

spełnia wymagania niezawodności wg aktualnie obowiązujących w Polsce norm europejskich, a w szczególności norm: PN-EN 1990 (podstawy projektowania), PN-EN 1991 (obciążenia) i PN-EN 1993 (projektowanie konstrukcji stalowych).

Pomimo wieloletniej eksploatacji, przeprowadzone zmiany konstrukcyjne pozwolą na dalszą eksploatację galerii przez okres kolejnych 15–20 lat.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Gwóźdź, M. Machowski., Wybrane badania i obliczenia konstrukcji budowlanych metodami probabilistycznymi. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011
 [2] PN-EN 1990:2004. Eurokod, Podstawy projektowania konstrukcji. PKN Warszawa 2004

[3] PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach. PKN Warszawa 2004

[4] PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem. PKN Warszawa 2005

[5] PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru. PKN Warszawa 2008.

[6] PN-EN 1993-1-1:2006. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN Warszawa 2006

[7] PN-EN 1993-1-5:2008. Eurokod 3, Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Blachownice. PKN Warszawa 2008

[8] PN-EN 1993-1-6:2009. Eurokod 3, Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych. PKN Warszawa 2009

Pierwsze krajowe pomosty wag samochodowych z betonu sprężonego

Dr inż. Rafał Szydłowski, inż. Małgorzata Ogrodniczek, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Na rynku polskim dostępna jest cała gama wag samochodowych o nominalnej nośności od 6 do 60 ton. Waga w wersji najmocniejszej, o nominalnym zakresie do 60 ton oferowana jest w wariantach długości 18,0 i 24,0 m. Konstrukcja pomostu składa się z modułów o długości 3,0 lub 6,0 m. Przykładowo, ciężar pojedynczego modułu betonowego o długości 6,0 m wynosi około 12 ton, a ciężar całego pomostu o długości 18,0 m wynosi 36 ton.

W Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK podjęto próbę opracowania pomostów z betonu sprężonego dla wag samochodowych o zakresie pracy do 60 ton. Z uwagi na mały ciężar płyt w stosunku do obciążenia użytkowego płyty zostały zaprojektowane jako częściowo sprężone ciągnami bez przyczepności.

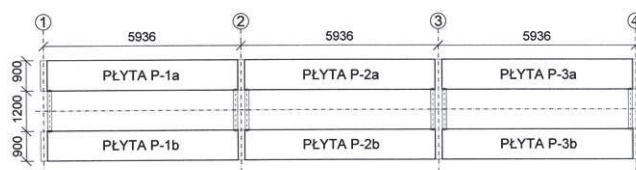
Problem projektowania elementów częściowo sprężonych był przedmiotem zainteresowań wielu badaczy. Od lat 60. ubiegłego stulecia opublikowano w tym zakresie wiele prac i raportów z badań prowadzonych głównie w USA, a w mniejszym stopniu w Europie, np. [2], [3], [4]. W znacznie mniejszym stopniu analizowane było zachowanie elementów częściowo sprężonych pod obciążeniem cyklicznym [5], [6]. Niewątpliwie najmniej rozpoznany zagadnieniem jest zachowanie elementów sprężonych ciągnami bez przyczepności pod obciążeniem cyklicznym. W literaturze naukowo-technicznej można znaleźć raporty z nielicznych badań w tym zakresie.

Wobec trudności obliczeniowej oceny zachowania płyt w trakcie okresu użytkowania, w Laboratorium Badawczym Politechniki Krakowskiej dwie zaprojektowane płyty poddano badaniom pod obciążeniem cyklicznie zmiennym.

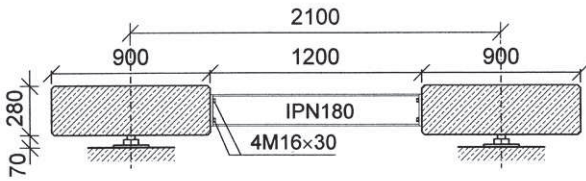
2. Ogólna charakterystyka pomostu

Pierwotnie przyjęta długość pomostu miała wynosić 18,0 m, a jego szerokość 3,0 m. Założono skonstruowanie pomostu z trzech wolno podpartych przęseł o rozpiętości 6,0 m (rys. 1). Kolejnym z założeń było ograniczenie łącznego ciężaru pomostu do 24 ton. Zdecydowano więc zaprojektować pomost z dwóch równoległych, betonowych torów o przekroju 900×280 mm pod koła, połączonych stalowymi łącznikami wykonanymi z dwuteownika IPN180. Rzut mostu przedstawiono na rysunku 1, natomiast przekrój na rysunku 2.

Po analizie różnych wariantów pojazdów i dopuszczalnych obciążeń przyjęto ostatecznie obciążenie w postaci



Rys. 1. Rzut pomostu



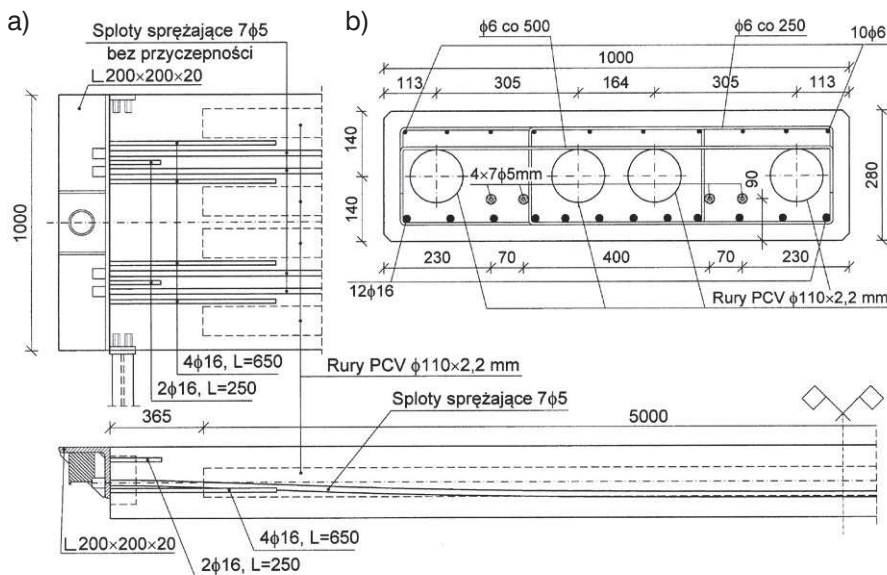
Rys. 2. Przekrój poprzeczny pomostu

trzech osi w rozstawie 1,25 m i nacisk na każdą oś 120 kN. Jednym z wiodących założeń był również niski koszt wykonania pomostu. Wobec powyższych, przyjęto technologię kablobetonu z cięgnami bez przyczepności. W układzie podłużnym przewidziano 3 typy płyt. Płyty wsparte są poprzez wsporniki stalowe wykonane z kątowników gorącowalcowanych na 8 przetwornikach tensometrycznych. Wszystkie płyty mają identyczne wymiary elementu betonowego, a różnią się jedynie geometrią stalowych elementów podpierających.

3. Charakterystyka płyt sprężonych

Wstępne analizy obliczeniowe wykazały, iż ze względu na mały udział ciężaru własnego w całkowitym obciążeniu niezwykle trudno będzie zaprojektować płytę pracującą w stanie niezarysowanym. Zapewnienie rysoodporności wymagało zastosowania kilkunastu cięgien $7\phi 5$ mm w każdej płycie. Postanowiono zaprojektować elementy częściowo sprężone z cięgnami bez przyczepności. Zastosowano 4 cięgna $7\phi 5$ mm (rys. 4) w każdej płycie o zwisie 50 mm ($f_{pk} = 1860$ MPa). Siła naciągu cięgna wynosi 200 kN. Płyta zbrojona jest dołem 12 prętami żebrowanymi $\phi 16$ mm.

Zbrojenie poprzeczne stanowią strzemiona $\phi 6$ mm w rozstawie co 250 mm. Płyty wykonywane są z betonu C40/50 na kruszywie bazaltowym i cemencie CEM I.



Rys. 4. Geometria płyty: fragment rzutu i przekrój długi (a), przekrój środkowy (b)

Po wykonaniu pierwszych pomostów szerokość płyty 0,9 m okazała się zbyt mała, została zwiększona do 1,0 m. Kolejne pomosty wykonano z płytami o przekroju 1000×280 mm. Te z kolei okazały się zbyt ciężkie. Ciężar płyty przekroczył znacznie 4000 kg, natomiast ciężar całego pomostu wartość 24 ton. Spowodowało to, iż pomost nie mógł być transportowany w całości, co znacznie podniosło jego koszty. Szukano łatwego rozwiązania zmniejszenia wagi płyt. Zdecydowano zastosować kanały wewnątrz przekroju płyty (rys. 4). Użyto w tym celu 4 rurk kanalizacyjnych PCV $\phi 110 \times 2,2$ mm. Wprowadzono 4 kanały o długości 5,0 m w rozstawie przedstawionym na rysunku 4. Każdy z kanałów dał oszczędność w ciężarze płyty ok. 240 kg. Płyta stała się więc lżejsza o 960 kg, natomiast pomost o prawie 4 tony.



Rys. 5. Sprężanie prototypu płyty (a), widok pomostu wagi w miejscu użytkowania (b).

Prognozowane naprężenia po sprężeniu wynoszą $-0,38$ MPa na górnej i $5,8$ MPa na dolnej powierzchni. W sytuacji użytkowej (pod obciążeniem pojazdem i po stratach reologicznych) naprężenia w teoretycznym przekroju betonowym wynoszą $14,0$ MPa na górnej i $-8,8$ MPa na dolnej powierzchni. Szerokość rysy wg normy [1] wynosi $0,21$ mm, rozstaw rys $0,31$ m, a naprężenia w stali zbrojeniowej (od stanu dekompresji przekroju) to $245,9$ MPa.

Na rysunku 5a przedstawiono widok pierwszej wykonanej płyty w trakcie sprężania. Rysunek 5b przedstawia natomiast widok kompletnego pomostu w miejscu jego użytkowania. Do chwili obecnej wykonano łącznie 12 pomostów: 3 w wersji z pełną płytą o przekroju 900×280 mm, 2 w wersji z pełną płytą o przekroju 1000×280 mm i 7 w wersji ostatecznej przedstawionej na rysunku 4.

4. Badania płyt

4.1. Elementy i stanowisko badawcze

Badaniom poddano 2 identyczne płyty. Do wykonania płyt użyto materiałów stosowanych do ich seryjnej produkcji. Różnica polegała jedynie na zastosowaniu cementu CEM II B-V zamiast CEM I. Od betonowania do sprężenia i badania pierwszej płyty upłynęło jednak 89 dni. Beton osiągnął



Rys. 6. Płyty „kanalowe” pomostu wagi przed zabetonowaniem

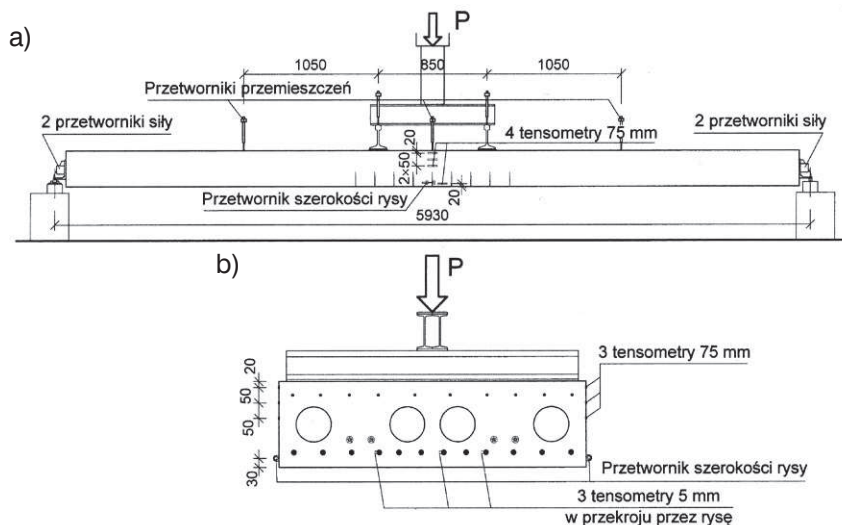
swoją projektowaną wytrzymałość 28-dniową, a długi okres dojrzewania przed sprężeniem pozwala sądzić, iż przyrost wytrzymałości po 28 dniach prawie dobiegł końca. Na rysunku 6 przedstawiono widok płyt przed betonowaniem. Średnie wartości wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości wyznaczone na walcach $f_{150 \times 300}$ mm wyniosły odpowiednio 45,0 MPa i 41,8 GPa po 28 dniach i 58,9 MPa i 43,3 GPa po 90 dniach. Na rysunku 7 przedstawiono schemat stanowiska badawczego wraz z lokalizacją przetworników pomiarowych. Rysunek 8 przedstawia widok stanowiska. Zastosowano dwupunktowe obciążenie. Rozstaw szyn obciążających dobrano tak, aby przy obciążeniu dwupunktowym uży-



Rys. 8. Widok stanowiska badawczego

w kamieniołomach, fabrykach, kopalniach, na wysypiskach śmieci itd. Wagi użytkowane są z bardzo różną intensywnością. W projektowaniu programu obciążenia założono umowną liczbę 250 cykli obciążeniowych w ciągu doby i żywotność płyty 10 lat. Zdecydowano poddać płyty 1 000 000 cykli obciążenia.

Projektowane obciążenie 180 kN uwzględniało przeciążenie pojazdu o 20%. Z tego względu wartość obciążenia cyklicznie zmiennego zmieniała się od 20 do 150 kN. Co około 150 tys. cykli obciążenie było zatrzymywane, po 30 minutach od zatrzymania dokonywano rejestracji wszystkich monitorowanych wielkości, po czym płyta była w jednym cyklu obciążana do 180 kN (obciążenie kontrolne) i odciążana. W trakcie tego cyklu prowadzono ciągły pomiar wszystkich badanych wielkości. Po ukończeniu cyklicznego obciążania pierwsza badana płyta została obciążona do zniszczenia.



Rys. 7. Schemat stanowiska badawczego

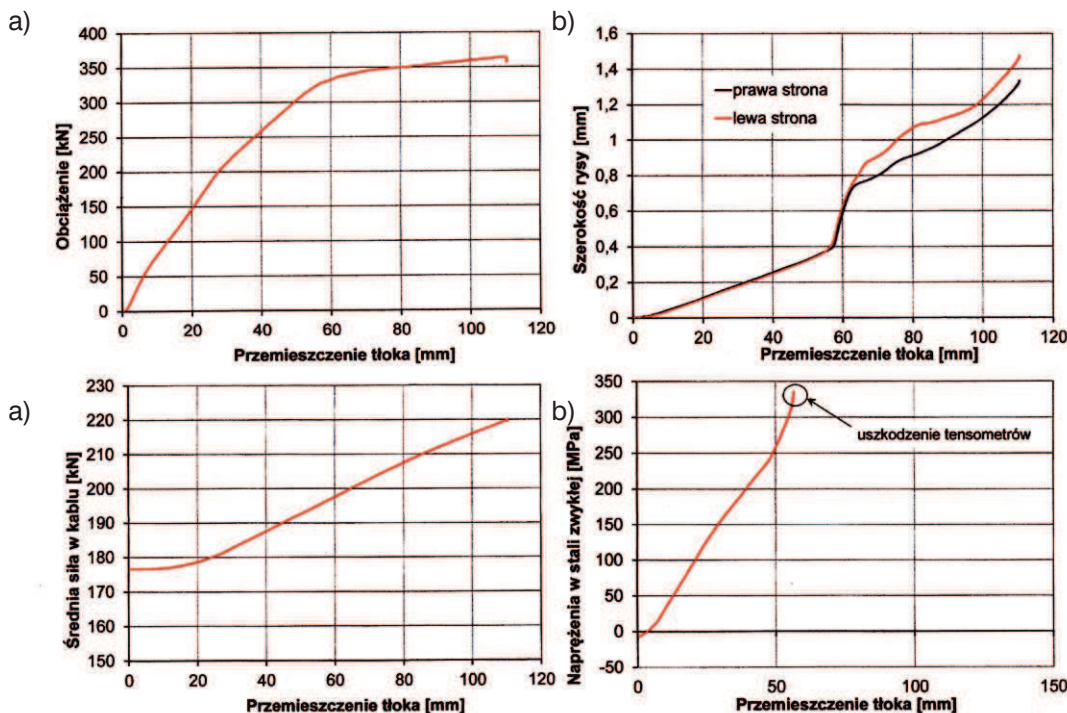
skąć taki sam moment zginający jak przy obciążeniu trójpunktowym od trzech osi (2×90 kN zamiast 3×60 kN). Zainstalowano następujące przetworniki: 3 tensometry o bazie 5 mm na 3 prętach zbrojeniowych w przekroju przez rysę, 8 tensometrów o bazie 75 mm na dwóch powierzchniach bocznych płyty, 5 przetworników ugięć, 2 przetworniki szerokości rysy (na obu powierzchniach bocznych – rysunek 7b), przetworniki siły (na każdym kablu, naprzemiennie po 2 na każdym końcu płyty).

4.2. Program badań

Zaprojektowane pomosty wag samochodowych dedykowane są do ważenia pojazdów w składach z materiałami,

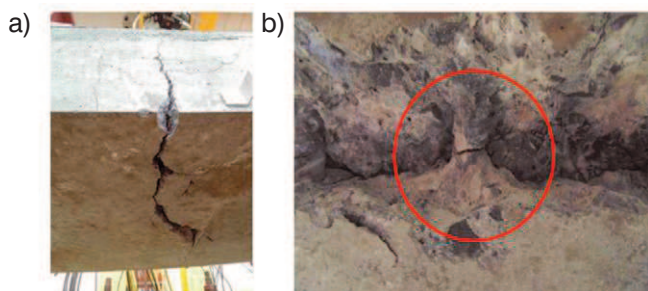
4.3. Wyniki badań

Pierwsza z płyt zupełnie dobrze zniosła 1 000 000 cykli obciążenia. Po zakończeniu przewidzianego programu została ponownie obciążona, tym razem do zniszczenia. Przebieg wartości wybranych wielkości przedstawiono na rysunku 9. Jako miarę deformacji użyto wysuwu tłoka prasy. Rysunek 9a prezentuje zależność siły w prasie od przemieszczenia tłoka. Największą nośność płyta osiągnęła przy wysuwie 110 mm, która wyniosła 364 kN. Załamanie wykresu wystąpiło przy przemieszczeniu około 60 mm. Nagła utrata sztywności w tym miejscu została potwierdzona skokiem szerokości rysy (rys. 9b). Rysunek 9c przedstawia przyrost średniej siły w kablach, która wzrosła od 176,7 do 219,5 kN przy zniszczeniu. Na uwagę zasługuje wysoki przyrost naprężeń



Rys. 9. Przebieg wybranych wielkości w zależności od ugięcia w próbie niszczenia płyty: siły w prasie (a), szerokości rysy (b), siły sprężającej (c), naprężeń w stali zwykłej (d)

w ciągnach w stanie zniszczenia wynoszący 285,3 MPa wobec zalecanej w normie [1] wartości 100 MPa. Tak wysokie przyrosty uzyskiwano również w licznych badaniach prezentowanych m.in. w pracach [7], [8], [9]. Na rysunku 9d przedstawiono przyrost naprężeń w prętach zbrojeniowych. Naprężenia wyznaczono w oparciu o wartość modułu sprężystości równą 202,3 GPa, wyznaczoną w próbie rozciągania prętów. W miejscu nagłego spadku sztywności tensometry zostały jednak uszkodzone. Największe zarejestrowane naprężenia wyniosły 336 MPa (średnia szerokość rysy wynosiła wówczas 0,40 mm).



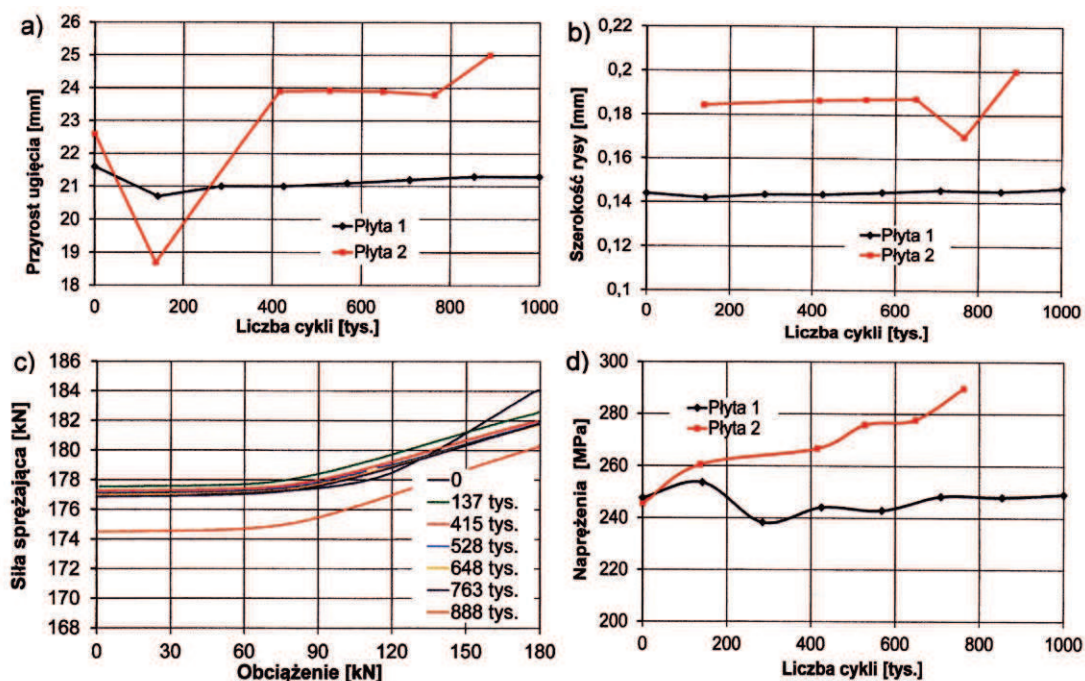
Rys. 10. Uszkodzona płyta nr 2: pęknięcie przekroju w środku rozpiętości (a), pęknięcie zmęczeniowe pręta zbrojeniowego (b)

Próba niszczenia płyty wykazała, iż zaprogramowana górna wartość obciążenia cyklicznie zmiennego 150 kN stanowi 41%. Powszechnie przyjęto się uważać, iż obciążenie cyklicznie zmiennie o górnej wartości mniejszej niż 0,4 obciążenia niszczonego nie prowadzi do uszkodzenia elementu przez zmęczenie. Z uwagi na pozytywny wynik badania pierwszej płyty (rys. 11) zdecydowano zwiększyć górną granicę

i amplitudę obciążenia cyklicznego przy obciążaniu płyty nr 2. Górna wartość siły wynosiła teraz 180 kN, natomiast dolna 40 kN. Górna wartość obciążenia wynosiła teraz 49% obciążenia niszczonego. Druga płyta uległa niespodziewanej awarii po około 980 tys. cyklach. Uszkodzenie płyty polegało na pęknięciu zmęczeniowym 9 z 12 prętów zbrojeniowych (rys. 10).

Po zaprzestaniu obciążeń cyklicznych odczekiwano ok. 30 minut i rejestrowano pozostające ugięcia płyty. Wygięcia w górę w wyniku sprężenia wynoszące 2 mm dla płyty 1 i 1,9 mm dla płyty 2 zostały trwale zniwelowane już przy pierwszym obciążeniu płyt. Trwałe ugięcia narastały wraz z liczbą cykli. Dla płyty 1 po 1 mln cykli wynosiło nieco ponad 1 mm. Dla płyty 2 natomiast po 888 tys. cyklach trwałe ugięcie wynosiło 1,9 mm. Rysunek 11a przedstawia natomiast wyniki przyrostu ugięć przy przykładaniu obciążenia kontrolnego 180 kN.

Również tutaj można zauważyć wzrost wartości wraz ze wzrostem liczby cykli, zwłaszcza w płycie nr 2. Znaczny przyrost ugięcia w płycie 2 pomiędzy 763 a 888 tys. cykli podyktowany jest spadkiem siły w jednym z kabli. Wykluczając ten przypadek z dalszej analizy przyrosty ugięć wynosiły odpowiednio 21,3 mm dla płyty 1 i 23,9 mm dla płyty 2. Stanowi to odpowiednio 1/278 i 1/248 rozpiętości. Na rysunku 11b przedstawiono zmianę szerokości rysy, a na rysunku 1d zmianę naprężeń w stali zbrojeniowej wraz z przyrostem liczby cykli. W obu przypadkach można zauważyć tendencje wzrostowe. Szerokość rysy w całym zakresie obciążania była na bezpiecznym poziomie. W płycie 1 oscylowała pomiędzy 0,14 a 0,15 mm, a w płycie 2 pomiędzy 0,18 a 0,19 mm. Szerokość rysy jest mniejsza niż wartość obliczona (0,21 mm), naprężenia w stali



Rys. 11. Przyrost ugięcia (a), zmiana szerokości rysy (b), zmiana średniej siły w kablu dla płyty 2 (c) oraz napężenie w stali zwykłej (d) pod obciążeniem kontrolnym

zwykłej oscylują wokół wartości obliczonej (245,9 MPa), a średni rozstaw rys (127 mm) jest ponad dwukrotnie mniejszy od wartości teoretycznej (310 mm).

Rysunek 11c przedstawia przebieg siły sprężającej w płycie 2 w zależności od przyłożonego obciążenia w różnych etapach obciążania. W obu płytach zauważono spadek zarówno początkowej, jak i końcowej siły sprężającej w procesie obciążania. Fakt ten świadczy o spadającym udziale sprężenia, a wzrastającym udziale zbrojenia zwykłego, co zostało potwierdzone przyrostem naprężeń w stali zwykłej (rys. 12b). Drastyczny spadek siły sprężającej w płycie 2 po 888 tys. cykli spowodowany jest spadkiem siły w jednym z kabli. Początkowa wartość siły w kablu spadła z poziomu 182 kN do 152 kN, czyli o 16%. Jest to spowodowane prawdopodobnie pęknięciem zmęczeniowym jednego z drutów (14% ubytek powierzchni splotu).

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki badań pierwszych krajowych płyt wag samochodowych z betonu sprężonego. Na podstawie badań stwierdzono, że:

- przy obciążeniu nominalnym 150 kN płyta przetrwała 1 000 000 cykli obciążenia, nie zwiększając znacząco wartości świadczących o pogorszeniu warunków użyteczności czy trwałości (szerokość rysy, ugięcie),
- przy obciążeniu cyklicznym 180 kN płyta uległa awarii po 980 000 cyklach, zastosowane obciążenie cykliczne o wartości 180 kN uwzględnia jednak 20% przeciążenie, a prawdopodobieństwo wystąpienia takiego obciążenia w naturze (nawet obciążenia nominalnego 150 kN) w założonej liczbie cykli jest znikome,

– płyty zostały prawidłowo zaprojektowane i przy nieprzewidzianych czynnikach i należytej opiece powinny bezawaryjnie pracować przez wiele lat, okres użytkowania będzie jednak uzależniony od agresywności środowiska powodującego korozję betonu i stali,

– dalsza modyfikacja płyt przez zmniejszenie grubości płyt czy powierzchni stali może być skazana na niepowodzenie, jako że płyta osiąga graniczne ugięcie, a naprężenia w zbrojeniu osiągają wysoki poziom 280 MPa. Oszczędności można szukać w ciężarze płyt i ilości betonu, zwiększając średnicę kanałów.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008
- [2] Abeles P. W., Design of Partially-Prestressed Concrete Beams, ACI Journal, V. 64, No.10, October 1967, pp. 669-677
- [3] LIN T. Y., Partial Prestressing Design Philosophy and Approach, FIP Notes 69, July-August 1977, pp. 5-9
- [4] Naaman A. E., Siriakson A., Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, Part 1: Analytic Formulation, PCI Journal, V. 24, No. 2, March-April 1979
- [5] Harajli M. H., Naaman A. E., Deformation and Cracking of Partially Prestressed Concrete Beams Under Static and Cyclic Fatigue Loading, Research Report No. UMCE 85-2, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, April 1985
- [6] Kripanarayanan K. M., Branson D. A., Short-term deflections of beams under single and repeated load cycles, ACI Journal, V. 69, No. 2, February 1972
- [7] Seruga A., Politalski W., Graniczne naprężenia stali sprężającej w elementach zginanych sprężanych ciągniami bez przyczepności. Czasopismo Techniczne, Z1-B/2004, str. 1-25
- [8] Politalski W., Przyrost naprężeń w ciągnie bez przyczepności w wyniku obciążenia sprężonej belki kablobetonowej. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Budownictwo, Z. 109, 2006, str. 309-316
- [9] Seruga A., Faustman D., Politalski W., Stan graniczny nośności zginanych belek sprężonych ciągniami bez przyczepności. Materiały Konferencji Dni Betonu, Wisła, 13-15 października 2006, str. 847-856