2B), na każdym bloku zastosowano 21 niezależnych obiegów. Styki pionowe między blokami B2 i B3 zaopatrzone w instalacje do późniejszej iniekcji. Bloki B2A i B2B położono po ostygnięciu B1. Charakterystykę bloków w poszczególnych etapach betonowania podano w tablicy 4.

Ponieważ instalacja wykonana w etapie drugim została przez wykonawcę zmieniona w stosunku do projektu, opracowano trzecią wersję technologii, stanowiącą korektę wersji drugiej w odniesieniu do betonowania etapu trzeciego. W etapie trzecim (blok B3) zastosowano 24 niezależne obiegi chłodzące (rys. 11). Blok B3 ułożono dopiero po ostygnięciu bloków B2A i B2B.

• Na powierzchni każdego bloku stosowano kotłdrę wodną.

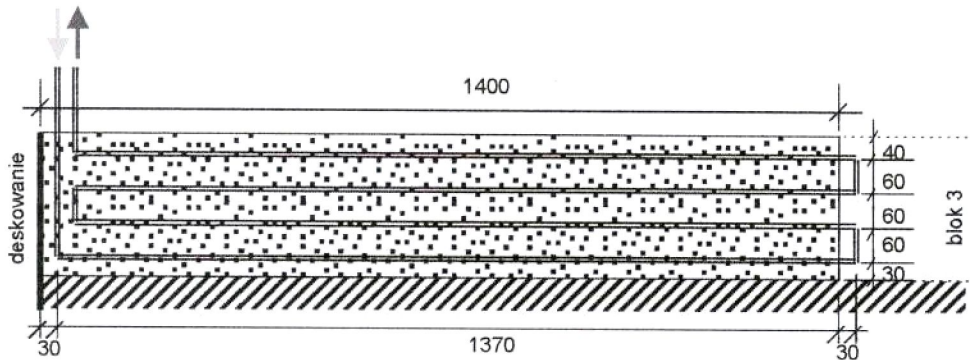


Rys. 8. Schemat betonowania fundamentu podpory S5  
 Fig. 8. Scheme of concrete casting of support S5 foundation



Rys. 9. Rozmieszczenie instalacji chłodzącej wewnątrz bloku B1. Instalacja składa się z 19 niezależnych obiegów  
 Fig. 9. Distribution of cooling installation inside block B1. The installation consists of 19 independent circulations



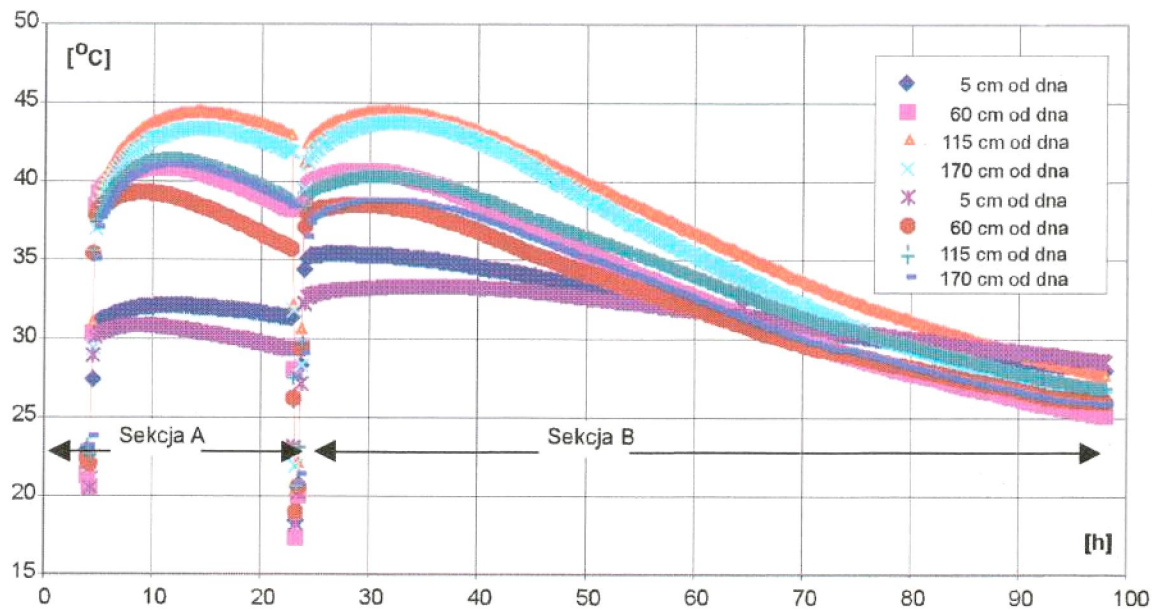


Rys. 10. Rozmieszczenie instalacji chłodzącej wewnątrz jednej sekcji bloku B2  
 Fig. 10. Distribution of cooling installation inside one section of block B2



Rys. 11. Fundament S5. Instalacja chłodząca zastosowana w III etapie  
 Fig. 11. The foundation of S5 support.  
 Cooling installation used in the III-th stage

Do monitorowania temperatury zastosowano zarówno termometry samochodowe, jak też prototypową aparaturę automatyczną SPT. Wyniki monitorowania zostały zilustrowane na rysunku 12. Największa zarejestrowana temperatura w etapie pierwszym wyniosła 49,1 °C, a w etapie drugim 44,4 °C (w etapie trzecim była nieco niższa). Po całkowitym ostygnięciu całego fundamentu dokonano iniekcji ciśnieniowej styków pionowych między blokami B2 i B3. Fundament zachował pełną monolityczność.



Rys. 12. Wyniki monitorowania temperatury w dwóch sekcjach bloku B2. Wyniki uzyskane za pomocą automatycznej aparatury

Fig. 12. Results of temperature monitoring in two sections of block B2. Results obtained with help of automatic apparatus

Tablica 4. Charakterystyka bloków w poszczególnych etapach betonowania  
 Table 4. Characteristic of blocks in individual stages of concreting

Nr	Blok – etap betonowania	Objętość	Uwagi
B1	podstawa fundamentu	877,2	warstwa o grubości 1,7 m na całej powierzchni
B2A	szczyt górnej warstwy	420,0	może być betonowany razem z blokiem B2B lub B3
B2B	szczyt górnej warstwy	420,0	może być betonowany razem z blokiem B2A lub B3
B3	środek górnej warstwy	450,0	może być betonowany oddzielnie lub z jedną z części B2
Razem		<b>2167,2</b>	

### 5.5.2. Betonowanie pylonu S5 (wrzesień 1999 – kwiecień 2000)

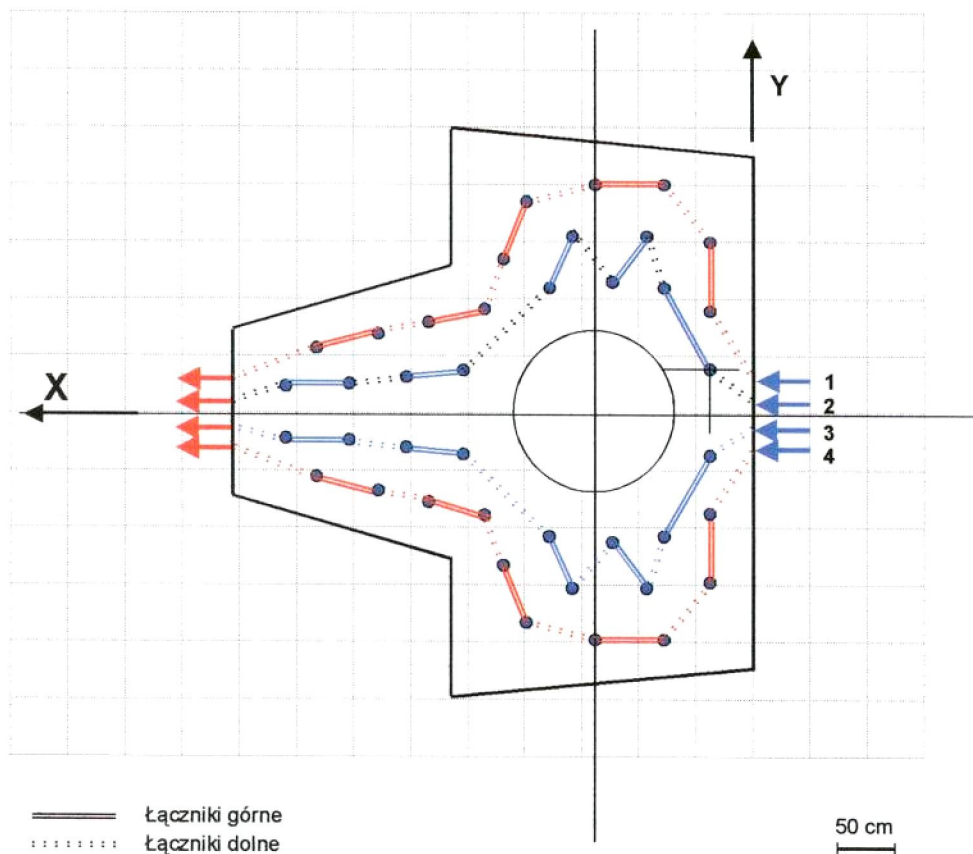
Wysokość pylonu wynosi 87,5 m, licząc od górnej powierzchni płyty fundamentowej S5. Nogi pylonu mają u podstawy wymiary w planie (460 × 500) cm, powyżej płyty mostu wymiary (270 × 500) cm, a w części wierzchołkowej (powyżej połączenia) – (550 × 305) cm. Pylon – zgodnie z zatwierdzoną technologią budowy – miał być wznoszony w 36 etapach betonowania – po 15 etapów przeznaczono na każdą nogę i 6 etapów na część wspólną wierzchołkową. Tym samym pylon składał się z 36 segmentów. Pierwszy segment na każdej nodze miał wysokość 418 cm. Wysokość wszystkich pozostałych segmentów wynosiła 411 cm. Były one wykonywane za pomocą tego samego deskowania, przestawianego coraz wyżej o taką właśnie odległość.

Dostosowując się do tej ogólnej technologii budowy pylonu, ITB opracował koncepcję chłodzenia i pielęgnacji. Zaprojektowano wewnętrzną instalację chłodzącą z rur stalowych 1" (rys. 13). Instalacja ta obejmowała swym zasięgiem tylko dwa pierwsze segmenty każdej z nóg pylonu. Powyżej 7,5 m nad poziomem fundamentu można już było ograniczyć chłodzenie ze względu na pełną swobodę odkształceń poprzecznych pylonu. W segmentach powyżej drugiego jako wymaganie termiczne określono nie temperaturę, lecz różnicę między temperaturą środka a temperaturą brzegu aktualnie zabetonowanego segmentu oraz między temperaturą brzegu a temperaturą zewnętrzną. Wymaganiom tym najtrudniej było sprostać w okresie zimowym. Jednakże udało się je spełnić przy wszystkich segmentach przez opracowanie, a następnie wdrożenie procedury rozdeskowywania i izolacji. Zasadnicza idea tej procedury polegała na sukcesywnym zdejmowaniu deskowania i zastępowaniu go izolacją z pojedynczej lub podwójnej folii. Pozwoliło to uniknąć szoku termicznego w świeżo zabetonowanym segmencie i wpłynęło na jego równomierne ostudzenie.

Powierzchnię górną każdego segmentu przygotowywano do następnego betonowania przez jej skarczerowanie bezpośrednio po zakończeniu wiązania. Następnie aż do betonowania kolejnego segmentu utrzymywano powierzchnię w stanie mokrym przez polewanie wodą.

Ze względu na ograniczenie miejsca do monitorowania temperatury stosowano wyłącznie termometry samochodowe.

Pylon zachował całkowitą monolityczność i nigdzie na jego powierzchni nie dostrzeżono jakichkolwiek zarysowań.



Rys. 13. Schemat instalacji do chłodzenia podstawy pylonu na rzucie poziomym jednej nogi pylonu. Wysokość dolnych łączników 50 cm, a górnych 750 cm nad fundamentem  
 Fig. 13. Scheme of installation for cooling of pylon basis on a horizontal projection of one pylon leg. The height of bottom union joints is 50 cm, and upper – 750 cm above a foundation

## 5.6. Podpora S6

### 5.6.1. Betonowanie fundamentu podpory S6 (kwiecień 1999)

Wysokość płyty wynosiła 170 cm; wymiary w planie (bez izbicy) – (26,5 × 20,0) m. Betonowanie przeprowadzono jednoetapowo. Wbrew postulatam ITB nie zastosowano chłodzenia wewnętrznego. Jedynym sposobem chłodzenia było chłodzenie powierzchniowe w postaci kłody wodnej. Ponadto zastosowano betonowanie nocne w celu zmniejszenia temperatury początkowej mieszanki.

Jeszcze w trakcie wiązania zaobserwowano na górnej powierzchni betonu rysy powierzchniowe nad prętami górnej siatki. Były to w większości rysy pochodzące od skurczu plastycznego. Po rozdeskowaniu fundamentu zaobserwowano jednak również po jednej rysie przechodzącej przez środek fundamentu przez całą jego szerokość

równoległe do boków fundamentu. Szerokość rys nie przekraczała jednak 1 mm. Ze względu na konstrukcję całej podpory i zmonolityzowanie jej przez masywny korpus, uznano że rysy te nie mają większego znaczenia konstrukcyjnego.

Do monitorowania temperatury podczas dojrzewania i pielęgnacji betonu stosowano oprócz termometrów samochodowych również prototyp automatycznej aparatury pomiarowej. Maksymalna zarejestrowana temperatura wewnątrz fundamentu wyniosła 48 °C.

### **5.6.2. Betonowanie korpusu podpory S6 (maj – wrzesień 1999)**

Wysokość korpusu wynosiła 673 cm; wymiary w planie (30,0 × 19,0) m. Podpora ma szczególnie skomplikowaną konstrukcję. Jest to konstrukcja komorowa – występuje w niej 7 komór rozdzielonych ścianami. Konstrukcja taka sprawia duże trudności przy obronie przed zarysowaniami termicznymi. Przyczyną tego są zarówno duże rozmiary w planie, jak też znaczne zróżnicowanie grubości poszczególnych ścian (od 60 cm do 400 cm). Betonowanie przeprowadzono w czterech etapach. Dwa pierwsze doprowadziły betonowany korpus do wysokości 330 cm, a dwa pozostałe do pełnej wysokości. W każdym z etapów betonowania zastosowano wewnętrzną instalację chłodzącą wykonaną z rur stalowych 1". Do chłodzenia wewnętrznego zastosowano wodę wodociągową. Dodatkowo na powierzchni górnej każdej betonowanej części stosowano chłodzenie kołdrą wodną.

Mimo znacznej komplikacji prac korpus został wykonany bezbłędnie i zachował całkowitą monolityczność.

W późniejszym okresie komory balastowe wewnątrz korpusu miały zostać wypełnione żwirem. Wykonawca nieopatrznie zamienił żwir na beton. Rozszerzające się pod wpływem ciepła hydratacji wypełnienie komór spowodowało rozerwanie ścian zewnętrznych korpusu – w kilku miejscach powstały pionowe rysy. Po ich wykryciu rozpoczęto systematyczny program badania i analizy rys. Prowadzone przez długi okres pomiary wykazały, że w miarę stygnięcia wypełnienia komór rysy ulegają powolnemu zamykaniu. Jednakże przeprowadzona analiza wyników pozwoliła na stwierdzenie, że nigdy nie zamkną się one całkowicie, a prawdopodobną tego przyczyną jest poślizg ścian korpusu względem wypełnienia i wdarcie się zanieczyszczeń do wnętrza rys w trakcie ich maksymalnego rozszerzenia. Wyniki przeprowadzonych badań można znaleźć w pracy [2].

Ostatecznie rysy zasklepiono powierzchniowo i zainiektowano ciśnieniowo materiałem polimerowym. W wyniku tej operacji korpus odzyskał monolityczność.

## **5.7. Podpora S8**

### **5.7.1. Betonowanie fundamentu podpory S8 (maj 1999)**

Wysokość fundamentu wynosiła 150 cm; wymiary w planie (28,6 × 7,6) m. Mimo negatywnej opinii ITB fundament wykonano bez chłodzenia wewnętrznego i jednoetapowo. Jako chłodzenie zastosowano jedynie chłodzenie powierzchniowe przez zraszanie powierzchni fundamentu wodą z perforowanych węży ogrodniczych. Maksymalna zarejestrowana temperatura wyniosła 50,3 °C.

Na powierzchni fundamentu nie zauważono spękań.

### **5.7.2. Betonowanie korpusu podpory S8 (czerwiec 1999)**

Korpus podpory S8 składał się z trzech identycznych przyrządkowanych filarów o rozmiarach w planie (160 × 420) cm. Wbrew negatywnej opinii filary wykonano bez chłodzenia

wewnętrzny i jednoetapowo. Wszystkie filary zabetonowano jednocześnie na całą wysokość.

Na powierzchni filarów nie zauważono spękań.

## 5.8. Podpora S9

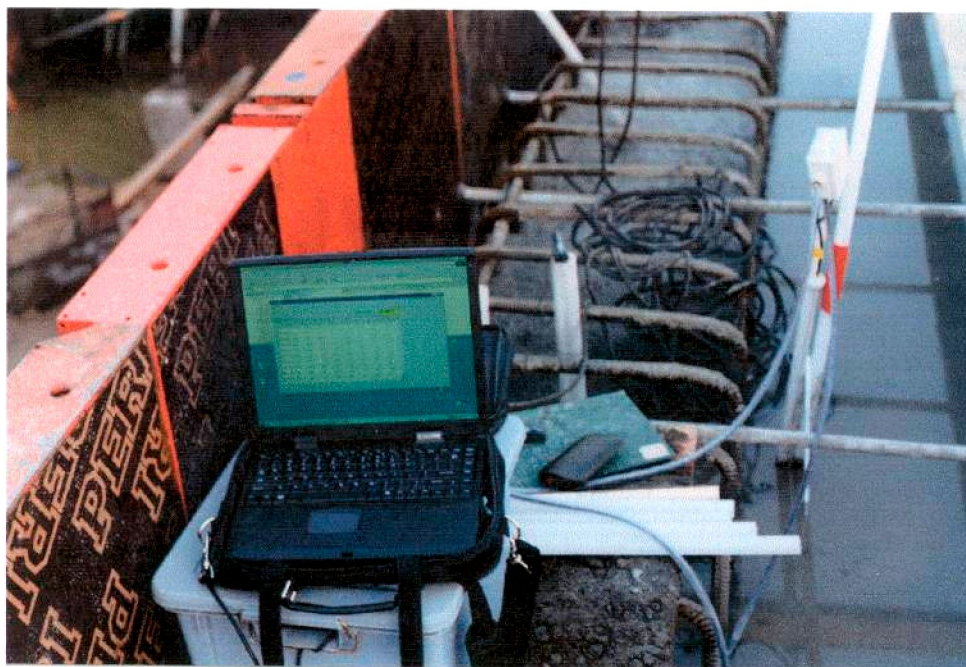
### 5.8.1. Betonowanie fundamentu podpory S9 (marzec 1999)

Betonowanie wykonano jednoetapowo. Ze względu na niską temperaturę powietrza i mieszanki betonowej można było zrezygnować z chłodzenia wewnętrznego. Powierzchniowo zastosowano pielęgnację kołdrą wodną. Maksymalna temperatura wewnątrz płyty wyniosła 33,9 °C.

Fundament zachował całkowitą monolityczność.

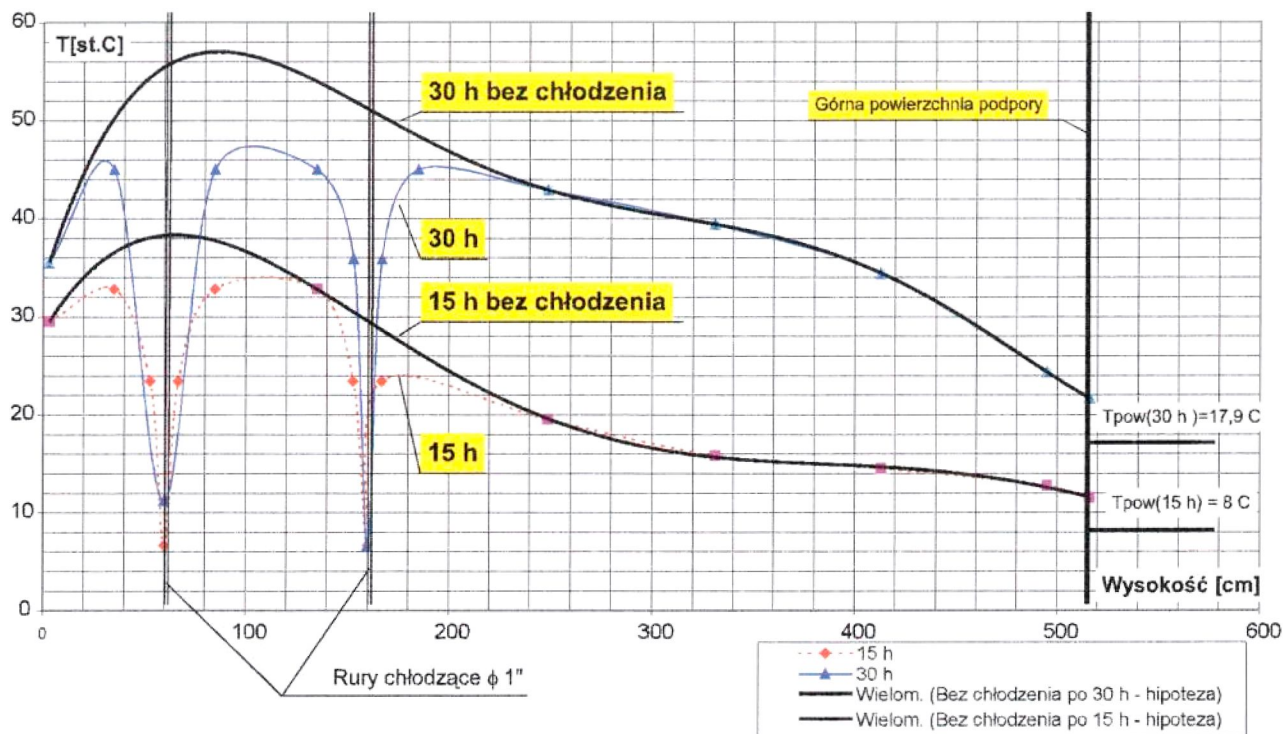
### 5.8.2. Betonowanie korpusu podpory S9 (marzec 1999)

Podpora S9 stanowi przyczółek wschodni mostu. Wysokość podpory wynosi 718 cm. W planie podpora ma kształt litery C o wymiarach (40 × 15) m. Grubość w zasadniczej części wynosi 150 cm. Betonowanie zostało wykonane dwuetapowo. W etapie pierwszym wykonano całą część korpusu o stałej grubości (wysokość betonowania – 556 cm), w etapie drugim – ściankę żwirową i ciosy podłożyskowe (grubość ścianki 100 cm; wysokość betonowania – 160 cm).



Rys. 14. Monitorowanie temperatury na korpusie S9. Widoczna kołdra wodna

Fig. 14. Monitoring of temperature in the body of S9 support. The water quilt visible



Rys. 15. Podpora S9. Rozkład temperatury w osi podpory i wpływ chłodzenia  
 Fig. 15. Support S9. Distribution of temperature in axis of support and influence of cooling

Korpus stanowi w zasadniczej części ścianę o grubości 150 cm, utwierdzoną w fundamencie podpory. W celu uniknięcia spękań na skutek wewnętrznego klinowania struktury (*restraint mechanism*) postulowano zastosowanie chłodzenia wewnętrznego. W wyniku uwarunkowań pozamerytorycznych instalacja ta została zredukowana do minimum – dwóch rurek stalowych o średnicy 1”. Niestety, podczas pielęgnacji przyszła niespodziewanie fala upałów, połączona z intensywną radiacją słoneczną. W wyniku tej radiacji i czarnego koloru deskowania nastąpiło tak gwałtowne przyspieszenie hydratacji, że założona instalacja chłodzenia wewnętrznego okazała się dalece niewystarczająca. Na górze korpusu zastosowano pielęgnację kołdrą wodną (rys. 14).

Wyniki monitorowania przedstawiono na rysunku 15. Maksymalna zarejestrowana temperatura wyniosła 52,2 °C. Po ostygnięciu ściany i zdjęciu deskowania zaobserwowano na ścianie kilka pionowych rys o rozwarości dochodzącej do 0,5 mm. Rysy te zaczynały się tuż nad fundamentem i kończyły około 1 m poniżej górnej powierzchni korpusu.

W późniejszym okresie rysy te zostały zabezpieczone od wewnętrznej strony przyczółka izolacją termozgrzewalną, uszczelnione od strony zewnętrznej i poddane iniekcji ciśnieniowej za pomocą polimerów. Po tych zabiegach uszczelniających korpus przyczółka odzyskał monolityczność.

## 5.9. Płyty jezdne

### 5.9.1. Betonowanie płyty wiaduktu wschodniego (październik 1999)

Płyta wiaduktu wschodniego (na odcinku od podpory S6 do przyczółka S9) ma długość 29,5 m, szerokość 30,8 m (z belkami krawędziowymi). Grubość płyty jest zmienna – średnia grubość wynosi 26 cm.

Płyta została zabetonowana jednoetapowo. Ze względu na niewielką grubość i umiarkowane temperatury zewnętrzne wykonanie płyty nie nastęczało żadnych trudności. Płytę zabetonowano wraz z belkami krawędziowymi. Nie prowadzono monitorowania temperatury. W terminie późniejszym zaobserwowano jednak drobne zarysowania na belkach krawędziowych. Zostały one uszczelnione powierzchniowo.

### 5.9.2. Betonowanie płyty mostu (grudzień 1999 – czerwiec 2000)

Płyta jezdna mostu miała taką samą konstrukcję, jak płyta wiaduktu wschodniego. Ponieważ wykonywano ją bez belek krawędziowych, miała nieco inne wymiary – szerokość 29,8 m, średnią grubość 26 cm. Płyta jezdna mostu była wykonywana w dwóch technologiach. Część umiejscowiona między podporami S5 i S6 została zabetonowana w deskowaniach opartych na rusztowaniach naziemnych, a część umiejscowiona między podporami S1 i S5 – za pomocą dwóch podwieszonych wózków. Płytę powstałą na rusztowaniach wykonano w podziale na 4 odcinki o łącznej długości 150 m. Pozostała część płyty, betonowana z wózków, miała długość 290 m.

Podstawowym wymaganiem przy betonowaniu płyty było zachowanie zgodności temperatury betonu z temperaturą stali konstrukcji nośnej mostu. Zasadniczy problem stwarzało betonowanie płyty w warunkach obniżonych temperatur – w grudniu 1999 r. i na wiosnę 2000 r. W okresie tym wykonywano betonowanie zgodnie z technologią opracowaną przez ITB: „Technologia betonowania płyty nośnej mostu Świętokrzyskiego w Warszawie w warunkach obniżonych temperatur”. W późniejszym okresie stosowano rów-



niez tę samą technologię betonowania, z tą różnicą, że w przypadku utrzymywania się temperatury zewnętrznej powyżej 10 °C nie stosowano środków służących podniesieniu temperatury wewnątrz betonu.

Na każdym betonowanym odcinku płyty stosowano monitorowanie temperatury w 5 punktach pomiarowych (w każdym z nich umieszczono 2 termometry) oraz kontrolę temperatury stali i temperatury zewnętrznej.

Cała płyta zachowała monolityczność. Jedynie przy betonowaniu drugiego odcinka naziemnego gwałtowny spadek temperatury zewnętrznej podczas betonowania spowodował siatkę drobnych rys na górnej powierzchni. Rysy te zostały później uszczelnione powierzchniowo.

Belki krawędziowe zostały dobetonowane w późniejszym okresie (w czerwcu – lipcu) już po zakończeniu betonowania zasadniczej płyty mostu. Przy betonowaniu belek krawędziowych zastosowano chłodzenie rurowe. Belki krawędziowe zachowały monolityczność na całej swej długości.

## 6. Zakończenie i wnioski

### 6.1. Uwagi ogólne

Dojrzewanie betonu zawsze powoduje naprężenia termiczne. Wynika to stąd, że dojrzewanie polega na hydratacji cementu, która stanowi proces egzotermiczny – jest związana z wydzielaniem ciepła hydratacji. Problem naprężeń termicznych wywołanych ciepłem hydratacji jest zwykle kojarzony wyłącznie z konstrukcjami masywnymi. Jest to jednak pogląd niesłuszny. Wielkość naprężeń termicznych zależy bowiem od wielkości i kształtu elementu tylko pośrednio. Bezpośrednimi czynnikami decydującymi o wielkości naprężeń termicznych są zmiany temperatury wewnętrznej i warunki podparcia konstrukcji. Toteż uszkodzenia termiczne wywołane ciepłem hydratacji spotyka się bardzo często nawet w stosunkowo cienkich płytach, stropach, ścianach, jeśli tylko z powodu izolacji termicznej lub wysokiej zawartości cementu przyrost temperatury jest duży [3]. Prawdą jest jednak, że w konstrukcjach masywnych zjawiska naprężeń termicznych są groźniejsze, gdyż niejednorodność pola temperatury jest tu konsekwencją już samej wielkości i kształtu konstrukcji.

Istniejące dotychczas uregulowania normowe całkowicie ignorują te zjawiska. Projektowanie konstrukcji z betonu i żelbetu odbywa się do chwili obecnej zgodnie z normą projektowania konstrukcji z betonu zwykłego (PN-B-03264:2002 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*), według której podstawą jest 28-dniowa wytrzymałość betonu dojrzewającego w warunkach normowych. Efekty termiczne związane z wydzielaniem ciepła hydratacji cementu i wpływ tego ciepła na tempo dojrzewania, stan odkształcenia i naprężenia konstrukcji są w normie pomijane, mimo iż z praktyki wiadomo, że najbardziej niebezpieczny moment dla trwałości i monolityczności konstrukcji masywnych nie pojawia się w wieku 28 dni, lecz w okresie pierwszych 100 godzin i zależy od takich czynników, jak skład mieszanki, temperatura betonowania i temperatura zewnętrzna w czasie dojrzewania oraz wymiary i kształt konstrukcji.

Niedostatki wymagań normowych w dziedzinie projektowania są potęgowane przez brak uregulowań w zakresie wykonawstwa konstrukcji. Warunki wykonania konstrukcji betonowych i żelbetowych reguluje norma pochodząca sprzed 40 lat – PN-63/B-06251 *Roboty betonowe i żelbetowe. Wymagania techniczne*. Norma ta ignoruje problemy związane ze zjawiskami termicznymi w betonie. Nie uwzględnia też faktu, że zmiany temperatury zewnętrznej i termiczne warunki brzegowe w istotny sposób wpływają na stan naprężenia konstrukcji i często o jej monolityczności decyduje właściwa pielęgnacja bezpośrednio po wykonaniu.

Zjawiska związane z procesem dojrzewania betonu są dość złożone, a środki zaradcze, jakie powinny być zastosowane w celu zapobieżenia rysom termicznym, zależą od wielu czynników. Toteż aby wyciągnąć właściwe wnioski z uzyskanych wyników monitorowania konstrukcji mostu Świętokrzyskiego, niezbędne jest bliższe naświetlenie mechanizmów zniszczenia przez naprężenia termiczne.

W wyniku ciepła hydratacji cementu temperatura elementu betonowego początkowo szybko wzrasta, lecz po pewnym czasie, gdy intensywność reakcji chemicznych zanika, spada wracając do temperatury otoczenia. W całym procesie termicznym wyróżnić więc można zawsze dwie fazy:

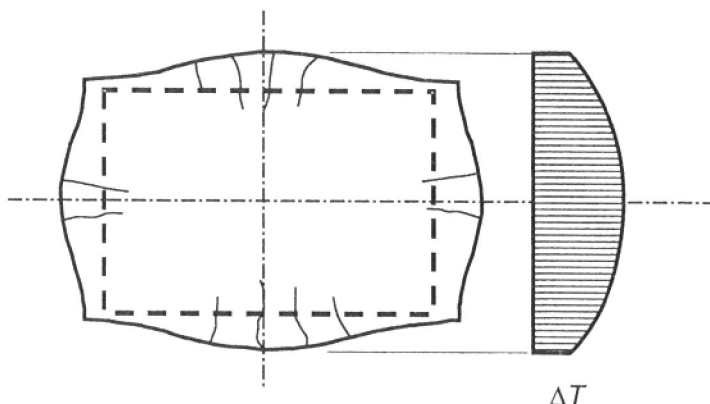
- 1) stosunkowo krótką fazę nagrzewania, zwaną uderzeniem termicznym,
- 2) powolną fazę stygnięcia, która do czasu zrównania temperatury środka elementu z temperaturą otoczenia z dokładnością do 1 °C może trwać nawet kilka tygodni.

Wraz ze zmianami temperatury następuje identyczna w charakterze zmiana odkształceń elementu na skutek rozszerzalności termicznej materiału. Odkształcenia te nazywamy **odkształceniami termicznymi**. Element w okresie uderzenia termicznego szybko się rozszerza, a w fazie ostygnięcia powoli się kurczy. Te zmiany odkształceń generują naprężenia termiczne, które często mogą przekroczyć aktualną wytrzymałość materiału i spowodować spękanie elementu. Szczególnie groźna jest sytuacja, w której na skutek różnic w warunkach chłodzenia pole temperatury cechuje się dużą niejednorodnością.

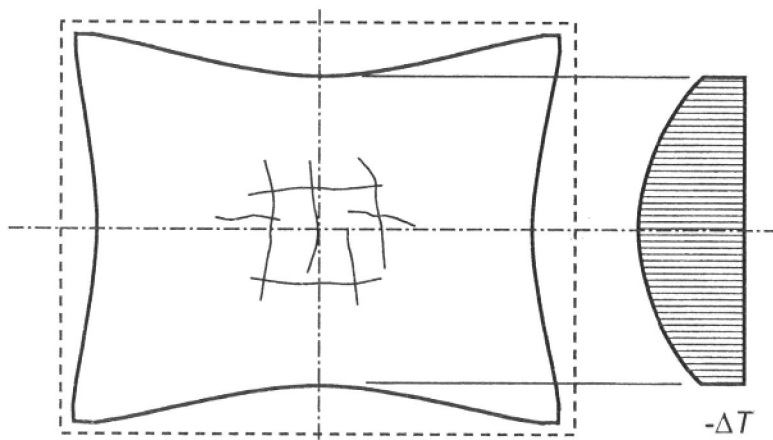
Elementy, w których istnieją strefy o bardzo trudnych warunkach chłodzenia, nazywamy **konstrukcjami masywnymi**. Ze względu na duże różnice temperatury naprężenia termiczne stanowią dla ich monolityczności największe zagrożenie, toteż technologia ich wykonywania musi te naprężenia uwzględniać. Nazywamy ją **technologią konstrukcji masywnych z betonu** [4]. W takiej technologii zasadniczym warunkiem jest prowadzenie budowy w taki sposób, aby nie dopuścić do nadmiernych naprężeń termicznych.

Zniszczenie konstrukcji w wyniku ciepła hydratacji może nastąpić na skutek dwóch różnych mechanizmów zniszczenia. Pierwszy mechanizm objawia się w fazie nagrzewania konstrukcji (**uderzenia termicznego**) i jest związany z rozciąganiem powierzchniowych warstw bloku przez rozszerzające się w wyniku nagrzewania wnętrza. Mówimy wówczas o **rozciąganiu bezpośrednim**, a jego skutkiem jest pojawienie się rys powierzchniowych (rys. 16).

Drugi mechanizm pojawia się w okresie stygnięcia bloku i może powodować pęknięcia wewnętrzne na skutek powstrzymywania odkształceń stygnącego wnętrza przez powierzchniowe warstwy bloku (rys. 17). Mówimy wtedy o **zaklinowaniu** struktury betonu i **naprężeniach klinowania** lub **naprężeniach powstrzymywania** [5].



Rys. 16. Zniszczenie warstw powierzchniowych w wyniku bezpośredniego rozciągania  
 Fig. 16. Destruction of surface layers as a result of immediate tension



Rys. 17. Zniszczenie wnętrza elementu wskutek powstrzymywania odkształceń na brzegach  
 Fig. 17. Destruction of element interior as a result of restraint of strains at element surface

Ten sam mechanizm niszczący może zadziałać także w cienkim elemencie, jeśli tylko skurcz termiczny jest utrudniony przez zewnętrzne warunki podparcia.

Pierwszy mechanizm zniszczenia jest możliwy tylko przy dużych grubościach bloku, drugi może wystąpić niezależnie od grubości.

Największe zagrożenie wynika z faktu, że w konstrukcji występują zawsze kolejno oba mechanizmy. Toteż rysy powierzchniowe pojawiające się na początku dojrzewania w wyniku rozciągania bezpośredniego mogą być przedłużone później na całą grubość bloku przez mechanizm klinowania i w efekcie blok rozpadnie się na szereg mniejszych fragmentów połączonych co najwyżej zbrojeniem.

Opisany łączny mechanizm uszkodzenia konstrukcji jest często obserwowany przy betonowaniu płyt stropowych oraz przede wszystkim przy wykonywaniu płyt fundamen-

towych, które wykazują wówczas pęknięcia przelotowe przez całą grubość. Pęknięcia wskrośne płyty fundamentowej są wyjątkowo groźne, gdyż powodują podział fundamentu na mniejsze fragmenty i zmianę rzeczywistego schematu statycznego w stosunku do przyjętego w obliczeniach statycznych. Następstwem może być nierównomierne osiadanie, a w krańcowym przypadku – utrata stateczności całej konstrukcji.

Nie należy jednak zapominać, że każdy z opisanych mechanizmów zniszczenia działa w różnym czasie i w sposób niezależny. Liczne są więc przypadki, gdy mamy do czynienia tylko z rysami powierzchniowymi bez rys wewnętrznych, jak też gdy pojawiają się rysy wewnętrzne bez rys powierzchniowych.

Pamiętać również należy, że o rozwoju temperatury wewnątrz dojrzewającego elementu nie decyduje tylko geometria konstrukcji ani nawet ilość ciepła hydratacji, lecz tempo, w jakim się ono wydziela i sposób jego odprowadzania na zewnątrz. Te dwa czynniki mają decydujący wpływ na to, jaka ilość wydzielonego ciepła hydratacji pozostaje we wnętrzu konstrukcji i tym samym, jaki jest przyrost jej temperatury.

Wymagania obowiązujące przy budowie konstrukcji masywnych są niekiedy jaskrawo sprzeczne z wymaganiami technologicznymi, do jakich przyzwyczajeni są projektanci i wykonawcy zwykłych konstrukcji betonowych. Nieznajomość technologii budowy konstrukcji masywnych i ścisłe przestrzeganie zasad obowiązujących przy budownictwie zwykłym prowadzi przy budowie konstrukcji masywnych do kardynalnych błędów.

W celu zachowania monolityczności elementu cała technologia betonowania i pielęgnacji betonu musi gwarantować, że ani różnice temperatury podczas nagrzewania, ani spadek temperatury podczas ostygnięcia nie przekroczą pewnych wartości granicznych. Wartości te zależą od wielu czynników, takich jak rodzaj cementu, skład mieszanki, temperatura początkowa, warunki podparcia itp. Aby ustalić te wartości graniczne, niezbędne jest przeprowadzenie badań symulacyjnych odwzorowujących cały proces dojrzewania konkretnego elementu. Wykonanie takich badań jest trudne. Wymagają one zarówno dysponowania odpowiednim, wyspecjalizowanym oprogramowaniem komputerowym, jak i znajomości własności termicznych i mechanicznych betonu oraz sposobu ich zmian w zależności od warunków dojrzewania. Ponadto wymagają trafnego odwzorowania termicznych i mechanicznych warunków brzegowych oraz początkowych. Przeprowadzenie takich badań symulacyjnych musi być poprzedzone szeregiem badań materiałowych i zawsze wymaga dużego doświadczenia.

## **6.2. Wnioski z przeprowadzonych badań**

Przeprowadzone obliczenia symulacyjne (z zastosowaniem własnego systemu CONCRETE) wykazały, a praktyka potwierdziła, że wartości graniczne przyrostów temperatury i różnic temperatury wewnątrz bloku, poniżej których jest zagwarantowane zachowanie monolityczności, w każdym przypadku zależą od termicznych i mechanicznych warunków brzegowych. Można jedynie stwierdzić, że we wszystkich analizowanych przypadkach z pełnym utwierdzeniem bloku na jego dolnej i bocznej powierzchni oraz z ustaloną temperaturą na całej powierzchni blok zachowywał monolityczność, jeśli maksymalny przyrost temperatury w jego środku nie przekraczał 15 °C. W praktyce nigdy nie ma na brzegu pełnego utwierdzenia, a temperatura brzegu również ulega zmianom, toteż dopuszczalne przyrosty są zwykle większe. Jeżeli powierzchnie boczne bloku są

swobodne i izolowane termicznie, dopuszcza się nawet kilkakrotnie większe przyrosty temperatury, a ich wielkość zależy od proporcji wymiarów.

Uzyskane wyniki symulacji komputerowej pozwoliły na opracowanie w przypadku każdego elementu mostu technologii dostosowanej do jego specyficznych rozmiarów, kształtu i warunków betonowania. Z reguły stosowano odbieranie ciepła na górnej powierzchni przez zalanie jej wodą (kotłdra wodna). Ponadto w przypadku elementów o dużej masywności okazało się niezbędne zastosowanie wewnętrznego chłodzenia rurowego. Za każdym razem wykonywano wtedy projekt instalacji chłodzącej i przeprowadzano odrębne obliczenia termiczne, ustalając geometrię rur i niezbędne zużycie wody chłodzącej.

Zastosowane technologie okazały się trafne. Jeżeli tylko wykonawca spełnił wszystkie zalecenia ITB, rezultat prac był zadowalający pod każdym względem. W szczególności wykonany beton uzyskiwał wszelkie wymagane własności normowe. Z reguły osiągał wyższą wytrzymałość niż określona w wymaganiach specyfikacji technicznej, a ponadto cały element zachowywał monolityczność.

W kilku przypadkach nie spełniono zaleceń ITB. Tak się stało z korpusem podpory S1, gdzie instalacja chłodząca uległa uszkodzeniu, co było przyczyną pęknięć. Pęknięcia te to wewnętrzne rysy powstałe na skutek mechanizmu powstrzymywania, które w miarę upływu czasu i zmian temperatury zewnętrznej dotarły do powierzchni korpusu. Awaria instalacji chłodzącej w korpusie podpory S1 doprowadziła do wniosku, że stosowanie do tego celu rur z PCV nie jest wskazane. Wszystkie dalsze instalacje chłodzące były wykonywane z rur stalowych.

Podobne niepowodzenie nastąpiło w przypadku fundamentu podpory S6. Pojawiły się na nim rysy od rozciągania bezpośredniego, lecz można się obawiać, że połączyły się one z rysami wewnętrznymi spowodowanymi mechanizmem powstrzymywania. Rysy powstałe w korpusie podpory S6 w wyniku błędu technologicznego zostały wywołane przez bezpośrednie rozciąganie.

Odstępstwo od zaleceń ITB przy budowie korpusu podpory S9 doprowadziło do wystąpienia rys przelotowych wskazujących na połączenie rys wywołanych bezpośrednim rozciąganiem i mechanizmem powstrzymywania. Widoczne rysy wykonawca traktował jako wyłącznie powierzchniowe i początkowo nie dawał wiary, że przechodzą one na wskroś korpusu. Przekonały go o tym dopiero odwierty wykonane w wyniku zaleceń ITB.

Na odrębną uwagę zasługuje fundament i korpus podpory S8. Wbrew zaleceniom ITB wykonano je bez wewnętrznego chłodzenia i nie zaobserwowano rys powierzchniowych. Jednakże przeprowadzona symulacja komputerowa i wyniki monitoringu temperatury wskazują, że fundament ma rysy wewnętrzne i podobne rysy mają filary korpusu w części przyległej do fundamentu. Istnienie tych rys można będzie stwierdzić za pomocą badań georadarowych.\*

Wszystkie zaobserwowane rysy wykonawca zainiektował, angażując do tego celu wyspecjalizowaną firmę. Niestety, już po roku eksploatacji mostu można było zaobserwować ponowne otwarcie się zainiektowanych wcześniej rys. Wymagają one ponownej iniekcji i można się obawiać, że już do końca eksploatacji mostu niezbędne będzie okresowe uszczelnianie spękanych konstrukcji.

---

\* W chwili oddawania niniejszej pracy do druku rysy wewnętrzne doszły już do powierzchni, stały się widoczne i trzeba je było uszczelnić.

Po zakończonej budowie danego elementu cała instalacja chłodząca była iniektowana zaczynem cementowym. Można żałować, że nie zostawiono części rur bez iniektowania. Mogłyby one posłużyć w przyszłości do wewnętrznej inspekcji stanu konstrukcji.

Monitorowanie stanu termicznego spełniło stawiane wymagania. W trakcie pielęgnacji każdego obiektu starano się stosować dwa niezależne systemy pomiarowe – ręczny i automatyczny. W trakcie budowy mostu doskonalono jednocześnie prototyp automatycznej aparatury pomiarowej SPT. Okazało się, że w warunkach budowy trzeba stawiać znacznie surowsze wymagania rozwiązaniom technicznym wobec aparatury pomiarowej. Dotyczyło to w szczególności odporności aparatury na zalanie wodą, zanieczyszczenia zaczynem cementowym i odporności na udary mechaniczne. W wyniku kolejnych modernizacji doprowadzono czujniki systemu do zdolności pracy pod wodą. Rozwinięto również oprogramowanie do stanu pozwalającego na uzyskanie wszystkich interesujących funkcji.



*Rys. 18. Most Świętokrzyski  
w dniu otwarcia  
8 września 2000 r.  
Fig. 18. Świętokrzyski Bridge  
in the opening day  
September 8-th, 2000*

Zdobyte doświadczenia pozwoliły na zbudowanie dojrzałej wersji skomputeryzowanego systemu pomiaru temperatury SPT. System ten znalazł zastosowanie przy monitorowaniu wszystkich nadzorowanych potem inwestycji, między innymi fundamentów wieżowców (WARTA, WEST GATE), tunelu Wisłostrady i mostu Siekierkowskiego.

Osiągnięto wszystkie cele założone w określonym w umowie i przyjętym do realizacji zadaniu drugim. Podkreślić trzeba, że sukces ten w dużej mierze został uzyskany dzięki dobrej współpracy z inspektorami nadzoru.

## Bibliografia

- [1] Witakowski P.: Termodynamiczna teoria dojrzewania. Zastosowanie do konstrukcji masywnych z betonu. Politechnika Krakowska, seria: Inżynieria Lądowa, zeszyt naukowy nr 1, Kraków 1998
- [2] Witakowski P.: Uszkodzenie podpory mostowej. Wydawnictwo WEKA, Warszawa 2002
- [3] Kompen R.: High Performance Concrete: Field Observations of Cracking Tendency at Early Age, Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Proceedings of the International RILEM Symposium. Munich, October 1994
- [4] Witakowski P.: Technologia budowy konstrukcji masywnych z betonu, XIII Konferencja Naukowa „Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych”, Korbiewów 2001
- [5] Witakowski P.: Wewnętrzne klinowanie struktury dojrzewającego betonu. *Inżynieria i Budownictwo*, 8, 1997

### TECHNOLOGY OF CONCRETE CASTING AND CURING AT CONSTRUCTION OF ŚWIĘTOKRZYSKI BRIDGE IN WARSAW

#### Summary

The paper deals with the problem of thermal stresses in structure elements – foundations and bodies of the bridge supports and bridge decks – of Świętokrzyski Bridge in Warsaw, as well as with the problem of ensuring of their monolithicity. Characteristics of individual elements and building materials used for the construction have been presented. Elaborated by the author technologies of casting and curing of individual elements have been adjusted to the geometry, casting conditions and mix composition. The pipe cooling has been applied for the first time in Poland. Elaborated technologies and their realisation in praxis have been describe. Obtained results have been presented, both in the cases when author's recommendations were exactly fulfilled, as well as in the cases when recommendations were disregarded and neglected.

*Praca wpłynęła do Redakcji 23 X 2002*