

dr inż. Grzegorz Gremza^{1)*}
 ORCID: 0000-0001-8336-8094
 dr inż. Szymon Swierczyński¹⁾
 ORCID: 0000-0001-9593-0590
 dr inż. Kamil Słowiński¹⁾
 ORCID: 0000-0002-4225-520X

Laboratory test on pontoons connections of floating building platform

Badanie laboratoryjne styków pontonów platformy budynku pływającego

DOI: 10.15199/33.2024.08.05

Abstract. The article discusses the experimental study on joints between pontoons intended to use in the platform of floating hotel facility. Investigated set of three interconnected pontoons and test stand realized in the Civil Engineering Laboratory of the Silesian University of Technology are described. Conclusions on the load-bearing capacity and stiffness of pontoon field joints are presented, and the forces acting on the various elements of the joint are estimated. The behaviour of an untypical single bolt end-plate connection, an important part of the analysed structure, for which detailed guidelines are missing in design standards, is discussed.

Keywords: floating building; pontoon; field joint; non-symmetrical end-plate bolted connection.

Streszczenie. W artykule omówiono badania styków pontonów przewidzianych do zastosowania w platformie nośnej pływającego obiektu hotelowego. Opisano wykorzystany w badaniach zestaw trzech przylegających do siebie pontonów oraz stanowisko badawcze zrealizowane w Laboratorium Budownictwa Politechniki Śląskiej. Przedstawiono wnioski dotyczące nośności i sztywności styków montażowych pontonów, oszacowano siły działające na poszczególne elementy styku i omówiono zachowanie nietypowego połączenia doczołowego na jedną śrubę, będącego istotnym elementem analizowanej konstrukcji, w przypadku którego w normach projektowych brakuje szczegółowych wytycznych. **Słowa kluczowe:** budynek pływający; ponton; styk montażowy; niesymetryczne połączenie doczołowe śrubowe.

Various floating buildings are designed in search of original operating and economic solutions [1, 2], taking into account the principles for creating buildings of the specific intended use, some requirements concerning inland waterway vessels and specific formal requirements [3 – 6]. Such facilities, also the ones in Poland, can find various applications, e.g. as hotels (Photo 1). They can be built over both monolithic structures similar to barges, and platforms consisting of a few or more than ten pontoons made of steel, composite, or more rarely reinforced concrete structure (Fig. 1).

In the analysed solution of the floating hotel, a platform made of a series of connected pontoons with a length of 6.22 m, a width of 2.0 m, and a total height of 1.01 m was used as a frame (an individual pontoon was described in the paper [7]). Such a solution facilitates the transport of this type of structure, enables the modification of its length to some extent, improves the prefabrication process, and also provides an exchange of a single damaged pontoon. It was intended to build a lightweight steel framed building of thin-wall profiles, with relatively low stiffness. Hence, the appropriate stiffness of the plat-

W poszukiwaniu oryginalnych rozwiązań użytkowych i ekonomicznych tworzone są różne obiekty pływające [1, 2], przy projektowaniu których uwzględnia się jednocześnie zasady kształtowania budynków o określonym przeznaczeniu, niektóre wymagania dotyczące statków śródlądowych oraz specyficzne wymagania formalne [3 – 6]. Obiekty te, również w Polsce, znajdują zastosowanie m.in. jako hotele (fotografia 1). Mogą być zabudowywane zarówno na jednolitych konstrukcjach podobnych do barki, jak i na platformach złożonych z kilku lub kilkunastu pontonów o konstrukcji stalowej, kompozytowej, względnie żelbetowej (rysunek 1).

W analizowanym rozwiązaniu pływającego hotelu rolę kadłuba pełni platforma jak na rysunku 1, złożona z szeregu stykających się pontonów o długości 6,22 m, szerokości 2,0 m i wysokości całkowitej 1,01 m (opis pojedynczego pontonu zamieszczono w [7]). Rozwiązanie takie ułatwia transport konstrukcji, w pewnym zakresie umożliwia modyfikację jej długości, usprawnia prefabrykację, a także pozwala na wymianę pojedynczego, uszkodzonego pontonu. W związku z tym, że na platformie zamierzano zabudować lekki budynek szkieletowy z profili cienkościennych, charakteryzujący się dość małą sztywnością, odpowiednią sztywność należało nadać platformie przez połączenie pontonów górą i do-



Photo 1. Floating hotel
 Fot. 1. Pływający hotel

¹⁾ Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

* Correspondence address: grzegorz.gremza@polsl.pl

form was to be ensured by top and bottom connections between the pontoons. Because test results for joints similar to the proposed ones were not available, the conducted tests were to determine their load-bearing capacity and stiffness.

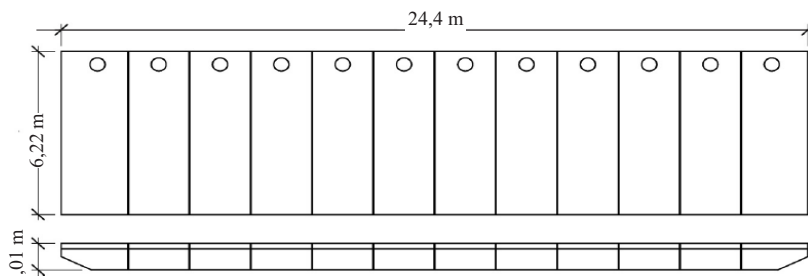


Fig. 1. Pontoon layout
Rys. 1. Układ pontonów

łem. Ze względu na to, że wyniki badań styków, o podobnym ukształtowaniu jak zaproponowane, nie były ogólnie dostępne, przeprowadzono badania doświadczalne mające na celu określenie ich nośności i sztywności.

Test elements and the test procedure

Due to organizational aspects, a decision was made to reduce a length of pontoons used in the tests. To avoid any interpretation problems, the size of stress concentration zone and wall deformations in the vicinity of connections were calculated during the preparation phase. Dimensions of pontoons used in the tests were selected to provide a clear distance between them, and simultaneously to keep the original size of the wall panel between the corner and the frame. Finally, a decision was made to prepare pontoons with a size reduced from 6.22 m to 1.00 m (Fig. 2a).

The complete joint was composed of two non-symmetrical end plates with bolts, placed in bottom corners of the pontoons (Fig. 2b), C160 channels connected to the deck grating in the top part of the platform (Fig. 2c), and additionally intermediate connections with M16-8.8 bolts between webs of C200 channels in the grating through two narrow steel plates (Fig. 2a and 2c). The connection was partially prestressed by exerting the initial tensions of ca. 55 kN on the M16-10.9 bolt in the HV system (this solution was proposed by a designer to minimize the risk of loosening the nut). Bolts and tightness conditions were the same as in end-plate connections separated from the construction, the laboratory tests and numerical analysis conducted on them were presented in the paper [7]. Tensile testing was the base to determine the average value of yield strength of steel decking $t = 5$ mm (Fig. 2a) of $R_{ch} = 268.3$ MPa, and of end-plates

Elementy próbne i przebieg badania

Ze względu ograniczenia organizacyjne zdecydowano o zmniejszeniu długości pontonów użytych do badań. Chcąc uniknąć wątpliwości interpretacyjnych, na etapie przygotowań oszacowano obliczeniowo wielkości obszarów spiętrzenia naprężeń oraz deformacji ścian w pobliżu połączeń. Wymiary pontonów użytych w próbach dobrano w taki sposób, aby były wyraźnie oddalone od siebie, jednocześnie zachowując oryginalny wymiar panelu ściany między narożem a wręgą. Ostatecznie zdecydowano o wykonaniu pontonów skróconych z 6,22 m do 1,00 m (rysunek 2a).

Na całość styku składały się dwa niesymetryczne doczołowe połączenia śrubowe zlokalizowane w dolnych narożach pontonów (rysunek 2b), ceowniki C160 łączone do rusztu pokładowego zabudowanego w górnej części platformy (rysunek 2c) oraz dodatkowo pośrednie połączenia na śruby M16-8.8 między środnikami ceowników C200 rusztu przez dwie wąskie przekładki stalowe (rysunek 2a i rysunek 2c). Zastosowano częściowe sprężenie połączenia podczas montażu, wprowadzając w śrubie M16-10.9 systemu HV napięcie wstępne ok. 55 kN (projektant zaproponował takie rozwiązanie w celu ograniczenia ryzyka luzowania nakrętki). Śruby i warunki dokręcenia były identyczne jak w wydzielonych z konstrukcji połączeniach doczołowych, których badania laboratoryjne i analizę numeryczną omówiono w [7]. W próbach rozciągania określono średnią wartość granicy plastyczności blach poszycia $t = 5$ mm (rysunek 2a) na

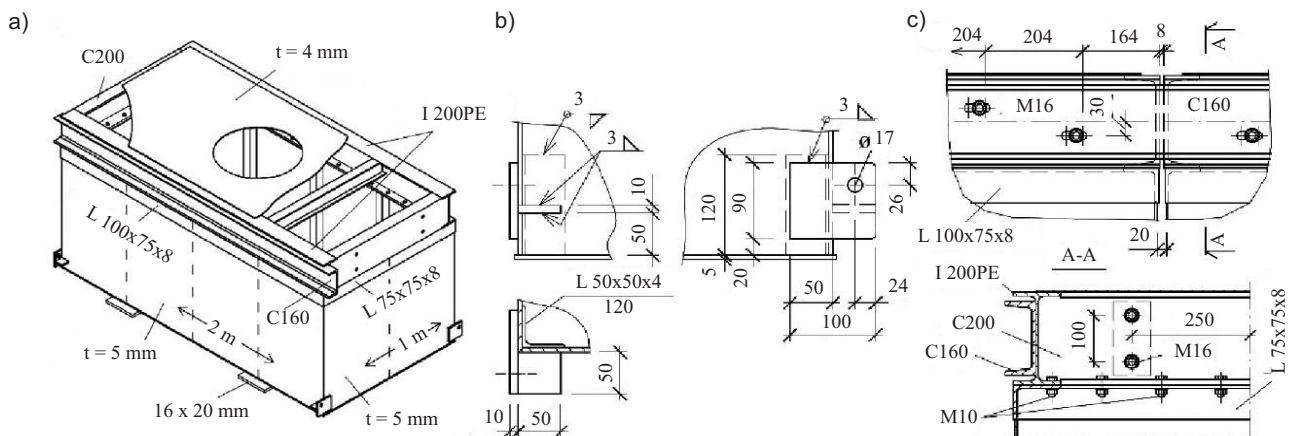


Fig. 2. Pontoon used in tests: a) axonometry; b) bottom connection; c) top connection
Rys. 2. Ponton użyty w badaniach: a) aksonometria; b) połączenie dolne; c) połączenie górne

and a rib $t = 10$ mm (Fig 2b) in bottom connections was $R_{eff} = 325.4$ MPa.

Three pontoons A, B, and C with side walls marked as I and II were used for the tests (Fig. 3a). They were connected into sets with a length of $3 \times 2.00 = 6.00$ m, which were simply supported by linear supports in the form of two rollers at the spacing of 5.00 m in the plane of frames and additionally designed horizontal sheets 16×200 mm. The load F was applied using the hydraulic cylinder fixed to the standframe in a chosen plane of the joint between pontoons, and symmetrically distributed on both sides of the set through the beam.

The tests were performed in three configurations: S1, S2, and S3. Test in the S1 and S2 configurations were performed on the set in the A-B-C configuration, where the force F was applied to the BC joint in the configuration S1, and to the AB joint in the S2 configuration. Prior to the tests in the S2 configuration, two strengthening plates from flat bars were welded to the bottom of the BC joint, just above end-plate connections in the S1 configuration, which were deformed during the tests. When the test in the S2 configuration was completed, the set was partially disassembled and again assembled in the B-C-A configuration. Then, the force F was applied to the AC joint. In all the tests the same C160 channels connected to grating beams of the pontoons along their top edge were used (Fig. 2c) The connections were marked as AC/I (joint between pontoons A and C, wall I), AC/II, BC/I, BC/II, AB/I, AB/II.

Vertical displacements of the examined set were measured with four displacement sensors placed in the centre pontoon below its bottom (C2 and C3 at the most loaded joint, C1 and C4 in other corners). Pairs of horizontal displacement sensors C5 and C7, and C6 and C8 fixed to the top and bottom surfaces of floats in the wall plane were used to monitor relative changes in the joint gap (Fig. 3a and 3b). Strains were measured on both sides of the set with strain gauges at points T1, T2, and T5 in bottom connections, and in S2 and S3 configurations also at points T7 and T8 in the channels (Fig. 3b). The force F was measured with a dynamometer placed between the jack and the beam. The conducted tests did not include the dynamic effect of waving, which can be neglected in designing inland waterway vessels [3].

$R_{eff} = 268,3$ MPa, a blach czołowych i żeberka $t = 10$ mm (rysunek 2b) użytych na połączenia dolne $R_{eff} = 325,4$ MPa.

W badaniach wykorzystano trzy pontony A, B i C, ze ścianami bocznymi oznaczonymi jako I i II (rysunek 3a). Pontony te zestawiano w zespoły o długości $3 \times 2,00 = 6,00$ m, które podpierano swobodnie na podporach liniowych w postaci dwóch wałków umieszczonych w rozstawie 5,00 m, w płaszczyźnie występowania wręg i dodatkowo zaprojektowanych blach poziomych 16×200 mm. Obciążenie F przykładano za pomocą siłownika hydraulicznego zamocowanego do ramy usytuowanej w wybranej płaszczyźnie styku pontonów, rozkładając je symetrycznie za pomocą trawersu na dwa boki zestawu.

Badania wykonano w trzech ustawieniach: S1; S2 i S3. W ustawieniach S1 i S2 badaniom poddano zespół w układzie A-B-C, przy czym w ustawieniu S1 siłę F przykładano w styku BC, a w ustawieniu S2 – w styku AB. Przed wykonaniem badania w ustawieniu S2, tuż nad zdeformowanymi w trakcie badania w ustawieniu S1 połączeniami doczołowymi u dołu styku BC przyspawano nakładki wzmacniające z płaskowników. Po wykonaniu badania w ustawieniu S2 zestaw częściowo zdemontowano i złożono ponownie w układzie B-C-A, przykładając następnie siłę F w styku AC. We wszystkich próbach użyto tych samych ceowników C160 łączonych z pontonami wzdłuż ich górnej krawędzi do belek rusztu (rysunek 2c). Połączenia określano jako AC/I (styk pontonów A i C, ściana I), AC/II, BC/I, BC/II, AB/I, AB/II.

Pomiaru pionowych przemieszczeń u badanego zespołu dokonywano za pomocą czterech czujników indukcyjnych rozmieszczonych w narożach pontonu środkowego pod jego dnem (C2 i C3 przy bardziej obciążonym styku, C1 i C4 w pozostałych narożach), natomiast pary czujników poziomych C5 i C7 oraz C6 i C8 zamocowanych na górnej i dolnej powierzchni pływaków w płaszczyźnie ścian umożliwiały śledzenie względnych zmian prześwitu w styku (rysunki 3a i 3b). Po obu stronach zestawu prowadzono także pomiar odkształceń za pomocą tensometrów w punktach T1, T2 i T5 w połączeniach dolnych, a w ustawieniach S2 i S3 także w punktach T7 i T8 na ceownikach (rysunek 3b). Pomiaru siły F dokonywano za pomocą siłomierza umieszczonego między siłownikiem i trawersem. Badania prowadzono, nie uwzględniając dynamicznego wpływu falowania, które w projektowaniu jednostek śródlądowych można pomijać [3].

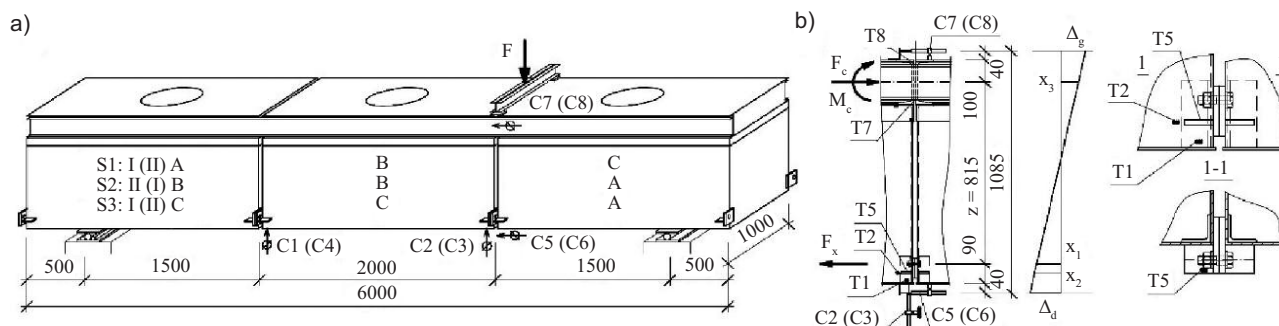


Fig. 3. Test set-up: a) axonometry; b) position of strain gauges and sensors in joint

Rys. 3. Badany zestaw: a) aksonometria; b) położenie tensometrów i czujników w styku

The analysis of distribution of internal forces

Based on reading from strain gauges adhered to bottom and top flanges in the C160 channels, they were found to remain elastic during the tests. The following equations were used to determine axial forces $F_{c,i}$ and moments $M_{c,i}$ observed in these channels (Fig. 3b):

$$F_{c,i} = A_c(\varepsilon_{d,i} + \varepsilon_{g,i})/2 \quad (1)$$

$$M_{c,i} = \kappa E_c I_c = (\Delta\varepsilon/h_c)E_c I_c = ((\varepsilon_{d,i} - \varepsilon_{g,i})/h_c)E_c I_c \quad (2)$$

where:

$\varepsilon_{g,i}$ – deformation measured at the top flange;

$\varepsilon_{d,i}$ – deformation measured at the bottom flange;

I_c, A_c – moment of inertia and cross-section area of the channel;

h_c – a height of the channel;

E – Young's modulus (assumed value $E = 210$ GPa), $i = I$ or $i = II$ – wall number.

A sum of bending moments in the channels in the final stage of loading was estimated to be approx. 14% of the total moment, whereas this contribution did not exceed a few percent in the initial phase of the tests.

The force acting on the bolt axis level was determined from the following equation:

$$F_{x,i} = (M/2 - M_{c,i})/z \quad (3)$$

where:

z – distance in a plane view between the bolt axis in the bottom joint and the axis of the C160 channel (and the packing plates) equal to 815 mm;

M – total moment of the force F acting on the set-up, where $M = 1.05F$ [kNm];

$M_{c,i}$ – the moment at the i -th channel as in the equation (2).

The exemplary diagram presenting the determined forces in bottom connections and the channels in the S3 configuration is shown in Fig. 4. A course of unloading the bottom connection was linear in the function of the decreasing total moment, resulting from external load with the force F , and the residual force was approx. 11 kN on each side. The residual moment in both channels after elastic unloading of the system was determined to be approx. 18 kNm in the AC joint, and an increase in the residual moment in the AB joint for the S2 configuration was estimated to be approx. 16 kNm.

As the sums of forces in the channels in the second phase of tests were lower than the values determined for the bottom connection, the equilibrium states showed that the remaining part of the force had to be transmitted through the packing plates between the pontoons placed in their top part. A sum of forces transmitted through the packing plates can be, if required, determined from the following equation:

$$F_p = (F_{x,I} + F_{x,II}) - (F_{c,I} + F_{c,II}) \quad (4)$$

Maximum tensile forces at the bottom connection, reached during the tests and determined from the equation (3) were 120 kN for the S2 configuration (without the residual force from the previous test) and 140 kN for the S3 configuration (115 and

Analiza rozdziału sił wewnętrznych

Na podstawie odczytów z tensometrów naklejonych na półkach dolnej i górnej ceowników C160 stwierdzono, że w trakcie badania pozostawały one w stanie sprężystym. Pozwoliło to oszacować występujące w tych ceownikach wartości sił osiowych $F_{c,i}$ i momentów $M_{c,i}$, za pomocą wzorów (rysunek 3b):

$$F_{c,i} = A_c(\varepsilon_{d,i} + \varepsilon_{g,i})/2 \quad (1)$$

$$M_{c,i} = \kappa E_c I_c = (\Delta\varepsilon/h_c)E_c I_c = ((\varepsilon_{d,i} - \varepsilon_{g,i})/h_c)E_c I_c \quad (2)$$

gdzie:

$\varepsilon_{g,i}$ – odkształcenie zmierzone na półce górnej;

$\varepsilon_{d,i}$ – odkształcenie zmierzone na półce dolnej;

I_c, A_c – moment bezwładności i pole przekroju ceownika;

h_c – wysokość ceownika;

E – moduł Younga (przyjęto $E = 210$ GPa), $i = I$ albo $i = II$ – numery ścian.

Sumę momentów zginających w ceownikach w końcowej fazie obciążania oszacowano na ok. 14% momentu całkowitego, natomiast w początkowej fazie badania udział ten nie przekraczał kilku procent.

Wartość siły działającej w poziomie osi śruby oszacowano wg wzoru:

$$F_{x,i} = (M/2 - M_{c,i})/z \quad (3)$$

gdzie:

z – odległość w rzucie pionowym między osią śruby w styku dolnym a osią ceownika C160 (i przekładek) równa 815 mm;

M – całkowity moment pod siłą F działającą na zespół, przy czym $M = 1,05F$ [kNm];

$M_{c,i}$ – moment w i -tym ceowniku jak we wzorze (2).

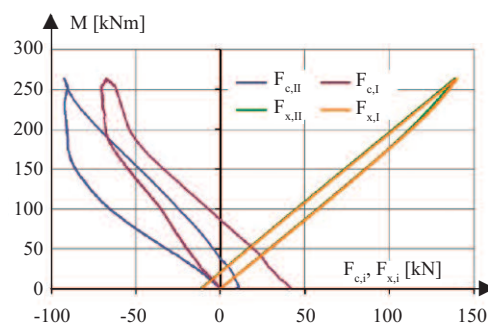


Fig. 4. Force changes in channels and in bottom connections in joint AC, configuration S3
Rys. 4. Przebieg zmian sił w ceownikach i w połączeniach dolnych w styku AC w ustawieniu S3

Przykładowy wykres ilustrujący oszacowane wartości sił w połączeniach dolnych i ceownikach w ustawieniu S3 przedstawiono na rysunku 4. Jak można zauważyć, przebieg odciążania połączenia dolnego był liniowy w funkcji spadającego momentu całkowitego, wynikającego z obciążenia zewnętrznego siłą F , a pozostająca siła resztkowa wynosiła ok. 11 kN po każdej stronie. Wartość momentu resztkowego w obu ceownikach po sprężystym odciążeniu układu oszacowano w styku AC na ok. 18 kNm, a przyrost momentu resztkowego w badaniu

w styku AB w ustawieniu S2 na ok. 16 kNm.

W związku z tym, że sumy sił w ceownikach w drugiej fazie badania były mniejsze niż oszacowane w połączeniu dolnym, to z warunków równowagi wynika, że pozostała część siły musiała być przenoszona przez przekładki między pontonami umieszczone w ich górnej części. Sumę przekazywanych przez przekładki sił można w razie potrzeby oszacować ze wzoru:

$$F_p = (F_{x,I} + F_{x,II}) - (F_{c,I} + F_{c,II}) \quad (4)$$

Maksymalne wartości sił rozciągających połączenie dolne, osiągnęte w badaniu, szacowane wg wzoru (3) wynosiły 120 kN w ustawieniu S2 (bez siły resztkowej pozostałej z poprzedniego badania) i 140 kN w ustawieniu S3 (odpowiednio 115 i 134 kN

134 kN, respectively with reference to the rib axis at $z = z'' = 815 + 34 = 849$ mm) and were close to values reached during the tests on separated elements [7] (from 121 to 130 kN). Theoretical load-bearing capacity of the end-plate connection, determined from the equations provided by [8] for the external row of bolts with stiffener, divided by two, adopting the guaranteed load-bearing capacity of bolt class 10.9, mean yield strength of the plate with a thickness $t = 10$ mm of $f_y = 325.4$ MPa and partial factor $\gamma_{M0} = 1.0$, was $0.5F_{T,Rd} = 76.0$ kN, which contributed to approx. 60% of the maximum load.

Analysis of behaviour of the end-plate joint

Fig. 5a and 5b illustrate the curves of load-strain for the BC, AB, and AC connections in the walls I and II for the S1, S2, and S3 configurations respectively with reference to the moment load from the force F. Evaluation of the moment of plasticization of the pontoon sheeting was based on the reading from strain gauges at points T2 behind of ribs. Assuming that mean yield strength of the sheeting at the moment of plasticization was 1.3 mm/m, the mean value of approx. 79.8 kN (Table 1) was determined from the equation (3), however this force did not correspond to the force in the bolt due to a significant prying effect [7]. Moreover, the elastic load-bearing

w odniesieniu do osi żeberka przy $z = z'' = 815 + 34 = 849$ mm) i były zbliżone do osiąganych w badaniu elementów wydzielonych [7] (od 121 do 130 kN). Teoretyczna nośność połączenia czołowego liczona wg wzorów z [8], jak w przypadku skrajnego szeregu śrub w pobliżu żebra, podzielona przez dwa, przy założeniu średniej granicy plastyczności blachy grubości $t = 10$ mm wynoszącej $f_y = 325,4$ MPa, współczynnika częściowym $\gamma_{M0} = 1,0$ i gwarantowanej nośności śruby klasy 10,9 wynosiła $0,5F_{T,Rd} = 76,0$ kN, co stanowiło ok. 60% obciążenia maksymalnego.

Analiza pracy styku doczołowego

Na rysunku 5a oraz 5b przedstawiono krzywe obciążenie – odkształcenie w przypadku połączeń BC, AB i AC na ścianach I i II, odpowiednio w ustawieniach S1, S2 i S3, w odniesieniu do obciążenia momentem od siły F. Podstawą do oceny momentu uplastycznienia poszycia pontonów były odczyty z tensometrów w punktach T2 na przedłużeniu żeberek. Zakładając średnią wartość odkształcenia blachy w chwili uplastycznienia wynoszącą 1,3 mm/m, wg wzoru (3) uzyskano wartość średnią ok. 79,8 kN (tabela 1), przy czym ze względu na znaczny efekt dźwigni nie jest to siła tożsama z siłą w śrubie [7]. Ponadto stwierdzono, że wartości nośności sprężystej

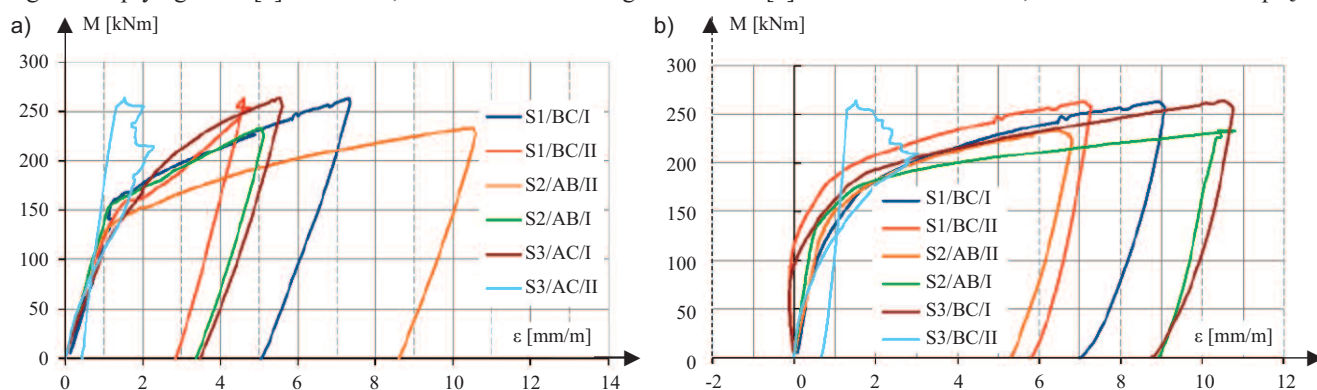


Fig. 5. Strain gauges readings at points: a) T2; b) T5 (Fig. 3b)
Rys. 5. Odczyty z tensometrów w punktach: a) T2; b) T5 (rysunek 3b)

capacity of the connection was found to be slightly lower and equal to approx. 50% of the total load-bearing capacity.

Despite its limited length, the horizontal rib took significant stresses, effectively stiffening the end plate, which was reflected in reading from the strain gauges at point T5 – Fig. 5b. No opening the plates near the threaded portion of the bolt (Photo 2) was visible to the naked eye after the tests, while its slight bent was noticeable when the bolt was removed. An opening of end plates up to 8 mm was observed within a distance of the bolt axis. Cracks of vertical welds between the end plate and the pontoon wall were observed in some connections, re-

Table 1. Values of loads estimated in the joint accompanying the plasticization of the walls
Tabela 1. Wartości obciążeń oszacowanych w połączeniu towarzyszące uplastycznieniu ścianek

Connection (set-up/joint/wall)/Połączenie (ustawienie/styk/ściana)	Force F_{xi}^* [kN] from the equation (3), accompanying the plasticization at points T1, T2, and T5/Siła F_{xi}^* [kN] wg wzoru (3), towarzysząca uplastycznieniu w punktach T1, T2, i T5		
	T1	T2	T5
S1/BC/I	-95,8	-99,0	-94,8
S1/BC/II	-95,2	-89,9	-119,4
S2/AB/II	-	79,6/84,9	91,5/98,7
S2/AB/I	110,5/123,3	88,9/97,1	94,1/103,1
S3/AC/I	114,5/124,4	75,8/80,7	100,2/108,0
S3/AC/II	117,6/130,2	74,9/79,9	87,4/81,4

* including bending of channels/without bending of channels/ z uwzględnieniem zginania ceownika/bez zginania ceownika

zycznej połączenia były nieco mniejsze i wynosiły ok. 50% nośności całkowitej.

Poziome żeberko, pomimo niewielkiej długości, przejmowało znaczne naprężenia, skutecznie usztywniając blachę czołową, co ma swoje odbicie w odczytach tensometrycznych w punkcie T5 – rysunek 5b. Po badaniu nie stwierdzano widocznego gołym okiem rozwarcia blach w pobliżu trzpienia śruby (fotografia 2), natomiast po wyjęciu śruby zauważalne było jej lekkie wygięcie. W oddaleniu od osi śruby stwierdzano rozwarcia blach czołowych wynoszące do 8 mm. W części połączeń obserwowano pęknie-

sulting in reduced stiffness of that connection. In such connections, end plates were asymmetrically deformed (Photo 2), and the cracks were observed on the side of the nut. The type of deformation of the end plate confirmed the presence of the bending moment of plastification, both along its vertical edge and in the joint with the rib. Hence, the yield lines could be included in the calculations, as in case of row of bolts with the stiffened edge in the end-plate joint of the beams according to the model described in [8] and [9].

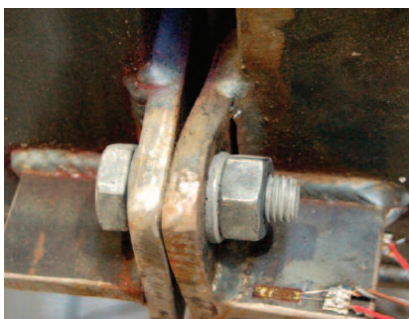


Photo 2. Typical deformation of end plates (T5 strain gauge visible) with a crack at the edge of the vertical weld

Fot. 2. Typowa deformacja blach czołowych (widoczny tensometr T5) z pęknięciem przy brzegu spoiny pionowej

cia spoin pionowych między blachą czołową a ścianą pontonu, co powodowało redukcję sztywności połączenia. W połączeniach tych blachy czołowe odkształciły się w sposób niesymetryczny (fotografia 2), a pęknięcia pojawiały po tej stronie, po której była nakrętka. Postać deformacji blachy czołowej potwierdza występowanie plastycznego momentu zginającego zarówno wzdłuż jej krawędzi pionowej, jak i w styku z żeberkiem, co pozwala przyjąć w obliczeniach linie załomu, jak w przypadku zewnętrznego szeregu śrub z usztywnioną krawędzią w połączeniu doczołowym belek wg modelu opisanego w [8] i [9].

Analysis of rotations in the joint

Mutual rotations of pontoons in the joint could be estimated in two ways: directly by dividing a sum of changes in the gap by a vertical spacing of axes of the transducers C5 and C6, and C7 and C8 equal to 1.085 m in the joint subjected to the force F (Fig. 3b), and indirectly on the basis of a difference in vertical displacements between the measurement points C1 and C2, C3 and C4, and the supports, after deducting the calculated effect of shear and flexural deformation, as in case of the beam without joints. There is a slight difference in results obtained from these two approaches.

Fig. 6 shows a course of displacements u including deformations remaining after the test on the previous configuration and values of rotation θ , determined on their basis. Because of the adopted method of testing, two primary loading cycles were analysed in the joint AB – with smaller load in the S1 configuration (42.9% of load applied to the joint BC), and greater load in the S2 configuration. A relatively wide linear range of the moment-rotation relationship was observed in that joint in the S2 configuration, which indicated the adaptation of the structure. When the load equal to approx. 43% of the maximum load was applied and then discharged, than at the repeated load the linear-elastic behaviour of the joint was observed within a range up to approx. 50% of the maximum load. The joint BC was also loaded in two cycles, but after welding the strengthening plates the result concerning rotation was neglected after the test performed on the S1 configuration.

Analiza obrotów w styku

Wzajemne obroty pontonów w styku można było oszacować dwójako: bezpośrednio przez podzielenie sumy zmian prześwi-tu przez rozstaw pionowy osi czujników C5 i C6 oraz C7 i C8 wynoszący 1,085 m w styku pod siłą F (rysunek 3b) oraz pośrednio na podstawie różnicy przemieszczeń pionowych u między punktami pomiarowymi C1 i C2, C3 i C4 oraz podporami, po obliczeniowym odjęciu wpływu odkształcenia postaciowego i giętnego, jak dla belki bez styków, uzyskując niewielkie róż-nice z obu podejść.

Na rysunku 6 przedstawiono przebiegi przemieszczeń u z uwzględnieniem deformacji pozostających po badaniu w poprzednim ustawieniu oraz wartości obrotów θ oszacowane na ich podstawie. Ze względu na przyjęty sposób badania, w styku AB można było przeanalizować dwa podstawowe cyk-le obciążenia – mniejszy w ustawieniu S1 (42,9% obciążenia styku BC) i większy w ustawieniu S2. W tym styku, przy obciążeniu w ustawieniu S2, wystąpił dość znaczny zakres liniowy zależności moment – obrót, co wskazuje na przy-stosowanie konstrukcji. Po przyłożeniu obciążenia równego ok. 43% obciążenia maksymalnego i odciążeniu, przy ponownym obciążeniu obserwowano liniowo-sprężystą pracę styku w zakresie do ok. 50% maksymalnego obciążenia. Styk BC był także obciążany w dwóch cyklach, ale po dospawaniu nakład-ek wzmacniających po badaniu w ustawieniu S1 wynik doty-czący obrotu został pominięty.

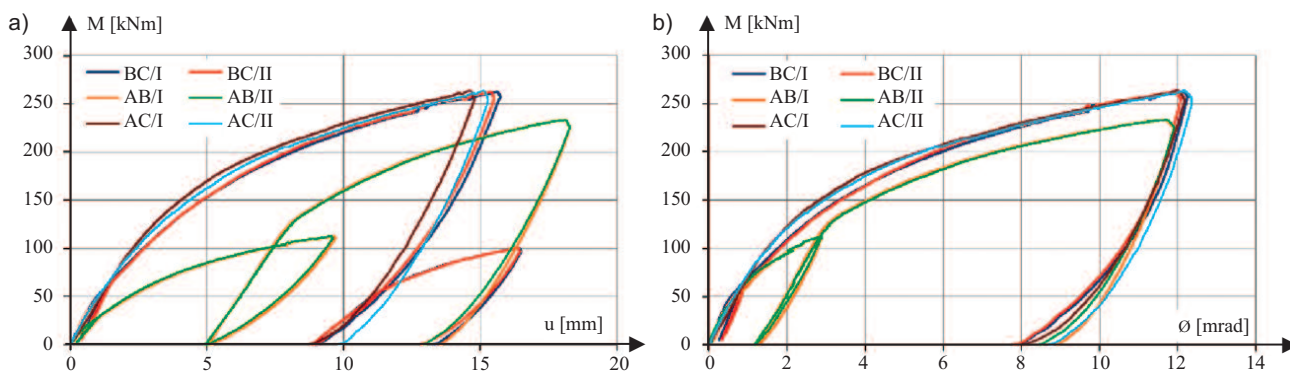


Fig. 6. Relationships in joint: a) moment – deflection; b) moment – rotation

Rys. 6. Zależności w styku: a) moment – ugięcie; b) moment – obrót

Table 2 presents values of secant stiffness S_j under maximum load and stiffness $S_{j,ini}$ determined from tangent to the initial part of the downward section of the curve $M-\theta$, determined from changes in gaps using the result from linear regression between 95 and 85% of the maximum load as the approximation. The examined types of stiffness were characterized by relatively small variation – the variation factor was 3.2% for $S_{j,ini}$ and 4.2% for S_j .

An example of the moment-rotation relationship for the joint AC determined from measurements taken with transducers C5 and C7 in the wall I, is shown in Fig. 7. There is also the diagram described by the equation $M = S_j \cdot \theta$, where secant stiffness is expressed as:

$$S_j = 2z / (1/K_d + 1/K_g) \quad (5)$$

where:

K_g – stiffness at a height of the channel axis, which was assumed to be equal to 1010 [kN/mm] for the diagram shown in the Fig. 7;

K_d – stiffness of the bottom connection, changeable according to the equation (6):

$$K_d = 16,2 + 60,3(1 - M/M_{max}) \quad (6)$$

Values for the equation (6) were chosen as mean values from the tests on the layouts S2 and S3, where changes in the gap for the level x_1 (Fig 3b) and force values determined from the equation (3) were taken into account. The initial value $K_d = 76.5$ kN/mm was close to the value of 82.5 kN/mm determined for the numerical model of connection described in [7].

Conclusions

The examined joints of the pontoons were characterized by clearly non-linear relationship between the moment and the rotation ($M-\theta$). Thus, the approach specified in Eurocode [8] that the initial stiffness $S_{j,ini}$ may be taken if 2/3 of joint capacity is not exceeded, is not applicable in this case. On the other hand, the joint had a linear behaviour when subjected to repeated load. Non-linearity of the pontoon joints under the initial load was not only related to plastic deformation, as the reduction of clearance between connections of the C160 channels, where oval openings were used for bolts (Fig. 2c), also played some role.

Connection zones in bottom corners of the pontoons were plasticized under the load similar to the load-bearing capacity of the connections with end-plates according to [8]. Load-bearing capacity of the connection on one side of the pontoon may be safely determined as the load-bearing capacity of the external stiffened rows of bolts in a typical connection with

Table 2. Initial stiffnesses estimated from the sloping curve and ultimate secant stiffnesses for the contacts (per wall I or II)

Tabela. 2. Sztywność początkowa oszacowana na podstawie krzywej opadającej i końcowa sztywność sieczna w przypadku styków (dane dotyczą ściany I lub II)

Layout/Ustawienie	S1		S2		S3		Mean/ Średnio
	BC/I	BC/II	AB/II	AB/I	AC/I	AC/II	
$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	55,5	55,2	51,1	53,4	52,5	55,9	53,9
S_j [kNm/rad]	12,68	12,28	11,56	11,00	12,01	12,23	11,96

na podstawie zmian prześwitów, wykorzystując jako przybliżenie wynik regresji liniowej między 95 a 85% obciążenia maksymalnego. Badane rodzaje sztywności charakteryzują się niewielkim rozrzutem – wskaźnik zmienności wynosi 3,2% w przypadku $S_{j,ini}$ oraz 4,2% w przypadku S_j .

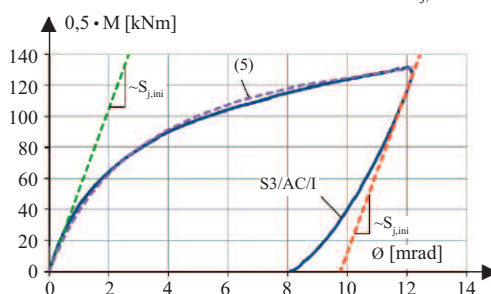


Fig. 7. $M-\theta$ plot for the joint AC with tangents and overlaid curve according to formula (5)

Rys. 7. Wykres $M-\theta$ w przypadku styku AC ze stycznymi i nałożoną krzywą wg zależności (5)

zmieniająca się zgodnie z wzorem (6):

$$K_d = 16,2 + 60,3(1 - M/M_{max}) \quad (6)$$

Wartości liczbowe we wzorze (6) dobrano jako średnie z badań w ustawieniach S2 i S3, gdzie brano pod uwagę zmiany prześwitu w poziomie x_1 (rysunek 3b) oraz siły obliczane wg wzoru (3). Początkowa wartość $K_d = 76,5$ kN/mm jest zbliżona do wartości 82,5 kN/mm uzyskanej w modelu numerycznym połączenia, opisanym w [7].

Podsumowanie

Analizowane styki pontonów charakteryzowały się wyraźnie nieliniową charakterystyką moment – obrót ($M-\theta$). Nie ma tu zatem zastosowania podejście wg Eurokodu [8], zgodnie z którym do 2/3 nośności węzła można stosować sztywność początkową $S_{j,ini}$. Z drugiej strony, styk charakteryzował się liniowym zachowaniem przy ponownym obciążeniu. Nieliniowość styków pontonów przy ich pierwszym obciążeniu nie była związana jedynie z odkształceniami plastycznymi, gdyż pewną rolę odgrywało wytracanie luzów w połączeniach ceownika C160, gdzie pod śruby zastosowano otwory owalne (rysunek 2c).

Uplastycznianie obszarów połączeń w dolnych narożach pontonów następowało przy obciążeniu zbliżonym do nośności połączenia doczołowego wg [8]. Nośność połączenia po jednej stronie pontonu można zatem bezpiecznie wyznaczać, jak nośność zewnętrznego usztywnionego szeregu śrub w typowym połączeniu doczołowym wg założeń Eurokodu [8] i dzieląc uzyskaną wartość przez dwa. Rzeczywista nośność

W tabeli 2 zestawiono sztywność sieczną S_j przy maksymalnym obciążeniu oraz sztywność $S_{j,ini}$ oszacowaną na podstawie prostej stycznej do początkowej części opadającego fragmentu krzywej $M-\theta$, ustalonej

Przykładową zależność moment – obrót w przypadku styku AC uzyskaną na podstawie pomiarów czujników C5 i C7 w ścianie I, przedstawiono na rysunku 7, na który nałożono również wykres opisany równaniem $M = S_j \cdot \theta$, gdzie sztywność sieczną wyrażono wzorem:

$$S_j = 2z / (1/K_d + 1/K_g) \quad (5)$$

gdzie:

K_g – sztywność na wysokości osi ceownika, którą przy tworzeniu wykresu z rysunku 7 przyjęto jako równą 1010 [kN/mm];

K_d – sztywność połączenia dolnego,

the end-plate as specified in Eurocode [8]. Then, the obtained value should be divided by two. The actual load-bearing capacity of the connection is greater than the value determined from equations specified in Eurocode, which can be related to a slightly different behaviour of the connection with end plates which are clearly thinner than the bolt diameter. Similar observations were described in the papers [10 – 12].

The tests were conducted on the model with a reduced number of panels in the wall, but with unmodified dimensions of the panel and the frame construction (a decision was made not to scale the model). The test results are considered to be reliable as in the area of the wall panel, between the pontoon corner and the first frame, any deformation of the sheeting caused by the connection completely disappeared. Fatigue tests (not described in this paper) were performed independently on separated connections.

Prace badawczo-rozwojowe przedstawione w artykule powstały w ramach realizacji projektu nr POIR. 01.01.01-00-0087/18 pt. „Opracowanie innowacyjnej modułowej konstrukcji pływającej o funkcjonalnościach hotelu wraz z systemem inteligentnego zarządzania”.

Received: 24.06.2024
Revised: 15.07.2024
Published: 21.08.2024

połączenia jest większa, niż wynikałoby to z zastosowania wzorów z Eurokodu, co może być związane z nieco innym charakterem pracy połączenia z wyraźniej cieńszymi blachami czołowymi niż średnica śruby. Podobne spostrzeżenia przedstawiono w [10 – 12].

Badania prowadzono na modelu ze zmniejszoną liczbą paneli w ścianie, ale przy niezmiennych wymiarach panelu oraz konstrukcji węgry (zdecydowano się nie skalować modelu). Wyniki badań potraktowano jako miarodajne, ponieważ w obrębie panelu, między narożem pontonu a pierwszą węgą, zanikały całkowicie deformacje poszycia związane z obecnością połączenia. Odrębnie wykonano badania zmęczeniowe wydzielonych połączeń (nieopisywane w artykule).

Prace badawczo-rozwojowe przedstawione w artykule powstały w ramach realizacji projektu nr POIR. 01.01.01-00-0087/18 pt. „Opracowanie innowacyjnej modułowej konstrukcji pływającej o funkcjonalnościach hotelu wraz z systemem inteligentnego zarządzania”.

Wpłynął do redakcji: 24.06.2024 r.
Otrzymał poprawiony po recenzjach: 15.07.2024 r.
Opublikowano: 21.08.2024 r.

Literature

- [1] Miszewska E. Współczesne trendy i strategię rozwoju Mieszkalnych Obiektów Pływających w Polsce. Praca doktorska, Gdańsk 2023.
- [2] Kuryłek A. Osiedla na wodzie na przykładzie Waterbuurt w Amsterdamie. Przestrzeń i Forma 2016; DOI: 10.21005/pif.2016.27.C-08.
- [3] Polski Rejestr Statków. Przepisy klasyfikacji i budowy statków śródlądowych. Część II: Kadłub. Gdańsk 2015.
- [4] Karczewski A, Piątek Ł. The influence of the cuboid float's parameters on the stability of a floating building. Polish Maritime Research. 2020; <https://doi.org/10.2478/pomr-2020-0042>.
- [5] Trzcińska K, Szymczak-Graczyk A, Ksít B. Analiza stateczności pontonu w zależności od konstrukcji budynku pływającego. Materiały Budowlane. 2024 2(618): 86 – 88.
- [6] Kuryłek A. Aspekty prawne realizacji oraz rejestracji obiektów sytuowanych na wodzie. Inżynieria Morska i Geotechnika. 2017; 1: 3 – 7.

- [7] Swierczyńska S, Gremza G, Słowiński K. Analiza MES i badania nośności do-raznej doczołowych połączeń stalowych pontonów stanowiących platformę budynku nawodnego. Materiały Budowlane 2024 (w procesie redakcyjnym).
- [8] PN-EN 1993-1-8. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [9] Joints in steel construction: Moment-resisting Joints to Eurocode 3. Publication P398. The British Constructional Steelwork Association.
- [10] Girao Coelho AM, Bijlaard F, Silva LS. Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections. Engineering Structures. 2004 26: 1185 – 1206.
- [11] Ózkılıç YO. Investigation of the effects of bolt diameter and end-plate thickness on the capacity and failure modes of end-plated beam-to-column connections. Res. Eng. Struct. Mater. 2021; <http://dx.doi.org/10.17515/resm2021.275st0315>.
- [12] Barcewicz W. Sztywność, nośność i zdolność do obrotu pewnej klasy węzłów w konstrukcjach stalowych ze stropami zespolonymi. Praca doktorska, Warszawa 2010.