

PIERWSZE KRAJOWE POMOSTY WAG SAMOCHODOWYCH Z BETONU SPRĘŻONEGO. ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE A WYNIKI BADAŃ

Rafał Szydłowski¹, Wojciech Kalisz², Małgorzata Ogrodniczek³

Politechnika Krakowska

Streszczenie. W Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK podjęto próbę opracowania krajowych pomostów wag samochodowych o nośności 60 ton, wykonanych z betonu sprężonego. Zaprojektowano częściowo sprężone ciągnami bez przyczepności płyty o przekroju 1,0×0,28 m i rozpiętości 6 m. W celu redukcji ciężaru płyt zastosowano 4 kanały wykonane z powszechnie stosowanych rur kanalizacyjnych $\phi 110 \times 2,2$ mm. Utworzono w ten sposób kablobetonowe płyty kanałowe. Z uwagi na trudne do przewidzenia zachowanie, pracujących w stanie zarysowanym, płyt pod wpływem obciążenia cyklicznego 2 płyty zostały poddane obciążeniom cyklicznym w liczbie 1 000 000 cykli o różnej intensywności obciążenia. W pracy przedstawiono podstawowe założenia projektowe, szczegóły konstrukcyjne płyt oraz program i wyniki przeprowadzonych badań. Wysznuo stosowne wnioski ukierunkowane na dalszą optymalizację płyt.

Słowa kluczowe: ciągnie bez przyczepności, częściowe sprężenie, obciążenie cyklicznie zmienne, płyta sprężona, waga samochodowa.

1. Wprowadzenie

Na rynku polskim dostępna jest cała gama wag samochodowych o nominalnej nośności od 6 do 60 ton. Wagi o zakresie pracy do 20 ton wykonywane są najczęściej jako przenośne pomosty stalowe. Wagi o większych nośnościach nominalnych (20, 30 i 60 ton) produkowane są jako zagłębione lub najazdowe, najczęściej o konstrukcji betonowej. 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 pomostu betonowego o długości 6,0 m wynosi około 12 ton a ciężar całego pomostu o długości 18,0 m wynosi 36 ton.

Tymczasem, w krajach wysoko rozwiniętych od wielu lat stosowane są znacznie lżejsze i smuklejsze pomosty z betonu sprężonego. Pomimo ich łatwej dostępności dla polskich użytkowników, ze względu na wysoką cenę nie znalazły jednak szerszego zastosowania na polskim rynku. W Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK podjęto próbę opracowania krajowych 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-tych 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], [5], [6], [7]. W znacznie mniejszym stopniu analizowane było zachowanie elementów częściowo sprężonych pod obciążeniem cyklicznym [8], [9]. Działania w tym zakresie podejmowane były m. in. przez

¹ dr inż., rszydowski@op.pl

² mgr inż., wojciech.kalisz@hotmail.com

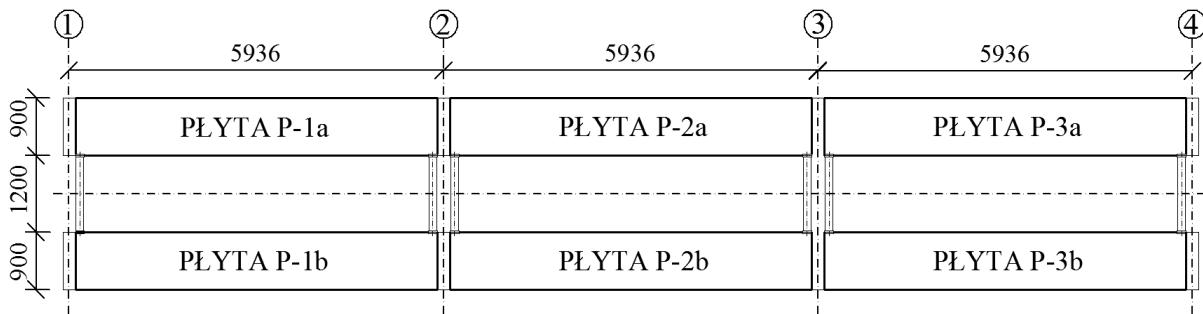
³ inż., gosiaogrodniczek@gmail.com

polских badaczy z Politechniki Krakowskiej [10]. Niewątpliwie najmniej rozpoznany zagadnieniem jest zachowanie elementów sprężonych cięgnami bez przyczepności pod obciążeniem cyklicznym. W literaturze naukowo technicznej można znaleźć raporty z nielicznych badań prowadzonych w tym zakresie [11].

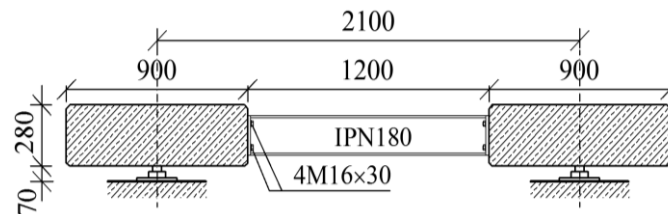
Wobec trudności obliczeniowej oceny zachowanie płyt w trakcie przewidywanego okresu użytkowania w Laboratorium Badawczym L-18 Politechniki Krakowskiej wykonano 2 płyty o konstrukcji i technologii w jakiej wykonywane są płyty do pomostów. Płyty poddano badaniom pod obciążeniem cyklicznym. W pracy przedstawiono podstawowe założenia, problemy projektowe, zastosowane rozwiązania konstrukcyjne oraz wyniki badań płyt.

2. Ogólna charakterystyka pomostu

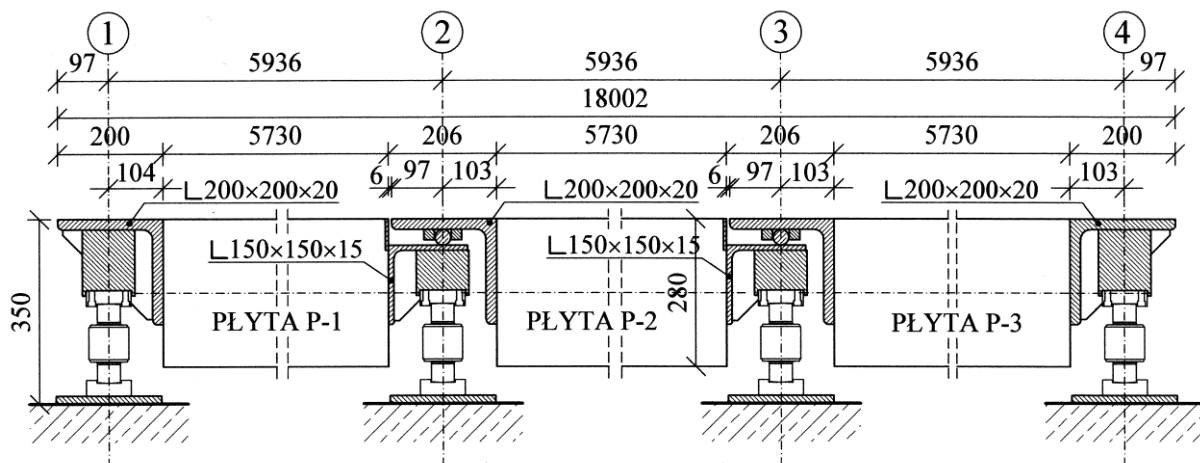
Pierwotnie przyjęta długość pomostu miała wynosić 18,0 m a jego szerokość 3,0 m. Założono skonstruowanie pomostu z trzech wolnopodpartych przęseł o rozpiętości 6,0 m. Kolejnym z założeń było ograniczenie łącznego ciężaru pomostu do 24 ton. Wartość ta wynika zarówno z dopuszczalnej ładowności standardowego kontenera 20 stopowego oraz jest optymalna z punktu widzenia ekonomiki transportu. Zdecydowano więc zaprojektować pomost z dwóch równoległych, betonowych torów pod koła o przekroju 900×280 mm, połączonych stalowymi łącznikami wykonanymi z dwuteownika IPN180. Rzut mostu przedstawiono na rysunku 1 natomiast przekrój na rysunku 2.



Rysunek 1. Rzut pomostu.



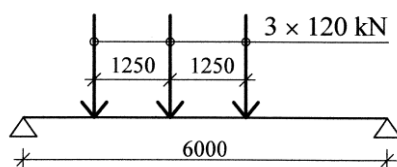
Rysunek 2. Przekrój poprzeczny pomostu.



Rysunek 3. Przekrój podłużny pomostu.

Po analizie różnych wariantów pojazdów i dopuszczalnych obciążeń przyjęto ostatecznie obciążenie w postaci trzech osi w rozstawie 1,25 m i nacisk na każdą oś 120 kN (rys. 4). Jednym z wiodących założeń była niska waga i stosunkowo niski koszt wykonania pomostu. Początkowo zakładano wykonanie płyt w technologii strunobetonu, jako dającej powtarzalne (wykonywane w warunkach prefabrykacji) i tanie (produkowane seryjnie) pomosty. Po przeprowadzonej analizie obliczeniowej i wstępnych kalkulacjach rozwiązanie to okazało się nie do zaakceptowania z dwóch powodów. Po pierwsze, elementy strunobetonowe pracujące w tak agresywnych warunkach środowiskowych powinny pracować jako niezarysowane. Wymaga to zastosowania odpowiednio dużego sprężenia redukującego duże naprężenia zginające od obciążenia pojazdem. Naprężenia przeciwstawne (sprężenie) są natomiast wprowadzane w sytuacji gdy nie występują obciążenia eksploatacyjne a jedynie obciążenie wywołane ciężarem konstrukcji (sytuacja początkowa konstrukcji sprężonych). Sytuacja taka uniemożliwia wprowadzenie sprężenia na dużym mimośrodku z uwagi na możliwość porysowania górnej powierzchni płyty, co przy agresywnym środowisku nie jest pożądane. Przy braku możliwości zastosowania dużego mimośrodu, a tym samym dużego „zwisu” ciężna, redukcja dużych naprężeń rozciągających od zginania w celu zapewnienia rysoodporności przekroju wymaga znacznej ilości sprężenia. Drugą przyczyną był zbyt duży koszt uruchomienia linii produkcyjnej do wykonywania zupełnie odmiennych niż dotychczasowe elementów strunobetonowych.

Wobec powyższych, przyjęto technologię kablobetonu z ciężniami bez przyczepności. Założono, iż w przekroju poprzecznym pomost składać się będzie z dwóch płyt o szerokości niezbędnej dla swobodnego wjechania kół samochodu, połączonych stalowymi łącznikami. Na rysunku 1 przedstawiono rzut pomostu, natomiast na rysunkach 2 i 3 przekrój poprzeczny. Skonstruowano pomost z dwóch płyt o przekroju $0,90 \times 0,28$ m w rozstawie osiowym 2,10 m (całkowita szerokość pomostu wynosi 3,00 m). W układzie podłużnym przewidziano 3 typy płyt P-1, P-2 i P-3. 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. Przyjęte założenie daje możliwość wykonania pomostu o długości 12,0 m (rezygnując z płyty środkowej P-2) bądź 24,0 m (dublując płytę P-2).



Rysunek 4. Założone obciążenie pomostu.

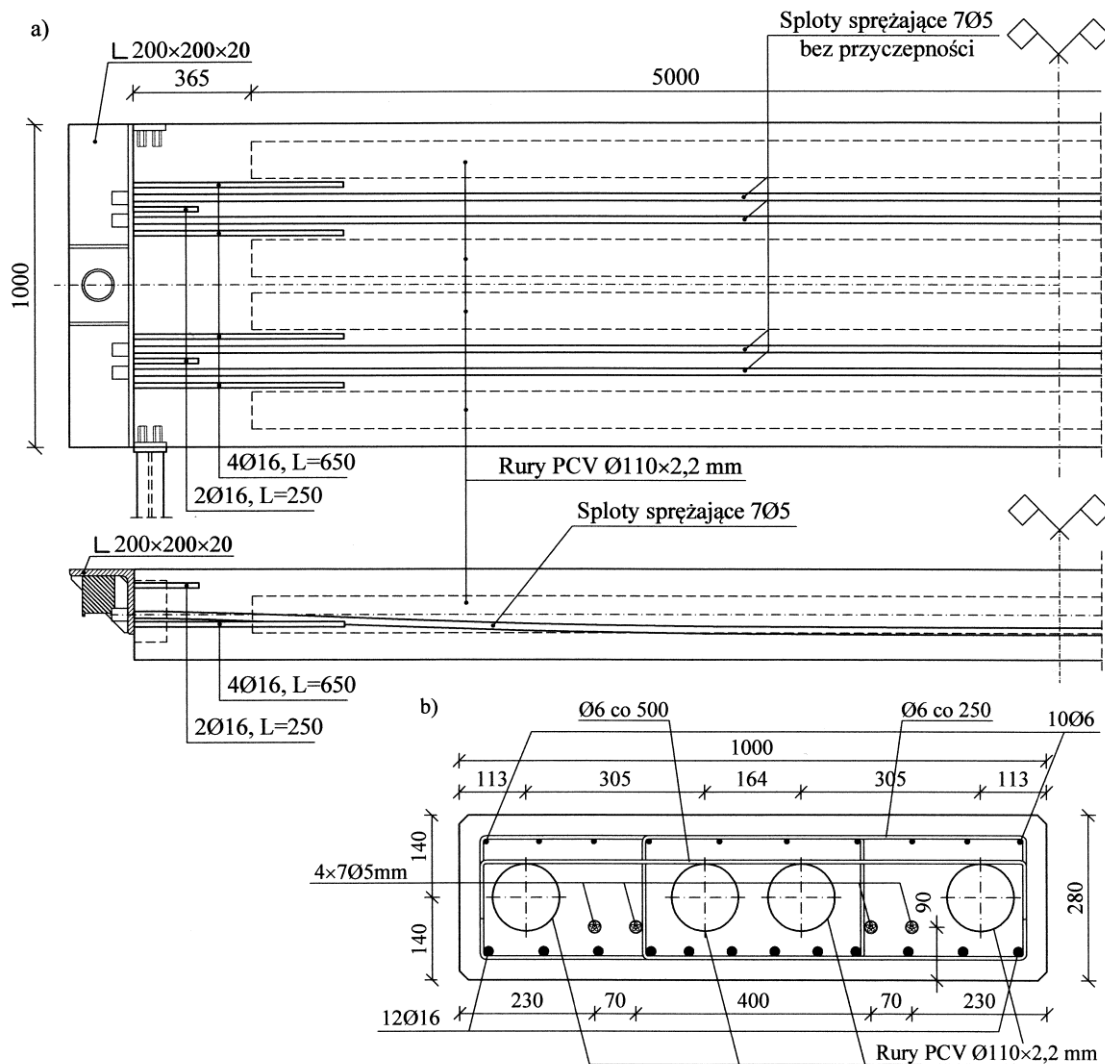
3. Charakterystyka płyt sprężonych

Pierwotnie założono pełny przekrój płyty o wymiarach 900×280 mm. 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 ciężniami $7\phi 5$ w każdej płycie. Postanowiono zatem zaprojektować elementy częściowo sprężone z ciężniami bez przyczepności. Zastosowano 4 ciężniami $7\phi 5$ (rys. 5) w każdej płycie o zwisie 50 mm ($f_{pk} = 1860$ MPa). Siła naciągu każdego ciężniami wynosi 200 kN. Płyta zbrojona jest dołem 12 prętami żebrowanymi $\phi 16$ mm. Zbrojenie poprzeczne stanowią czterocięte strzemiona $\phi 6$ mm w rozstawie co 250 mm. Dodatkowo górą zastosowano 8 prętów $\phi 6$ mm. Płyty wykonywane są z betonu C40/50 na kruszywie bazaltowym i cementie CEM I. Sprężanie płyt wykonywane jest nie wcześniej niż 14 dni po zabetonowaniu.

Po wykonaniu kilku pomostów, ze względu na potrzebę ważenia wózków widłowych, szerokość płyty 0,9 m okazała się zbyt mała. Została zatem zwiększona do 1,0 m. Kolejne pomosty zostały wykonane z płytami najazdowymi o przekroju 1000×280 mm. Te z kolei okazały się zbyt ciężkie. Ciężar płyty przekroczył wówczas znacznie 4000 kg natomiast ciężar całego pomostu wartość 24 ton. Spowodowało to, iż pomost przekroczył ładowność standardowych ciężarówek i nie mógł być transportowany w całości, co znacznie podniosło koszty transportu. Szykano łatwego i taniego

rozwiązania zmniejszenia wagi płyt. Wobec faktu, iż osłabianie przekroju przy krawędziach mocno redukuje jego moment bezwładności, co w zginanym przekroju sprężonym ma bardzo duże znaczenie, wprowadzanie wolnych przestrzeni przy dolnej krawędzi płyty nie było możliwe. Zdecydowano zastosować kanały wewnątrz przekroju płyty (rys. 5). Użyto w tym celu standardowych rur kanalizacyjnych PCV $\phi 110 \times 2,2$ mm. Wprowadzono 4 kanały o długości 5,0 m w rozstawie przedstawionym na rysunku 5. Każdy z kanałów dał oszczędność w ciężarze płyty ok. 240 kg. Cała płyta stała się więc lżejsza o 960 kg natomiast cały pomost o prawie 4 tony.

W tabelicy 1 zestawiono wartości prognozowanych momentów zginających i naprężeń w przekroju środkowym we włóknach górnych i dolnych od poszczególnych składowych obciążenia. Przedstawiono również wartości prognozowanych naprężeń w sytuacji po sprężeniu. Naprężenia tuż



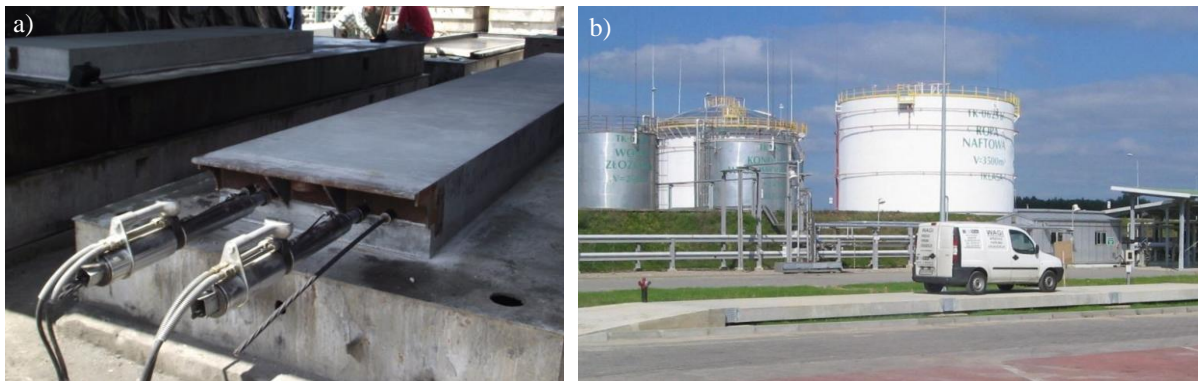
Rysunek 5. Geometria płyty pomostu: przekrój poprzeczny (a), rzut i przekrój podłużny (b).

Tablica 1. Wartości momentów zginających i naprężeń w włóknach górnych i dolnych.

Obciążenie	Moment [kNm]	Naprężenia górne [MPa]	Naprężenia dolne [MPa]
1. Ciężar płyty	28,4	2,1	-2,1
2. Sprężenie ($t = 0$, $P_{m0} = 169,6$ kN)	36,3	-2,5	7,9
3. Sprężenie ($t = \infty$)	33,3	-2,3	7,4
4. Pojazd (3×60 kN)	192,3	14,2	14,2
Sytuacja początkowa (1+2)	-	-0,38	5,8
Max. obc. użytkowe (1+3+4)	-	14,0	-8,8

po sprężeniu wynoszą $-0,34$ MPa na górnej i $5,8$ MPa na dolnej powierzchni. W sytuacji użytkowej natomiast (pod obciążeniem pojazdem i po stratach reologicznych sprężenia) teoretyczne naprężenia w przekroju wynoszą $14,0$ MPa na górnej i $-8,8$ MPa na dolnej powierzchni. Szerokość rysy wyznaczona wg normy [1] wynosi $0,21$ mm, rozstaw rys $0,31$ m natomiast naprężenia w stali zbrojeniowej (od stanu dekompresji przekroju) $245,9$ MPa.

Na rysunku 6a przedstawiono widok pierwszej wykonanej płyty w trakcie sprężania. Rysunek 6b przedstawia natomiast widok kompletnego pomostu w miejscu jego użytkowania. Do chwili obecnej wykonano łącznie 12 pomostów: 3 wersje 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 5.



Rysunek 6. Sprężanie prototypu płyty (a), widok pomostu wagi w miejscu użytkowania (b).

4. Badania laboratoryjne płyt

4.1 Elementy i stanowisko badawcze

Badaniom poddano 2 identyczne płyty „kanałowe”. Do wykonania płyt zastosowano wszystkie materiały przewidziane w projekcie i stosowane 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 swoją projektowaną wytrzymałość 28 dniową, a długi okres dojrzewania przed sprężeniem pozwala sądzić, iż przyrost wytrzymałości po 28 dniach prawie dobiegł końca. Została więc osiągnięta wytrzymałość docelowa betonu. Na rysunku 7 przedstawiono widok płyt przed betonowaniem. W tabelicy 1 zestawiono natomiast wyniki badań betonu po 28 i 90 dniach. Wszystkie charakterystyki mechaniczne wyznaczono na walcach $\phi 150 \times 300$ mm. Wytrzymałość na rozciąganie określono metodą brazylijską (przez rozłupywanie).

Na rysunku 8 przedstawiono schemat stanowiska badawczego wraz z lokalizacją przetworników pomiarowych. Rysunek 9 przedstawia natomiast widok stanowiska. W stosunku do projektowanych płyt obrócono o 180° czołowy kątownik wsporczy. Jego geometria oraz sposób zamocowania zostały jednak zachowane. Zastosowano dwupunktowe obciążenie płyty. Rozstaw szyn



Rysunek 7. Płyty „kanałowe” pomostu wagi przed zabetonowaniem.

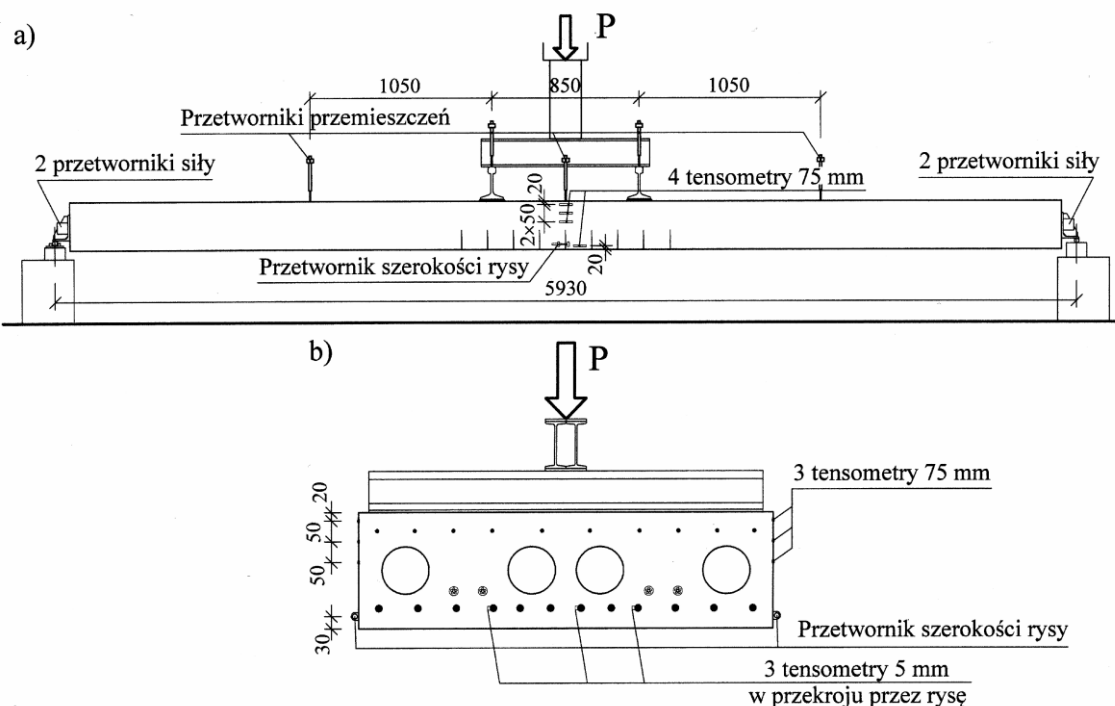
Tablica 2. Wyniki badań cech mechanicznych betonu.

Cecha	Nr próbki			Wartość średnia
	1	2	3	
	Po 28 dniach			
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	44,8	45,3	45,0	45,0
Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	4,24	3,93	3,75	3,97
Moduł sprężystości [GPa]	41,3	43,3	40,8	41,8
	Po 90 dniach (obciążanie płyt)			
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	58,3	59,4	58,9	58,9
Moduł sprężystości [GPa]	42,4	44,0	43,7	43,3

obciążających (850 mm) dobrano tak aby przy obciążeniu dwupunktowym uzyskać taki sam moment zginający jak przy obciążeniu trójpunktowym od trzech osi (2×90 kN zamiast 3×60 kN).

Zainstalowano następujące przetworniki pomiarowe:

- 3 tensometry o bazie 5 mm zainstalowane na 3 prętach zbrojeniowych w przekroju przez rysę,
- 8 tensometrów o bazie 75 mm na dwóch powierzchniach bocznych płyty (po 4 z każdej strony) w układzie przedstawionym na rysunku 8,
- 5 przetworników przemieszczeń do pomiaru ugięć i krzywizny płyty,
- 2 przetworniki szerokości rysy (na obu powierzchniach bocznych – rys. 8b),
- 4 przetworniki siły (na każdym kablu, naprzemiennie po 2 na każdym końcu płyty).



Rysunek 8. Schemat stanowiska badawczego wraz z lokalizacją przetworników pomiarowych.

4.2 Program badań

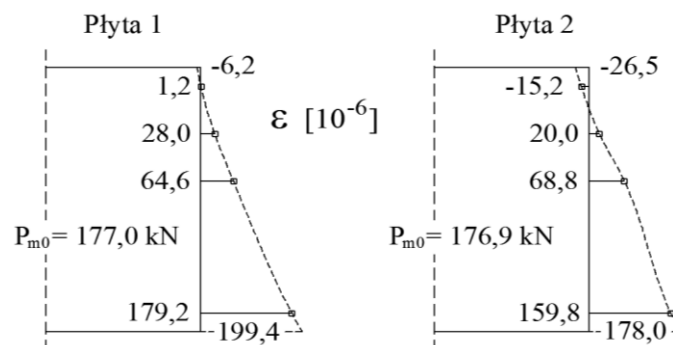
Zaprojektowane płyty pomostów węg samochodowych dedykowane są do ważenia pojazdów w składach z materiałami, kamieniołomach, fabrykach, kopalniach, wysypiskach śmieci ... itd. Wagi użytkowane są z bardzo różną intensywnością w zależności od miejsca użytkowania. Czasami intensywność obciążenia wynosi kilka samochodów na dobę a czasami kilkaset. W projektowaniu programu obciążania założono umowną liczbę 250 cykli obciążeniowych w ciągu doby i żywotność płyty 10 lat. Sumaryczna ilość cykli obciążeniowych wynosi wówczas 912 500.



Rysunek 9. Widok stanowisko badawczego.

Zdecydowano poddać płyty 1 000 000 cykli obciążenia. Taka liczba cykli badawczych będzie oczywiście oznaczała różną żywotność wagi przy różnej intensywności obciążenia. Projektowe obciążenie 180 kN uwzględniało przeciążenie pojazdu o 20% a przy nie przeładowanym samochodzie obciążenie na płytę wynosi 150 kN. Z tego względu wartość obciążenia cyklicznie zmiennego zmieniała się od 20 do 150 kN. Dolna wartość wynikała z warunków technicznych (zapewnienie stabilności stanowiska badawczego w czasie). Co około 150 tys. cykli obciążenie było zatrzymywane, po 30 minutach dokonywano rejestracji wszystkich monitorowanych wielkości po czym płyta była w jednym cyklu obciążana do 180 kN (obciążenie kontrolne) i całkowicie odciążana. W trakcie tego cyklu prowadzono ciągły pomiar wszystkich badanych wielkości. Po ukończeniu cyklicznego obciążania pierwsza badana płyta została obciążona do zniszczenia.

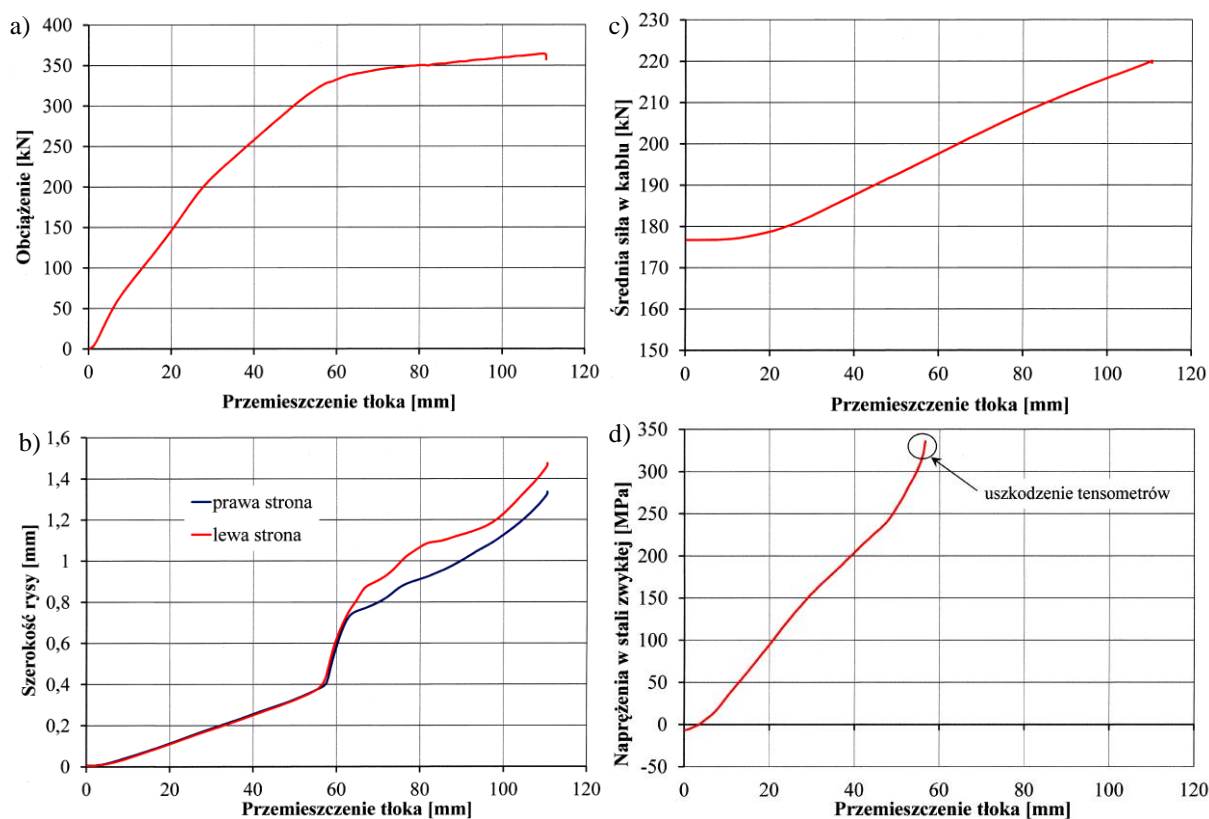
Sprężenie płyt wprowadzono 89 i 112 dni po zabetonowaniu odpowiednio dla płyt nr 1 i nr 2. Kable naciągano siłą 200 kN tym samym sprzętem i technologią, które wykorzystywane są do sprężania produkowanych komercyjnie płyt. Na rysunku 10 przedstawiono rozkład odkształceń wyznaczony w oparciu o wartości odkształceń pomierzonych przez tensometry. Wartości na krawędziach przekroju zostały oszacowane przez przedłużenie krzywych. Na rysunku podano również wartości średnich sił w ciągnach po zakotwieniu. Wartości w obu płytach są zbliżone i nieznacznie odbiegają od wartości projektowej (4,4 %) obliczonej dla poślizgu ciągnia w zakotwieniu równego 6 mm. W obliczeniach założono siłę po stratach doraźnych $P_{m0} = 169,6$ kN. Bezpośrednie przełożenie odkształceń na naprężenia jest zawsze obarczone pewnym błędem z uwagi na różnice wartości modułu wyznaczonego na próbkach w stosunku do modułu w rzeczywistej konstrukcji. Dla płyty 1, przy założeniu pełnej wartości modułu z badań próbek naprężenia wyniosą odpowiednio -0,26 MPa dla górnej i 8,84 MPa dla dolnej krawędzi. Te same wartości przy redukcji modułu sprężystości o 10% wyniosą odpowiednio -0,23 i 7,7 MPa. Wartości prognozowane wynoszą tymczasem -2,5 i 7,9 MPa (Tablica 1) natomiast obliczone dla rzeczywistej siły $P_{m0} = 177$ kN wynoszą -2,6 i 8,3 MPa.



Rysunek 10 Odształcenia przekroju w środku rozpiętości w wyniku sprężenia.

4.2 Wyniki badań

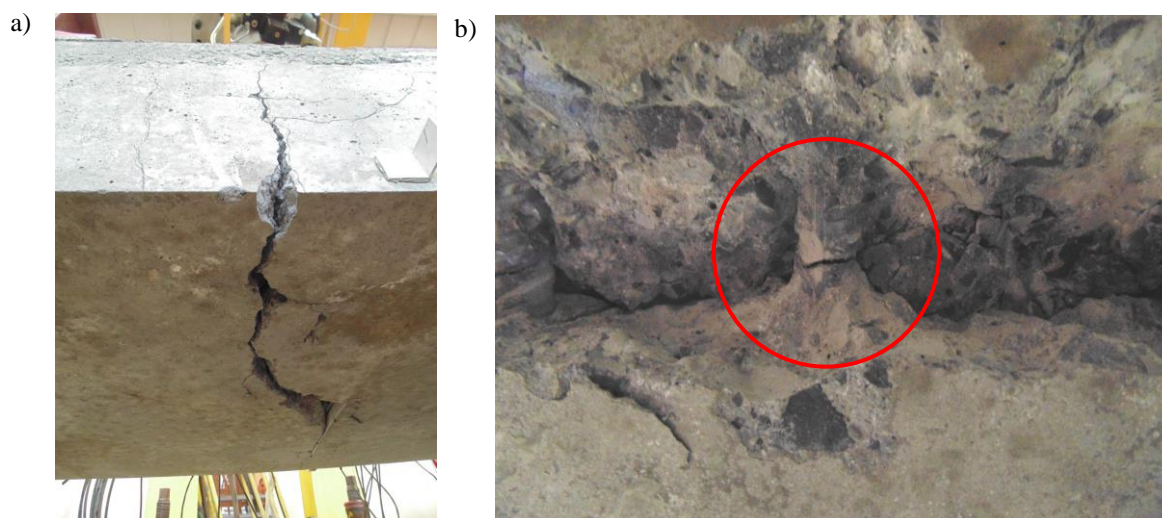
Pierwsza z płyt badana pod obciążeniem cyklicznie zmiennym o wartości 150 kN zupełnie dobrze zniosła 1 000 000 cykli obciążenia. Jej zachowanie wraz ze wzrostem liczby cykli zostanie omówione na podstawie zmiany mierzonych wielkości wraz z płytą nr 2 w dalszej części pracy. Po zakończeniu przewidzianego programu obciążania została ponownie obciążona, tym razem aż do zniszczenia. Przebieg wybranych wielkości aż do zniszczenia przedstawiono na rysunku 11. Ponieważ ugięcie płyty przy osiągnięciu maksymalnej nośności przekroczyło zakres wykorzystywanych przetworników przemieszczeń jako miarę deformacji użyto wysuw tłoka prasy (jest to ugięcie płyty w punktach przyłożenia siły). Rysunek 11a prezentuje zależność siły generowanej przez prasę od przemieszczenia tłoka. Największą nośność płyta osiągnęła przy wysunięciu tłoka o 110 mm i wynosiła ona 364 kN. W tej pozycji nośność zaczęła już gwałtownie spadać. Gwałtowne załamanie wykresu wystąpiło w okolicach przemieszczenia wynoszącego 60 mm. Nagła utrata sztywności w tym miejscu została również potwierdzona skokiem szerokości rysy (rys. 11b). Rysunek 11c przedstawia przyrost średniej siły w kablach sprężających, która wzrosła od wartości 176,7 do 219,5 kN. Na rysunku 11d przedstawiono przyrost naprężeń w prętach zbrojeniowych wyznaczony w oparciu o odkształcenia jednego z tensometrów na pręcie. Naprężenia wyznaczono w oparciu o wartość modułu sprężystości równą 202,3 GPa, wyznaczoną w próbie rozciągania prętów. W miejscu nagłej utraty sztywności (w okolicach przemieszczenia wynoszącego 60 mm) tensometr został jednak uszkodzony. Największe zarejestrowane naprężenia wyniosły 336 MPa (średnia szerokość rysy wynosiła wówczas 0,40 mm).



Rysunek 11. 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).

Próba niszczenia płyty wykazała, iż zaprogramowana górna wartość obciążenia cyklicznie zmiennego 150 kN stanowi 41 %, natomiast sama amplituda obciążenia to 36 % obciążenia niszczonego. Powszechnie przyjęło się uważać, iż obciążenie cyklicznie zmienną mniejsze niż 0,4 obciążenia niszczonego nie prowadzi do uszkodzenia elementu przez zmęczenie. Z uwagi na pozytywny wynik badania pierwszej płyty (niewielkie trwałe zmiany badanych wielkości – patrz kolejne rysunki) zdecydowano zwiększyć górną granicę i amplitudę obciążenia cyklicznego przy

obciążaniu płyty nr 2. Górna wartość siły wynosiła 180 kN natomiast dolna (z uwagi na niewystarczającą wydajność pompy hydraulicznej przy ugięciu ponad 22 mm) zwiększono do 40 kN. Górna wartość obciążenia wynosiła teraz 49% natomiast sama amplituda to 38 % obciążenia niszczącego. Częstotliwość obciążenia zmniejszono do 1,5 Hz. Druga płyta uległa niespodziewanej awarii po około 980 000 cykli, kilka godzin przed planowanym zakończeniem procesu obciążania. Uszkodzenie płyty polegało na pęknięciu zmęczeniowym 9 z 12 prętów zbrojeniowych i nagłym wzroście ugięcia (rys. 12). Nienaruszone zostały 2 pręty skrajne przy jednej krawędzi oraz pręt narożny przy drugiej krawędzi. Nadmierne ugięcie spowodowało natychmiastowe zatrzymanie siłownika hydraulicznego wywołującego cykliczne obciążenie.



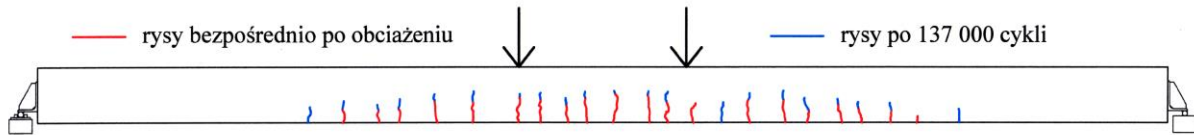
Rysunek 12. Uszkodzona płyta nr 2: pęknięcie przekroju w środku rozpiętości(a), pęknięcie zmęczeniowe pręta zbrojeniowego (b).

Na rysunku 13 przedstawiono układ rys zinventoryzowanych na jednej z powierzchni bocznych płyty 2. Czerwonym kolorem zaznaczono rysy, które powstały bezpośrednio po obciążeniu płyty siłą 180 kN. Kolor niebieski oznacza propagację rys po 137 000 cykli obciążeniowych. Przy dalszym obciążaniu cyklicznym nie zauważono wzrostu zasięgu czy nowych rys. Średni rozstaw rys na odcinku pomiędzy siłami skupionymi wyniósł 127 mm natomiast ich szerokość wahała się od 0,1 do 0,2 mm.

Po zaprzestaniu obciążeń cyklicznych odczekiwano ok. 30 minut i rejestrowano pozostające ugięcia płyty, które przedstawiono na rysunku 14a. 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 obciążeniowych. Dla płyty 1 (obciążenie cykliczne 150 kN), po 1 mln. cykli wynosiło nieco ponad 1 mm. Dla płyty 2 natomiast (obciążenie cykliczne 180 kN) po 888 tys. cykli trwałe ugięcie wynosiło 1,9 mm.

Rysunek 14b 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. Ugięcie przy obciążeniu tuż po sprężeniu jest znacznie większe gdyż redukowało trwałe efekt wygięcia od sprężenia. Znaczny przyrost ugięcia w płycie 2 pomiędzy 763 a 888 tys. cykli podyktowany jest znacznym spadkiem siły w jednym z kabli co zostanie omówione przy analizie sił sprężających. 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. Jeśli za wartość dopuszczalną przyjmiemy $L/250$ można stwierdzić, iż wartość dopuszczalna została prawie osi osiągnięta w obydwu płytach.

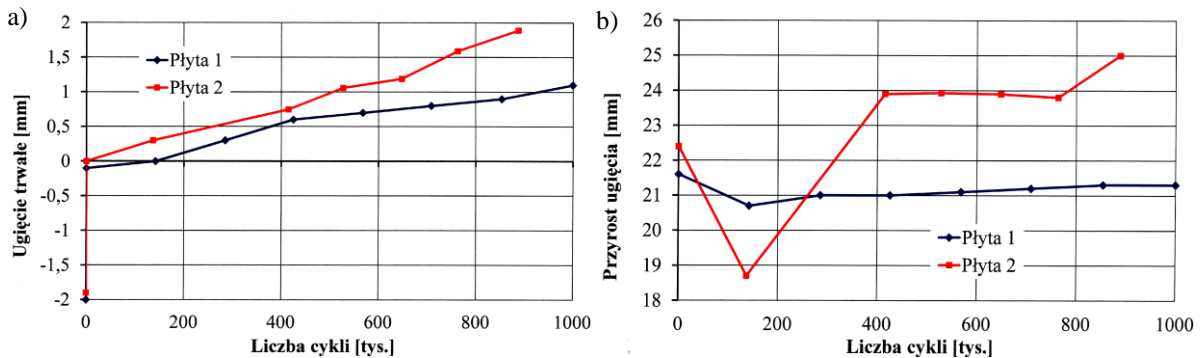
Na rysunku 15 przedstawiono zmianę szerokości rysy oraz naprężeń w stali zbrojeniowej wraz z przyrostem liczby cykli. W obu przypadkach można zauważyć tendencje wzrostowe. Szerokość rysy w całym zakresie obciążania była na bezpiecznym poziomie. W płycie 1 oscylowała pomiędzy 0,14 a 0,15 mm natomiast w płycie 2 pomiędzy 0,18 a 0,19 mm (0,20 mm po spadku siły w jednym z kabli). Należy pokreślić, że szerokość rysy jest mniejsza niż wartość obliczona (0,21 mm), naprężenia w stali oscylują wokół wartości obliczonej (245,9 MPa) natomiast średni rozstaw rys



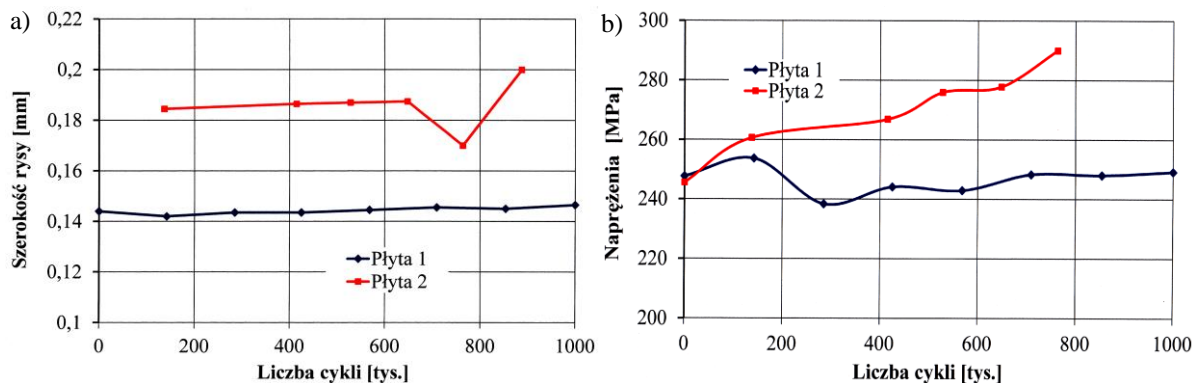
Rysunek 13. Rysy na jednej z powierzchni płyty 2 pod obciążeniem kontrolnym 180 kN.

127 mm jest ponad dwukrotnie mniejszy od wartości teoretycznej (310 mm).

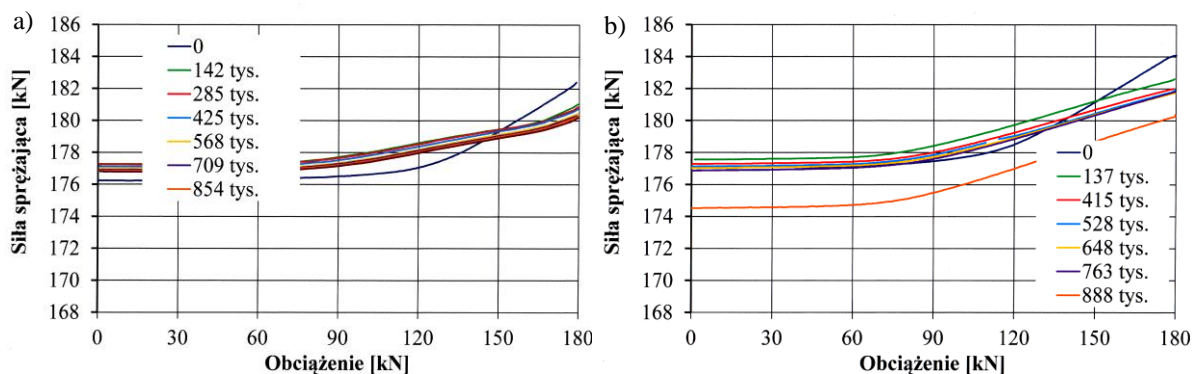
Rysunek 16 przedstawia przebieg siły sprężającej w zależności od przyłożonego obciążenia w różnych etapach obciążania cyklicznego. W obu płytach widoczny jest spadek zarówno początkowej jak i końcowej siły sprężającej w procesie obciążania. Fakt ten świadczy o spadającym udziale sprężenia a wzrastającym udziale zbrojenia zwykłego wraz ze wzrostem liczby cykli, co zostało potwierdzone przyrostem naprężeń w stali zwykłej (rys. 15b). Drastyczny spadek siły



Rysunek 14. Ugięcie trwałe 30 minut po odciążeniu (a), przyrost ugięcia pod obciążeniem 180 kN (b).



Rysunek 15. Zmiana szerokości rysy pod obciążeniem kontrolnym wraz ze wzrostem cykli obciążeń (a), naprężenia w stali zwykłej od stanu dekompresji przekroju (b).



Rysunek 16. Zmiany średniej siły w kablu przy obciążaniu płyty 1 (a) oraz płyty 2 (b) przy wzrastającej liczbie cykli obciążeń.

sprężającej w płycie 2 po 888 tys. cykli spowodowany jest spadkiem siły w jednym z kabli. Początkowa wartość siły w kablu spadła z 182 kN do 152 kN czyli o 16 %. Jest to spowodowane prawdopodobnie pęknięciem zmęczeniowym jednego z siedmiu drutów (14% ubytek powierzchni splotu).

5. Wnioski końcowe

W pracy przedstawiono wyniki badań pierwszych krajowych płyt wag samochodowych wykonanych z betonu sprężonego. Płyty zostały opracowane przez autorów pracy i wdrożone do komercyjnej produkcji. Proces kształtowania ich ostatecznej formy zajął około 2 lat. W tym czasie wykonano 3 wersje płyty, 2 pierwsze o pełnym przekroju. Warto podkreślić, że w Niemczech opatentowano płytę o podobnej nośności 60 ton i grubości 350 mm. Polska płyta posiada natomiast grubość 280 mm i wykonana została jako kanałowa co znacząco zredukowało jej ciężar. Obecnie w opracowaniu jest pomost o nośności 50 ton, zbudowany z podobnych płyt lecz o rozpiętości 7,0 m. Na podstawie wyników przeprowadzonych badań stwierdzono, że:

- przy obciążeniu nominalnym (150 kN) płyta przetrwała 1 000 000 cykli obciążeniowych nie zwiększając znacząco wielkości świadczących o pogorszeniu warunków użytkowalności czy trwałości (szerokość rysy, ugięcie),
- wprawdzie przy obciążeniu cyklicznym 180 kN płyta uległa awarii pod koniec zaprogramowanego programowanego obciążenia (po 980 000 cyklach),
- zastosowane obciążenie cykliczne o wartości 180 kN uwzględnia jednak 20% przeciążenie pojazdu a prawdopodobieństwo wystąpienia takiego obciążenia w naturze (nawet obciążenia nominalnego 150 kN) w założonej w badaniach liczbie cykli jest zerowe,
- 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 optymalizacja płyt przez szukanie oszczędności czy to w grubości płyt czy ilości zbrojenia czy sprężenia może być skazana na niepowodzenie, jako że płyta osiąga już graniczne ugięcie a naprężenia w zbrojeniu zwykłym osiągają wysoki poziom prawie 280 MPa. Oszczędności można szukać jeszcze w ciężarze płyt i ilości betonu zwiększając liczbę 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] MOUSTAFA S. E.: Design of Partially Prestressed Concrete Flexural Members, *PCI Journal*, V. 22, No.3, May-June 1977, pp. 12-29.
- [5] NAAMAN A. E., SIRIAKSORN A.: Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, Part 1: Analytic Formulation, *PCI Journal*, V. 24, No. 2, March-April 1979, pp. 64-89.
- [6] PETERSON D. N., TADROS M. K.: Simplified Flexural Design of Partially Prestressed Concrete Members, *PCI Journal*, May-June 1985, pp. 50-69.
- [7] NAAMAN A. E., HARAJLI M. H.: Evaluation of the Ultimate Steel Stress in Partially Prestressed Flexural Members, *PCI Journal*, September-October 1985, pp. 54-80.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] DYDUCH K., TWOREK J.: Zginane elementy częściowo sprężone poddane obciążeniom wielokrotnie zmiennym, Materiały XXXII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, T.

2, Krynica 1986, s. 11-16.

- [11] BURNS N. H., HELWING T., TSUJIMOTO T.: Effective prestress force in continuous post-tensioned beams with unbounded tendons, ACI Structural Journal, V. 88, No. 1, January 1991.

THE FIRST NATIONAL SYSTEM OF WEIGHTBRIDGES PLATFORMS MADE OF PRESTRESSED CONCRETE. DESIGN ASSUMPTIONS AND TEST RESULTS

Abstract: An attempt to construct the weighbridges platforms of 60 ton capacity made of prestressed concrete was initiated in Institute of Building Materials and Structures of Cracow University of Technology. The 6 m long partially prestressed slabs with unbounded tendons of cross-section dimensions of 1,0×0,28 m were designed. 4 PVC ϕ 110×2,2 mm pipes were used to form inner cores to reduce the slab structural weight. The post-tensioned hollow core slabs were created in this way. The slabs are designed as cracked and for cyclic load. Theoretical prediction of behaviors this structure in time is very difficult. Two slabs were tested in cyclic load under 1 000 000 cycles for this reason. The paper presents the main design assumptions, structural details as well as the test program and results. Based on obtained results some conclusions have been drawn.

Keywords: partial prestress, unbounded tendon, prestressed slab, weighbridge, cyclic load.