

# Obciążenia próbne żelbetowego, prefabrykowanego elementu trybun stadionu piłkarskiego

Dr inż. Janusz Kubiak, dr inż. Aleksy Łodo, dr inż. Jarosław Michałek,  
Politechnika Wrocławska

## 1. Wprowadzenie

Aktualnie w naszym kraju buduje się lub modernizuje wiele obiektów sportowych. W chwili przydzielenia Polsce w 2007 r. organizacji Mistrzostw Europy w piłce nożnej Euro 2012, założono wybudowanie w kraju od podstaw kilku pełnowymiarowych stadionów piłkarskich (Warszawa, Gdańsk, Wrocław). Przy tej okazji modernizuje się szereg innych stadionów. Zbudowanie od nowa trzech stadionów i przebudowa kilku następnych równoznaczna jest z zastosowaniem prefabrykowanej konstrukcji żelbetowych trybun.

Produkcja wielkowymiarowych elementów prefabrykowanych trybun niesie ze sobą wiele problemów wynikających z różnorodności ele-

mentów (podciąg, słupy, ściany, elementy trybun, schody, balkony, spoczniki, balustrady itd.) i wysokich wymagań odnośnie jakości betonu. Na przykład prefabrykaty na budowę stadionu w Gdańsku musiały spełniać następujące wymagania [1]: klasa betonu C40/50 i C50/60, klasy ekspozycji środowiska – XC4, XS1, XF2, XD3, nasiąkliwość betonu poniżej 5%, mrozoodporność powyżej F150, klasa odporności ogniowej elementów R120 i wysokie wymagania dotyczące gładkości powierzchni prefabrykatów.

Przedmiotem niniejszego artykułu są badania doświadczalne zarysowanej, prefabrykowanej płyty żelbetowej spocznika w części dolnej trybuny modernizowanego stadionu piłkarskiego (rys. 1). Badania

przeprowadzono po stwierdzeniu szeregu rys w płytach już wbudowanych. Ekspertyza techniczna (wykonana nie przez autorów tego artykułu) podała jako przyczynę powstania nadmiernych zarysowań przeciążenie konstrukcji podestu po jego wykonaniu. Zalecono więc demontaż wszystkich płyt i wykonanie nowych według poprawionego projektu. Wykonawca płyt za zgodą inwestora zdecydował się na przebadanie najbardziej zarysowanej płyty wyjętej z konstrukcji trybuny stadionu, w celu wyjaśnienia przyczyn zarysowania i określenia wpływu tego zarysowania na bezpieczeństwo konstrukcji.

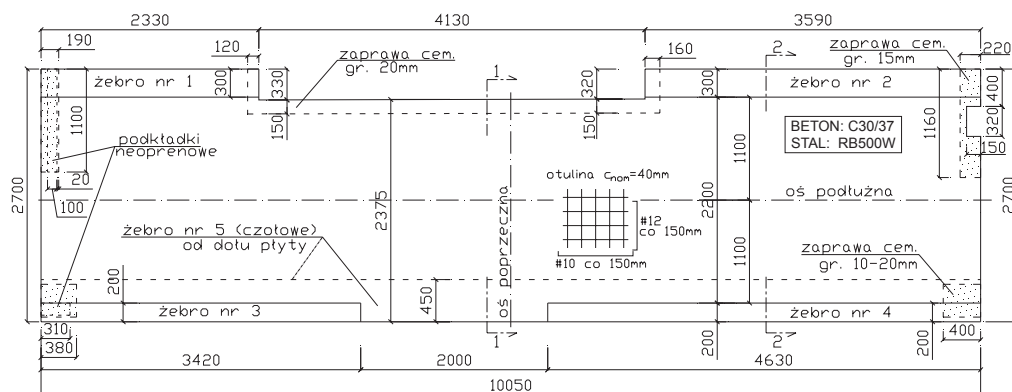
## 2. Charakterystyka prefabrykowanej płyty spocznika

Prefabrykowana płyta żelbetowa spocznika trybun stadionu (właściwie element płytowo-żebrowy) ma kształt prostokąta o wymiarach  $2,70 \times 10,05$  m z wycięciem  $0,32 \times 4,13$  m (rys. 2).

Podłużne brzegi elementu wzmocnione są od góry żebromi nr 1÷4 i nr 5 od dołu (rys. 2 i 3). Żebra wysunięte do góry nr 1 i 2 mają szerokość 0,30 m i wysokość 0,31 m powyżej płyty, a nr 3 i 4 – szerokość 0,20 m i wysokość 0,43 m (rys. 3). Pod żebromi nr 3 i 4 poniżej płyty usytuowane jest żebro główne nr 5 o szerokości 0,45 m wysunięte 0,40 m poniżej płyty (rys. 3).



Rys. 1. Widok na zmontowaną trybunę boczną stadionu piłkarskiego



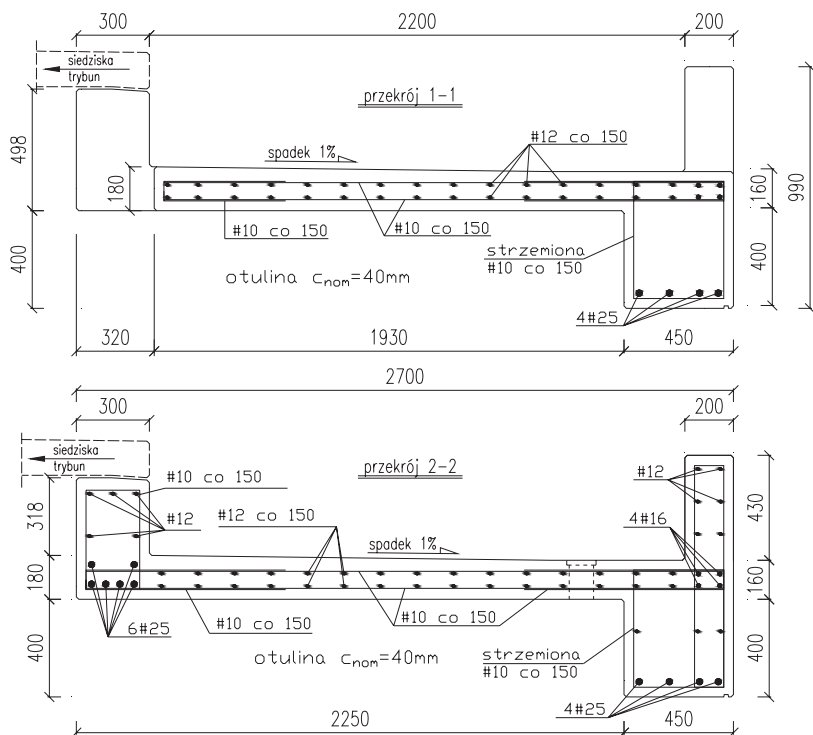
**Rys. 2.**  
Płyta spocznika w rzucie z góry (wymiary z natury)

Grubość płyty międzyżebrowej wynosi 16÷18 cm. Płyta podparta jest w narożach na słupach, a w części podciętej – na ścianie podłużnej w kształcie wydłużonej litery C (rys. 1). Zbrojnie płyty i żeber podano na rysunkach 2 i 3. Zamieszczone w projekcie i ekspertyzie obliczenia statyczne płyty budziły bardzo poważne wątpliwości co do poprawności przyjętego schematu statycznego. We własnych obliczeniach statycznych założono, że żebra podestu są głównymi elementami nośnymi,

a łącząca je płyta jest jednokierunkowo zbrojona. Przyjęto klasę betonu i stali oraz rozmieszczenie prętów zbrojeniowych jak w projekcie (rys. 2). Zgodnie z życzeniem użytkownika obiektu, obciążenie zmienne zwiększono do  $q_k = 7,5 \text{ kPa}$ , przyjmując współczynnik obciążenia  $\gamma_f = 1,2$ . Podstawową rolę w nośności płyty podestowej pełni żebro czołowe o rozpiętości  $l_{\text{eff}} = 10,05 \text{ m}$ .

Na podstawie obliczeń własnych stwierdzono, że żebro czołowe nr 5 w przekroju środkowym

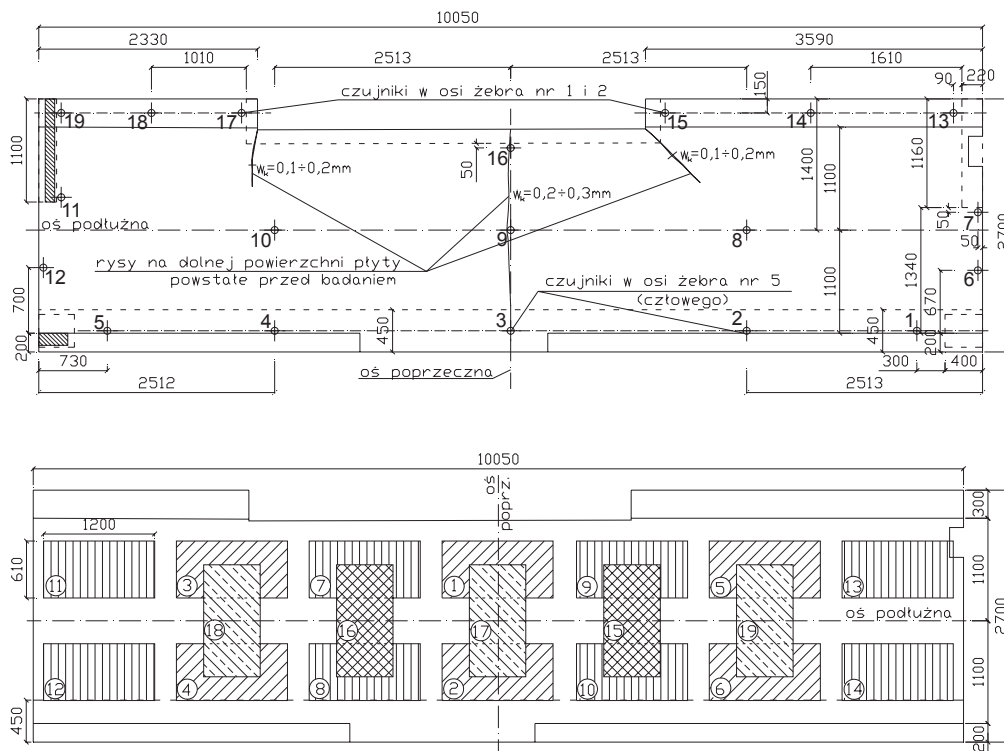
ma znaczną nadwyżkę nośności na zginanie (około 40%) w stosunku do obciążenia eksploatacyjnego, a w strefach przypodporowych występują tylko odcinki pierwszego rodzaju (nie powinny pojawić się rysy ukośne). Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności wykazało dużą sztywność żebra (niewielka strzałka ugięcia) oraz możliwość występowania pod charakterystycznym obciążeniem długotrwałym rys prostopadłych o niewielkich szerokościach rozwarcia  $w_k = 0,055 \text{ mm} \ll w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$ . Sprawdzone stan graniczny nośności na zginanie oraz ścinanie płyty międzyżebrowej, stwierdzając w niej bardzo duże zapasy nośności. Stwierdzono również, że płyta nie powinna ulegać zarysowaniu ( $M_{\text{cr}} > M_k$ ) pod wpływem obciążenia użytkowego, a ugięcia żeber są znacznie mniejsze od dopuszczalnych.



**Rys. 3.** Przekroje poprzeczne płyty spocznika w połowie długości i w strefie żeber nr 2 i 3 oraz rozmieszczenie zbrojenia i elementów transportowych

### 3. Badania poligonowe płyty

Podpory stanowiska badawczego, odpowiadające wymiarowo rzeczywistym w trybunach stadionu, wmurowano z bloczków betonowych (12 × 24 × 38 cm). Aby uzyskać jednakowy poziom oparcia płyty, górne powierzchnie podpór wyrównano warstwą zaprawy cementowej (rys. 2). Wysokość ścianek i słupów wynosiła około 1,8 m, co umożliwiło bezpośredni dostęp pod płytę osobom wykonującym badania (odczyty wskaźników zegarowych, obserwacji oraz pomiaru szerokości rys – rys.



**Rys. 4.**  
Usytuowanie i numery czujników zegarowych do pomiaru ugięcia płyty

**Rys. 5.**  
Schemat rozmieszczenia palet z bloczkami na górnej powierzchni badanej płyty, z zaznaczeniem kolejności ich układania

4). Przed rozpoczęciem badań zinventaryzowano badany element oraz pomierzono rozmieszczenie podpór (rys. 2) i rozwarcie istniejących rys (rys. 4). Dokonano analizy poprawności oparcia płyty podestowej stwierdzając, że żebra elementu spełniają wymagania norm [4, 5] i monografii [2, 3]. Według normy [7], obciążenie użytkowe  $q_k = 7,5$  kPa odpowiada kategorii C5 użytkowania obiektów, obejmującej powierzchnie budynków użyteczności publicznej, takie jak: sale koncertowe,

sale sportowe łącznie z trybunami, tarasy oraz powierzchnie dojeżdżające do peronów kolejowych i perony ( $q_k = 5,0 \div 7,5$  kPa). Norma [6] przewiduje dla wejść i wyjść z hal sportowych i trybun oraz innych pomieszczeń obciążenie  $q_k = 5,0$  kPa. Przy założeniu wartości obciążenia doświadczalnego  $q_k = 7,5$  kPa i współczynnika obciążenia  $\gamma_f = 1,2$ , maksymalną wartość obciążenia doświadczalnego w próbie sprężystości (odpowiednik obciążenia obliczeniowego) wynosi  $q_k = 1,2 \times 7,5 = 9,0$  kPa.

Badaną płytę podestową obciążono bloczkami betonowymi ułożonymi na drewnianych paletach (rys. 5). Wszystkie palety z bloczkami wcześniej zważono i ponumerowano. Średnia masa jednej palety wyniosła 1044 kg. Palety z bloczkami układano na płycie za pomocą dźwigu samochodowego symetrycznie względem środka rozpiętości płyty. Wartość obciążenia jednostkowego określono dzieląc masę ułożonych palet przez powierzchnię użytkową płyty  $10,05 \times 2,20$



**Rys. 6.** Płyta obciążona układem dziewiętnastu palet (wartość maksymalna obciążenia  $q_k = 8,97$  kPa)



**Rys. 7.** Rozmieszczenie czujników zegarowych do pomiaru ugięcia płyty

= 22,11 m<sup>2</sup>. Palety na badanym elemencie układano w sposób statyczny, w odległościach w świetle co 0,5 m, w odstępach czasowych co 3 minuty.

Program obciążania w próbie sprężystości był następujący:

- 1) obciążenie ciężarem własnym i kolejno,
- 2) 6 palet:  $q_k = 2,83$  kPa,
- 3) 14 palet:  $q_k = 6,61$  kPa,
- 4) 16 palet:  $q_k = 7,58$  kPa (obciążenie użytkowe),
- 5) 16 palet: czas działania obciążenia 10 min.,
- 6) 19 palet:  $q_k = q_{k,max} = 8,97$  kPa  $\approx 9,0$  kPa (doświadczalne obciążenie obliczeniowe w próbie sprężystości – rys. 6,
- 7) 19 palet: czas działania obciążenia 60 min. Odciążenie odbywało się z pozostawieniem na elemencie identycznej ilości palet jak przy obciążaniu.

#### 4. Wyniki pomiaru ugięć i szerokości rozwarcia rys

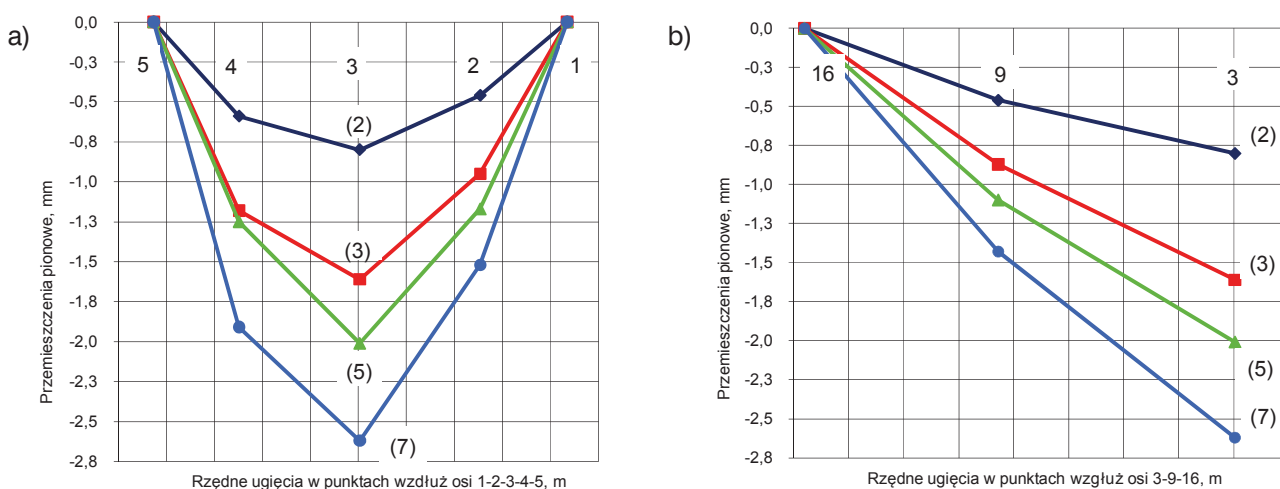
Obciążenia próbne płyty przeprowadzono w zimie w warunkach poligonowych, dlatego pomiar ugięcia dokonano za pomocą czujników zegarowych. Czujniki te zamocowano na statywach i rozmieszczono pod płytą w charakterystycznych punktach elementu (rys. 4 i 7). Główne punk-

ty pomiaru ugięć usytuowano w osiach żeber krawędziowych nr 1÷5 i na osi podłużnej płyty. Rozmieszczono także kilka czujników przy podporach, aby uzyskać dane dotyczące ich przemieszczeń. Łącznie zainstalowano 19 punktów pomiaru ugięć płyty (rys. 4). Wartości graniczne strzałki ugięcia elementów płyty określono według zaleceń normy [4], jak dla płyt i belek stropów oraz stropodachów. Dla żebra czołowego o  $l_{eff} \geq 7,5$  m ugięcie dopuszczalne wynosi  $a_{lim} = l_{eff} / 250 = 9350 / 250 = 38,12$  mm, a dla płyty międzyżebrowej  $a_{lim} = l_{eff} / 200 = 2140 / 200 = 10,7$  mm. Na rysunku 8 przedstawiono wykresy ugięcia żebra czołowego i ugięcia w osi poprzecznej płyty dla różnych poziomów obciążeń (2÷7). Zamieszczone na tych rysunkach rzędne dla poziomu obciążeń 5 i 7 dotyczą odczytów dokonanych po 10 i 60 minutach. Z pomiarów przemieszczeń pionowych dokonanych w różnych punktach płyty wynika, że ugięcie w środku żebra czołowego (punkt 3) wynosi dla poziomu obciążenia 5 i 7 odpowiednio  $a_5 = 2,01$  mm i  $a_7 = 2,62$  mm i jest znacznie mniejsze od wartości dopuszczalnej  $a_{lim} = 38,12$  mm. Ugięcie w środku płyty międzyżebrowej (punkt 9 na rysunku 4) wyno-

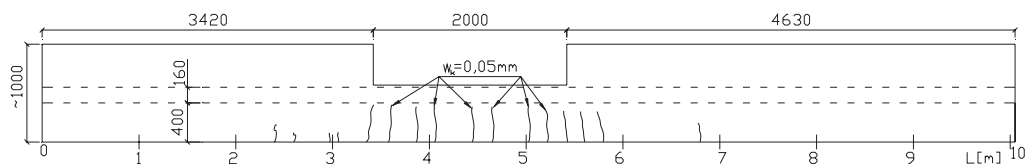
si odpowiednio  $a_5 = 1,1$  mm i  $a_7 = 1,45$  mm ( $a_{lim} = 10,7$  mm). Z powyższych pomiarów wynika, że sztywność na zginanie elementów badanej płyty podestowej jest bardzo duża.

W projekcie technicznym płyty podestowej nie znaleziono informacji dotyczącej klasy ekspozycji środowiska oraz przewidywanego okresu jej użytkowania, co decyduje o wymaganej grubości otuliny i dopuszczalnej szerokości rozwarcia rys. Wymagania dotyczące grubości otuliny i granicznych szerokości rozwarcia rys, przy założeniu pięćdziesięcioletniego okresu użytkowania konstrukcji żelbetowej można określić według norm [4, 5, 8]. Według tych norm, jako najbardziej odpowiednie dla płyty podestowej, będącej częścią trybun stadionu narażonego na bezpośrednie oddziaływanie czynników atmosferycznych, są klasy ekspozycji XC4 i XF3. Klasa ekspozycji XC4 charakteryzuje środowisko cyklicznie mokre i suche, w którym korozja wywołana jest karbonatyzacją betonu (minimalna klasa betonu wynosi C30/37).

Dla klasy ekspozycji XC4 graniczna szerokość rozwarcia rys wynosi  $w_{lim} = 0,3$  mm (dla długotrwałej kombinacji obciążeń). Przyjętą w projekcie nominalną grubość



Rys. 8. Wykresy linii ugięcia: a) żebra czołowego (w punktach 1÷5), b) płyty w osi poprzecznej (punkty 3, 9, 16) dla różnych poziomów obciążenia



**Rys. 9.**  
Rysy na powierzchni bocznej belki głównej

otuliny zbrojenia  $c_{nom} = 40$  mm porównano z wymaganiami norm [4, 8], przy założeniu pięćdziesięcioletniego okresu użytkowania konstrukcji. Z analizy tych danych stwierdzono, że przyjęta w płycie audytoryjnej nominalna grubość otuliny  $c_{nom} = 40$  mm  $>$   $c_{min} + \Delta c = 25 + 5 = 30$  mm jest wystarczająca zarówno dla żeber bocznych, jak i płyty międzyżebrowej. Klasa ekspozycji XF3 opisuje środowisko zamrażania i rozmrażania betonu bez środków odładzających przy silnym nasyceniu wodą. Do grupy tej zalicza się poziome powierzchnie betonowe narażone na zmienne czynniki atmosferyczne (np. deszcz i zamrażanie).

Dla 50-letniego okresu użytkowania stadionu, stopień mrozoodporności betonu trybun wystarczyłby F50 (punkt 5.3 normy [9]). Jeśli przewiduje się stosowanie środków rozmrażających, to stopień mrozoodporności należy zwiększyć do F150 [9]. Występujące w badanej płycie podestowej rysy o nadmiernych szerokościach rozwarcia, były główną przyczyną przeprowadzenia badań.

Przed próbnym obciążeniem płyty stwierdzono szereg rys na dolnej powierzchni płyty międzyżebrowej (rys. 4 i 10a) i na powierzchni żeber czołowego (rys. 9 i 10b).

Stwierdzono, że rysa pierwotna na dolnej powierzchni płyty międzyżebrowej ma szerokość około 0,35 mm (rys. 4 i 10a). Rysa ta biegnie w przybliżeniu w osi poprzecznej płyty (rys. 4), czyli nie pochodzi od obciążenia  $q_k$ . Rysy na powierzchni bocznej żeber czołowych miały niewielką szerokość rozwarcia (około 0,05 mm). Na powierzchniach zarysowanych zauważono liczne zatarcia wykonane zaprawą naprawczą, co wskazywałoby na wcześniejsze próby naprawy elementu. Nie stwierdzono występowania rys w innych częściach płyty (strona górna, krawędzie boczne i pozostałe żebra nr 1÷4). Najprawdopodobniej zarysowania płyty powstały w fazie produkcji elementu. Od wykonawcy prefabrykatów uzyskano informację, że element był betonowany w odwrotnej pozycji, a następnie był odwracany po wyjęciu

z formy. Rysy na powierzchni bocznej żeber w strefie przęsłowej o rozwarości około 0,05 mm są całkowicie naturalne, tym bardziej, że w tym miejscu występuje skokowa zmiana wysokości żeber (rys. 6, 9 i 10b).

W trakcie obciążania próbnego nastąpił bardzo mały przyrost szerokości rozwarcia rys istniejących. Pod obciążeniem charakterystycznym i obliczeniowym (5 i 7 poziom obciążania) rysy zwiększyły się zaledwie o 0,03÷0,05 mm.

## 5. Podsumowanie

Rysy o nadmiernej szerokości rozwarcia na dolnej powierzchni płyty podestowej stadionu piłkarskiego (szczególnie rysy poprzecznie biegnącej przez środek elementu – rys. 4 i 10a) nie były spowodowane obciążeniem użytkowym  $q_k$  po wbudowaniu płyt w konstrukcję trybun, lecz spowodowane zostały nieprawidłowościami technologicznymi podczas procesu rozformowania elementów (odwracano prefabrykaty) i ewentualnie niewłaściwym



**Rys. 10.** Rysy pierwotne na powierzchni płyty audytoryjnej: a) poprzeczna na dolnej powierzchni płyty, w środku rozpiętości elementu, b) pionowe na bocznej powierzchni belki głównej

podparciem w czasie transportu i składowania. Przeprowadzone badania poligonowe płyty wykazały, że szerokość rozwarcia istniejących rys pod wpływem obciążenia  $q_{k,max} = 1,2 q_k = 9,0$  kPa zwiększyła się w porównaniu ze stanem płyty nieobciążonej tylko o  $0,03 \div 0,05$  mm.

Wykonawcy konstrukcji trybun stadionu zalecono przeprowadzenie inwentaryzacji zarysowania wbudowanych płyt z opisem długości i szerokości rozwarcia rys oraz dobranie na tej podstawie odpowiedniej metody zabezpieczenia i uszczelnienia powierzchniowego betonu od strony sufitowej. Opisany w pracy przypadek stano-

wi ilustrację prawdy, że zaprojektowanie prefabrykowanego elementu żelbetowego z dużymi zapasami nośności w stadium użytkowania, nie zapewnia automatycznie jego dobrej jakości, jeśli nie przeanalizuje się stadium rozformowania, transportu i montażu elementu.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] Grabarczyk P., Dubrawski T., Zastosowanie elementów prefabrykowanych w budowie stadionów w Polsce. Materiały budowlane nr 11/2010, s. 30÷32  
 [2] Budownictwo Betonowe, tom VIII: Badania materiałów, elementów i konstrukcji, Arkady Warszawa 1970  
 [3] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2001 i Eurokodu 2, Tom: 1, 2, 3 Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2006

- [4] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie  
 [5] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków  
 [6] PN-B-02003:1982. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe  
 [7] PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach  
 [8] PN-EN 13369:2005/A1:2008/AC:2008. Wspólne wymagania dla prefabrykatów z betonu  
 [9] PN-B-06250:1988. Beton zwykły.  
 [10] Kubiak J., Łodo A., Michałek J., Obciążenia próbne prefabrykowanej płyty audytorijnej trybun stadionu. Raport Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej serii SPR Nr 9/2009, Wrocław 2009

## Nośność prefabrykowanych rur betonowych

Dr inż. Andrzej Kmita, dr inż. Roman Wróblewski, Politechnika Wroclawska

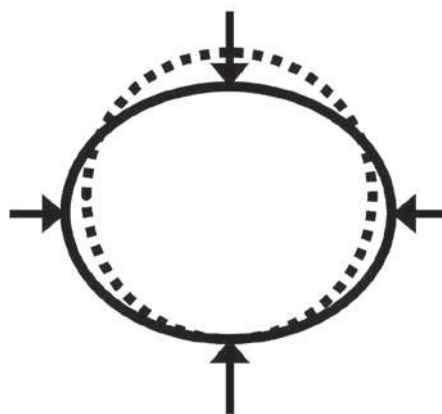
### 1. Wprowadzenie

Zagadnienia projektowania i realizacji obiektów z rur betonowych często są poruszane przez firmy zajmujące się produkcją tego rodzaju elementów. Zainteresowanie tego typu rozwiązaniem (beton niezbrojony) dotyczy najczęściej rur o małych średnicach, gdzie wartości sił wewnętrznych nie są duże i do spełnienia warunków nośności wystarcza sama wytrzymałość betonu. Wielu projektantów unika projektowania elementów betonowych zginanych. Jedną z przyczyn jest podejście do tego zagadnienia w Eurokodie 2 [1]. W artykule zostanie przedstawiona propozycja rozwiązania tego problemu.

### 2. Wymagania i przepisy dotyczące projektowania rur betonowych

Przy projektowaniu prefabrykowanych betonowych rur, najczęściej posługujemy się Eurokodem 2 [1] oraz normą PN-EN 1916 [2]. Pierwsza z tych pozycji zawiera reguły ogólne dotyczące projektowania konstrukcji z betonu. W rozdziale dotyczącym konstrukcji betonowych (p.12.1) zapisano bardzo istotną uwagę, że beton niezbrojony ma zastosowanie do elementów, w których można pominąć wpływy oddziaływań dynamicznych, oraz, że nie ma on zastosowania do konstrukcji obciążonych działaniem maszyn o ruchu obrotowym lub obciążenia ruchem drogowym.

Norma PN EN – 1916 [2], dotyczy rur i kształtek o średnicy DN < 1750 mm. Określa ona właściwości użytkowe rur oraz metody badań dla prefabrykowanych rur i kształtek, na podstawie których można dopuścić elementy do stosowania w budownictwie. Natomiast zgodnie z [3], projektując rury betonowe zakłada się liniowy rozkład naprężeń w strefie ścisanej i rozciąganej, a dla wyznaczonych naprężeń określa się globalny współczynnik bezpieczeństwa (dla typowych przypadków = 2,2). Projektując rury



Rys. 1. Postać deformacji rury pod obciążeniem gruntem