

dr inż. Szymon Swierczyna^{1)*}

ORCID: 0000-0001-9593-0590

dr inż. Grzegorz Gremza¹⁾

ORCID: 0000-0001-8336-8094

dr inż. Kamil Słowiński¹⁾

ORCID: 0000-0002-4225-520X

FEM analysis and experimental tests of steel platform connection of a floating hotel

Analiza MES i badania doświadczalne połączenia platformy stalowej hotelu pływającego

DOI: 10.15199/33.2024.10.08

Abstract. The subject of the research was the detail of connection of steel pontoons which are the supporting platform of a floating building. The parameters of this asymmetrical end-plate joint with one bolt adopted at the design stage required confirmation by experimental tests and numerical analyses. The aim of the tests was to determine the ultimate load-bearing capacity of the connection, estimate its initial translational stiffness, determine the load level for planned fatigue tests and tests of a section of the platform.

Keywords: floating buildings; end-plate bolted joint; FEM analysis; experimental tests.

Streszczenie. Przedmiotem badań było połączenie pontonów stalowych stanowiących platformę nośną budynku pływającego. Przyjęte na etapie projektowym parametry tego niesymetrycznego doczołowego połączenia na jedną śrubę wymagały potwierdzenia na drodze badań doświadczalnych i analiz numerycznych. Celem badań było określenie obciążenia granicznego połączenia, oszacowanie jego początkowej sztywności translacyjnej, ustalenie poziomu obciążenia do planowanych badań zmężeń oraz badań fragmentu platformy.

Słowa kluczowe: budynki pływające; połączenie doczołowe na śruby; analiza MES; badania doświadczalne.

Floating construction on inland water areas is a developing branch of industry [1]. The examined object was on a special floating platform which functioned as the „foundation” for a small hotel (Photo 1). This platform was composed of many pontoons (floats), made from plastic, composites or steel [2].

Joints between pontoons should provide, among others, the adequate integrity and stability of the platform, and the potential connection of floats below the water surface. Such criteria often require non-standard solutions, whose designing process is based on tests [3 ÷ 5]. These tests include numerical analyses of joints and platforms, test on smaller-scale models, and in-situ tests on prototype structures.

This paper describes the connection of steel pontoons which formed the platform of a floating hotel. This design contained the

building on a floating platform on inland water areas to a developing branch of industry [1]. In the examined case the object is built on a special floating platform, which is the „foundation” for a small hotel (photograph 1). The platform consists of many pontoons (floats), which are made of artificial materials, composites or steel [2].

Connections of pontoons should ensure, among others, the integral and stable platform and enable the connection of floats under the water surface. Meeting these criteria often requires non-standard solutions, whose design process is based on tests [3 ÷ 5]. They include numerical analyses of joints and platforms, testing of models at a reduced scale and tests of prototype construction in situ.



Photo. 1. Floating hotel

Fot. 1. Hotel pływający

Photo: authors

Fot. autorzy

The subject of the article is the connection of steel pontoons forming the platform for a floating hotel. In the project, the proposed structural solution is in the form of an asymmetrical connection

¹⁾ Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

^{*} Correspondence address: szymon.swierczyna@polsl.pl

construction detail in the form of asymmetrical joint with the end-plate with one bolt M16 at a thickness of the end plate of 10 mm, which was installed in bottom corners of the pontoon. Such tests are rarely performed; however, they suggest that Eurocode provisions can be adapted to determine load-bearing capacity and stiffness [6]. Joints with relatively thin end plates are characterized with significant susceptibility, which can have an impact on global deformations of the structure [7]. On the other hand, the paper [8] mentioned a negative impact of thin end plates on fatigue load-bearing capacity of joints.

The research programme included determination of ultimate and fatigue load-bearing capacity, and determination of stiffness of the joint. The first stage of tests consisted in developing the numerical model and tensile testing of the joint. The obtained results were used as a base for the second stage of tests, which included tensile testing and testing of joints of full-scale pontoons. This paper presents results for the first stage of tests.

Subject of the research

The subject of the research was the detail of joint of steel pontoons with dimensions shown in Fig. 1. A set of 12 pontoons connected along their longer sides, formed a platform having dimensions of 6.22 x 24.39 m and displacement of nearly 50 tonnes at authorised operational draft of 0.5 m.

A rectangular bath made of welded plates from S235 steel with a thickness of 5 mm, restrained with frames from angle profiles, formed the pontoon. The bottom part of the bath was framed with a flange made of angle profiles L100 x 75 x 8, to which the grate made of profiles IPE200 and C200 braced with bars having a cross-section of RK30x2 was fixed with M10 bolts. The grate was under the cover having a thickness of 4 mm. Originally the pontoons were designed to be connected only along longer sides at a height of the grate by assembling beam webs C200 with M16 bolts class 8.8 at the spacing of 500 mm. To increase the stiffness of the platform, a designer proposed additional end-plate joint in bottom corners of the bath, and designed C160 beams to integrate the grate with the catwalk (Figure 1).

The platform of the floating building in operation was subjected to dead load, weight of the vertical extension, operational load, wind, snow, and buoyancy. As specified in the guidelines [2], the impact of loads was analysed for calm water and a wave, for which bending moments and shear forces were determined

łączenia doczołowego na jedną śrubę M16, przy grubości blachy czołowej 10 mm, które instalowano w dolnych narożach pontonu. Badania tego typu połączeń są rzadkością, wskazują jednak na możliwość adaptacji zapisów Eurokodu do określania ich nośności i sztywności [6]. Połączenia z blachą czołową o stosunkowo niewielkiej grubości cechuje znaczna podatność, która może wpływać na globalne deformacje konstrukcji [7]. Z kolei w [8] zwrócono uwagę na niekorzystny wpływ niewielkiej grubości blach czołowych na nośność zmęczeniową połączeń.

Program badań obejmował określenie nośności doraźnej i zmęczeniowej oraz ustalenie sztywności połączenia. W pierwszym etapie wykonano model numeryczny oraz przeprowadzono próbę rozciągania złącza. Uzyskane wyniki stanowiły podstawę do zaplanowania etapu drugiego, który obejmował próbę zmęczeniową oraz badanie połączenia pontonów w pełnej skali. W artykule przedstawiono rezultaty etapu pierwszego.

Przedmiot badań

Przedmiotem badań było połączenie pontonów stalowych o wymiarach pokazanych na rysunku 1. Zespół dwunastu takich pontonów, połączonych ze sobą wzdłuż dłuższych burt, tworzy platformę o wymiarach 6,22 x 24,39 m i wyporności blisko 50 ton, przy maksymalnym zanurzeniu eksploatacyjnym 0,5 m.

Pontoon stanowi prostopadłościenna wanna spawana z blach ze stali S235 grubości 5 mm, usztywniona wręgami z kątowników. Górną część wanny obramowano kołnierzem z kątowników L100 x 75 x 8, na którym zamocowano za pomocą śrub M10 ruszt z kształtowników IPE200 i C200 sześczonej prętami o przekroju RK30x2. Ruszt przykryty jest pokrywą o grubości 4 mm. Pierwotnie pontony miały być łączone jedynie wzdłuż dłuższych boków na wysokości rusztu przez skręcenie środków belek C200 za pomocą śrub M16 kl. 8.8 w rozstawie co 500 mm. W celu zwiększenia sztywności platformy projektant zaproponował dodatkowe połączenia doczołowe w dolnych narożach wanny, a w części górnej wprowadził belki z C160 służące do scalenia rusztu z pomostem technicznym (rysunek 1).

W trakcie użytkowania obiektu pływającego na platformie działa ciężar własny nadbudowy, obciążenie użytkowe, wiatr, śnieg oraz wypór hydrostatyczny. Zgodnie z wytycznymi [2] efekty obciążeń rozważa się w przypadku wody spokojnej oraz fali, dla których ustala się momenty zginają-

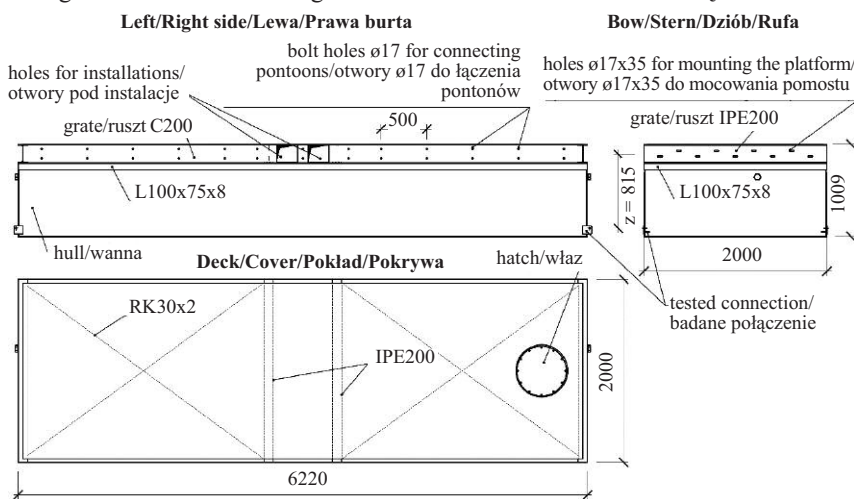


Fig. 1. Pontoon structure
Rys. 1. Konstrukcja pontonu

to evaluate local and overall load-bearing capacity of the body and joints. The platform was subjected mainly to the moment, which bent it in the plane perpendicular to the joint between pontoons. The moment was assumed to be exerted in the form of a pair of forces with an arm $z = 0.815$ (Figure 1). For wave bending moments, such load can change the behaviour, but a bolt in tension in the bottom joint is significant for the issue of load-bearing capacity. The shear force at the joint was assumed to be transmitted by bolts connecting C200 webs and C160 beams in the top part of pontoons.

The first stage of tests focused on bottom joints (Figure 2), which were designed as end-plate joints with M16 bolts class 10.9 HV. As specified in the design, the end plate with a thickness of 10 mm was to be lap welded with fillet welds 3 mm thick to the pontoon plating, and restrained with a single rib 10 mm thick placed asymmetrically below an axis of the opening. Inside the pontoon, the design specified the reinforcement made from angle profiles L50 x 50 x 4, circumferentially welded to sides and the bottom of the pontoon with a fillet weld.

Numerical analysis of bottom joint

The preliminary numerical analysis for the set of three pontoons [9] indicated that stresses resulting from the bending moment acting on the floating platform mainly concentrated near the analysed joint. Therefore, the detailed model developed in the AxisVM software [10] was limited to the body area covering 0.5 m from the pontoon corner, that is, to the closest frames, and 0.5 m upwards (Figure 3). Due to the symmetry, the analysis only included components of the joint built on one of the pontoons.

Walls of the pontoon, the end plate, the stiffener rib, and the strengthening angle profile were represented by shell elements taking perfectly elastic and plastic model of the material. The yield strength was determined in accordance with [11] for specimens of the plate, from which the analysed joint was made. For plating sheets, the yield strength was 268 MPa, and for the end plate and the stiffener rib this value was 325 MPa. Linear linking elements [10] were used in the place of joints assuming that they were non-deformable.

A pin of the bolt M16x50-10.9 HV [12] was modelled as two bars having a length equal to a half of the threaded and the solid part of the pin, for which the cross-section and gross section were taken respectively. The bolt head was considered as the shell element with dimensions representing the area of its pressure in the plane of the centre end plate. Taking into

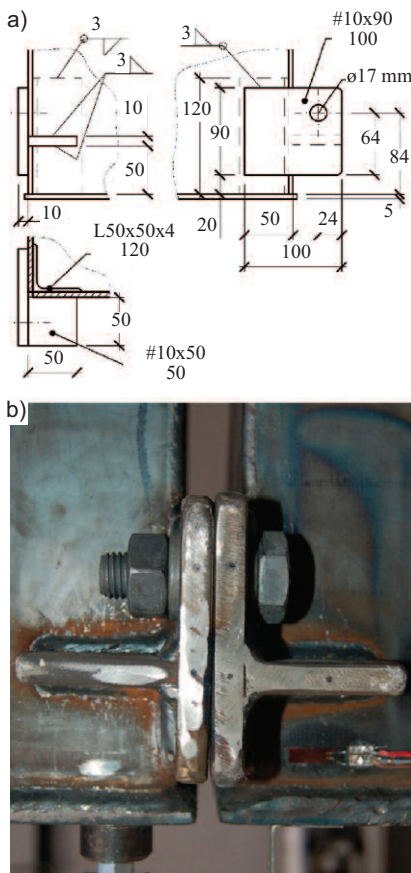


Fig. 2. Details of connection in bottom corner of the pontoon: a) structure; b) view
Rys. 2. Szczegóły połączenia w dolnym narożu pontonu: a) konstrukcja; b) widok

ce oraz siły poprzeczne stosowane do oceny wytrzymałości ogólnej i miejscowej kadłuba oraz połączeń. Na platformę działa przede wszystkim moment, który zgina ją w płaszczyźnie prostopadłej do styku pontonów. Założono, że jest on przekazywany w postaci pary sił o ramieniu $z = 0,815$ m (rysunek 1). W przypadku falowych momentów zginających obciążenie to może zmieniać znak, ale z wytrzymałościowego punktu widzenia istotny jest przede wszystkim przypadek, gdy śruba w połączeniu dolnym jest rozciągana. Przyjęto, że siłę poprzeczną w styku przenoszą śruby łączące środniki C200 oraz belki C160 w górnej części pontonów.

Przedmiotem pierwszego etapu badań było połączenie dolne (rysunek 2), które zaprojektowano jako doczołowe na śrube M16 kl. 10.9 HV. W projekcie założono, że blacha czołowa o grubości 10 mm będzie przyspawana zakładkowo spoinami pachwinowymi grubości 3 mm do poszycia pontonu oraz usztywniona pojedynczym żebrzem, również o grubości 10 mm, usytuowanym niesymetrycznie poniżej osi otworu. Wewnątrz pontonu zaprojektowano wzmocnienie z kątownika L50 x 50 x 4 przyspawanego po obwodzie do ścian i dna pontonu za pomocą spoiny pachwinowej.

Analiza numeryczna połączenia dolnego

Wstępna analiza numeryczna zespołu trzech pontonów [9] wykazała, że naprężenia wynikające z działania momentu zginającego na platformę pływającą koncentrują się przede wszystkim w sąsiedztwie analizowanego połączenia. Z tego powodu model szczegółowy wykonany w programie AxisVM [10] ograniczono do obszaru kadłuba, sięgającego 0,5 m od naroża pontonu, tj. do najbliższych wręgów oraz 0,5 m w górę (rysunek 3). Wykorzystując symetrię, ograniczono się do analizy komponentów złącza zabudowanego na jednym pontonie.

Ściany pontonu, blachę czołową, żebro usztywniające i kątownik wzmacniający odwzorowano jako elementy powłokowe, przyjmując sprężysto-idealnie plastyczny model materiału. Granicę plastyczności określono na próbkach z blach, z których wykonano badane połączenia zgodnie z [11]. W przypadku blach poszycia wynosiła ona 268 MPa, zaś blachy czołowej i żeberka usztywniającego – 325 MPa. W miejscach spoin użyto liniowych elementów łączących [10], zakładając, że spoiny są nieodkształcalne.

Trzpień śruby M16x50-10.9 HV [12] zamodelowano w postaci dwóch prętów o długości równej połowie gwintowanej i pełnej części trzpienia, w przypadku których przyjęto, odpowiednio, przekrój czynny oraz przekrój brutto. Łeb śruby uwzględniono jako element powłokowy o wymiarach umożliwiających odwzorowanie obszaru jego docisku w płaszczyźnie

account partially stressed joint having a value of $0.5F_{p,C}$ [13], a pre-tensile force 55 kN was exerted into the bolt thread. The model of the bolt material was used in accordance with [14].

In the joint W2 at the end of the bolt, the displacement was blocked in directions X, Y and Z. At the edges of the end plate (marked as K in Figure 3), one-side support was taken when the reaction was opposite to an arrow of the axis X. At the edges 1, 2, and 3 (Figure 3a), the displacement was blocked in the directions R_y and R_z of the global system of coordinates, whereas at the edges 4 ÷ 9, that is, where frames were present, the displacement was blocked in the directions Y and Z and the rotation was blocked about these edges. The model edges 6 and 7 were loaded to provide the arrangement of normal stresses in the shell plating similar to the arrangement obtained for the model of set of pontoons [9]. For that purpose six-node triangular finite elements having an average size of 10 mm were used.

The analysis was conducted taking into account the material and geometrical non-linearity for the softening criterion according to the Huber-Mises-Hencky (H-M-H) hypothesis. Calculations were made assuming that the solution would be controlled as W1 node was moved (Figure 3)

in the direction -X. This displacement was equal to a half of the relative displacement between corners of adjacent pontoons in the real structure. The obtained results expressed as the diagram of relationships between load and W1 node displacement are shown in Figure 4. This diagram also showed a curve representing an increment in the tensile force in the bolt. Due to the lever effect, that force constituted by average 150% of load applied to the element. Load-bearing capacity of the joint was calculated in accordance with [15], as in case of the outer series of bolts near the rib (where load-bearing capacity of one bolt was $0.5F_{T,Rd} = 76$ kN). This value corresponded to the beginning of joint softening, while the behaviour shown in Fig. 4 became non-linear from approx. 25 kN. Considering the symmetry of the joint, its initial translational stiffness was $0.5 \cdot 165 = 82.5$ kN/mm (stiffness of 165 kN/mm corresponding to a half of the joint was marked in Figure 4). At a displacement of W1 node equal to

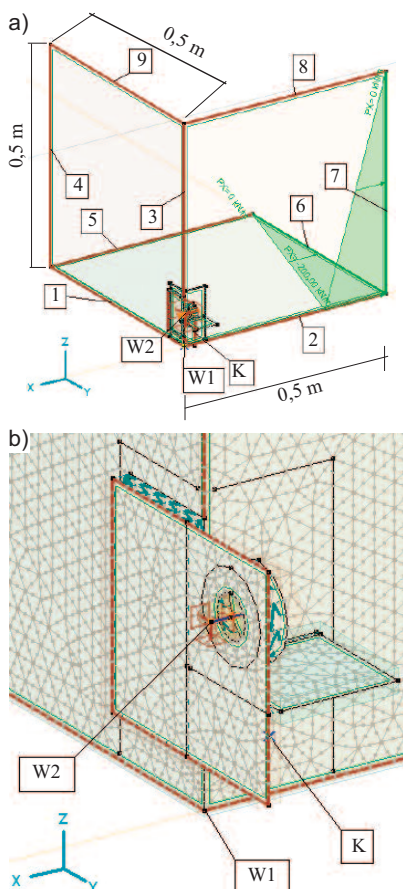


Fig. 3. Connection model: a) general view; b) components of the joint and FE mesh (description in the article)

Rys. 3. Model połączenia: a) widok ogólny; b) komponenty złącza i siatka ES (opis w tekście)

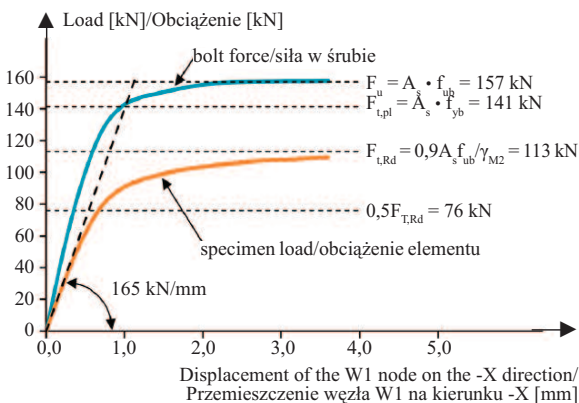


Fig. 4. Load-displacement diagram for FEM model

Rys. 4. Zależność obciążenie – przemieszczenie w przypadku modelu MES

środkowej blachy czołowej. Uwzględniając przewidziane w projekcie częściowe sprężenie połączenia o wartości $0.5F_{p,C}$ [13], wprowadzono w trzpień śruby wstępną siłę rozciągającą 55 kN. Model materiału śruby przyjęto wg [14].

W węźle W2 na końcu śruby zablokowano przesuw na kierunkach X, Y oraz Z. Na krawędziach blachy czołowej (oznaczona literą K na rysunku 3), przyjęto podparcie jednostronne, gdy reakcja jest skierowana przeciwnie do strzałki osi X. Na krawędziach 1, 2 i 3 (rysunek 3a) zablokowano przesuw na kierunkach Y i Z globalnego układu współrzędnych, zaś na krawędziach 4 ÷ 9, tj. w miejscach występowania wręgów, zablokowano przesuw na kierunku Y i Z oraz obrót względem tych krawędzi. Model obciążono na krawędziach 6 i 7 w taki sposób, aby rozkład naprężeń normalnych w poszyciu kadłuba był zbliżony do uzyskanego w modelu zespołu pontonów [9]. Użyto sześciowęzłowych, trójkątnych elementów skończonych o średnim rozmiarze 10 mm.

Analizę przeprowadzono, uwzględniając nieliniowość materiałową i geometryczną w przypadku kryterium uplastycznienia wg hipotezy Hubera-Misesa-Hencky’ego (H-M-H). Obliczenia wykonano przy założeniu, że rozwiązanie będzie sterowane w wyniku przemieszczenia węzła W1 (rysunek 3) na kierunku -X. Stanowiło ono połowę wzajemnego przemieszczenia między narożami sąsiednich pontonów w konstrukcji rzeczywistej. Wyniki obliczeń w postaci wykresu zależności obciążenie elementu – przemieszczenie węzła W1 pokazano na rysunku 4. Uwzględniono na nim również krzywą reprezentującą przyrost siły rozciągającej w śrubie, która – na skutek efektu dźwigni – stanowiła średnio 150% obciążenia przyłożonego do elementu. Nośność połączenia obliczono wg [15], jak w przypadku skrajnego szeregu śrub w pobliżu żebra (przy czym jednej śruby wynosiła $0.5F_{T,Rd} = 76$ kN). Wartość odpowiada początkowi uplastycznienia połączenia, przy czym charakterystyka pokazana na rysunku 4 staje się nieliniowa już od ok. 25 kN. Uwzględniając symetrię połączenia, jego początkowa sztywność translacyjna wynosi $0.5 \cdot 165 = 82.5$ kN/mm (na rysunku 4 oznaczono sztywność o wartości 165 kN/mm, która odpowiada połowie połączenia). Przy przemieszczeniu węzła W1 równym 3,6 mm odkształcenie części gwintowanej łącznika osią-

3.6 mm, deformation of a threaded part of the connector achieved 8%; however, failure of the bolt could be caused by the presence of the ridge could be observed at an elongation of 2% [14]. Then, W1 node would be displaced by 1.34 mm, the failure force acting on the joint would be 97 kN, and the force in the bolt would reach the value of 149 kN, that is, 95% of its nominal tensile strength.

Fig. 5 presents a map of stresses reduced for centre fibres and deformation of the joint in the final step of calculations. Deformations of surface elements in the areas of concentrated stresses did not exceed 2.5%.

Tests on ultimate load-bearing capacity

Load-bearing capacity of joints subjected to ultimate load was tested for five identical test elements marked as ZS (Figure 6a). The construction of elements was developed including the restrained space between columns of the universal testing machine and including the additional use for fatigue tests. Adverse effects related to eccentricities observed in the joint could be reduced only for the eccentricity $e_y = 29$ mm (Fig. 6e) by introducing angle profiles L60 x 60 x 6. Prior to the tests, the bolt M16-10.9 HV was tightened to a torque of 110 Nm. The elements were monotonically loaded at a rate of 4 kN/min. until the joint failure. Force, a path of the cross head, and deformations of sheets in the

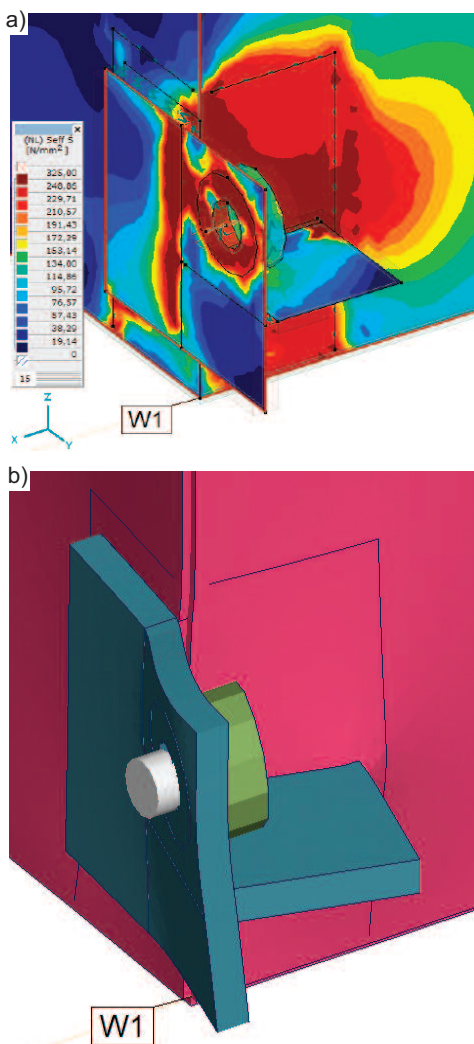


Fig. 5. Results of the FEM analysis: a) map of equivalent stress (H-M-H) for central fibers; b) connection deformation

Rys. 5. Wyniki analizy MES: a) mapa naprężeń zredukowanych (H-M-H) włókien środkowych; b) deformacja połączenia

ga wartość 8%, ale z uwagi na istnienie karbu zerwanie śruby może nastąpić już przy wydłużeniu rzędu 2% [14]. Przemieszczenie węzła W1 wyniosłoby wówczas 1,34 mm, siła niszcząca połączenie byłaby równa 97 kN, zaś siła w śrubie osiągałaby wartość 149 kN, tj. 95% jej nominalnej wytrzymałości na rozciąganie.

Na rysunku 5 pokazano mapę naprężeń zredukowanych w przypadku włókien środkowych i postać deformacji połączenia w ostatnim kroku obliczeń. Odkształcenia elementów powierzchniowych w obszarach koncentracji naprężeń nie przekraczały 2,5%.

Badanie nośności doraźnej

Badanie nośności połączeń przy obciążeniu doraźnym wykonano w przypadku pięciu jednakowych elementów próbnych oznaczonych jako ZS (rysunek 6a). Konstrukcja elementów została opracowana z uwzględnieniem ograniczonej przestrzeni między kolumnami maszyny wytrzymałościowej oraz dodatkowego przeznaczenia do badań zmęczeniowych. Niekorzystne efekty związane z mimośrodam i istniejącymi w połączeniu można było ograniczyć jedynie w przypadku mimośrodu $e_y = 29$ mm (rysunek 6e), przez wprowadzenie kątowników L60 x 60 x 6. Przed badaniem śruba M16-10.9 HV została dokręcona momentem 110 Nm. Elementy obciążano monotonicznie z prędkością 4 kN/min aż do zniszczenia połączenia. Mierzono siłę, drogę

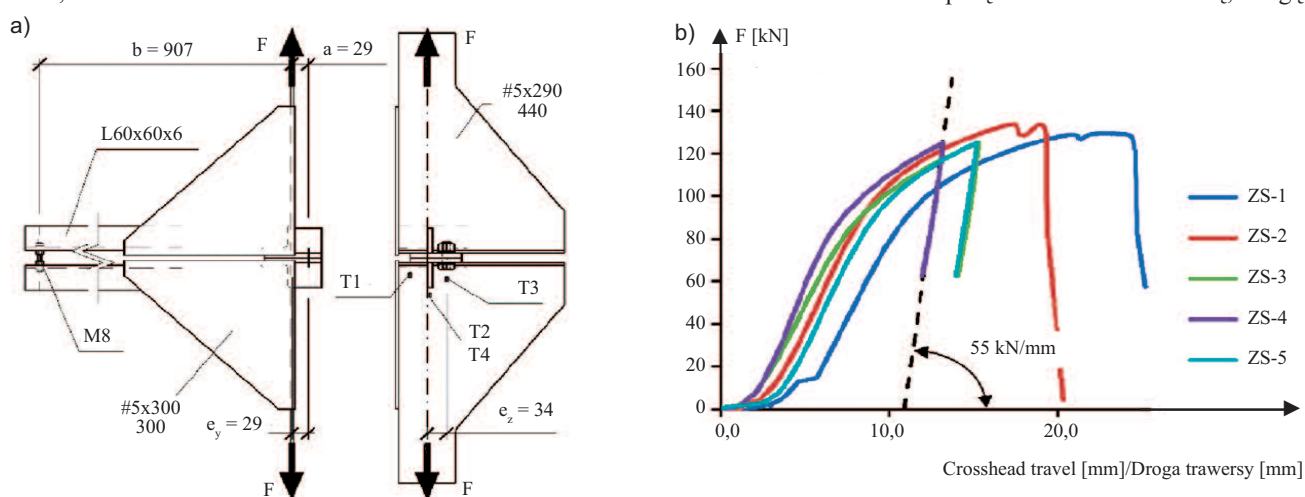


Fig. 6. Specimen ZS: a) construction and dimensions; b) load-displacement diagram

Rys. 6. Badanie elementów próbnych ZS: a) konstrukcja i wymiary; b) wykres obciążenie – droga trawersy

plating were measured with strain gauges marked T1-T4 (Figure 6a)

Figure 6b illustrates the relationship between the load F and a path of the cross head. Stiffness of moving joint equal to 55 kN/mm was estimated on the base of recession curves for the elements from ZS-3 to ZS-5. This value was lower by 1/3 than stiffness determined previously from the numerical model. This difference resulted from, inter alia, complex spatial deformation of the elements, which is considerably restrained in the real connection between pontoons.

Photo 2 illustrates a typical damage failure of the joint. Cracking of a vertical joint at the end plate was observed in the element ZS-1. In the elements ZS-1 and ZS-2 partial thread stripping was also noticed. Larger deformations of the end plate in all test elements were found on the side of the nut. Taking into account that minor part of the load was transmitted by the bolt M8 connecting angle profiles L60 x 60 x 6 (Fig. 6a), the maximum force in the end joint was 121 -130 kN (on average 124 kN, that is, 10% more than the ultimate limit state determined for the FEM model). A course of deformations recorded in points T1-T4 is shown in Figure 7.

Asymmetrical structure of the joint caused rib rotation in its plane, which resulted in transverse bending of sheet in the plating (Photo 2). Local bending had a much greater impact than tension. It was indicated by differences in deformations ε on

trawersu maszyny oraz odkształcenie blach poszycia za pomocą tensometrów, które oznaczono T1 do T4 (rysunek 6a).

Na rysunku 6b pokazano wykres zależności między obciążeniem F a drogą trawersy maszyny wytrzymałościowej. Sztywność połączenia na przesuw równą 55 kN/mm określono szacunkowo na podstawie krzywych opadających w przypadku elementów ZS-3 do ZS-5. Wartość ta jest o jedną trzecią mniejsza od sztywności określonej wcześniej na podstawie modelu numerycznego, co wynika m.in. ze złożonej, przestrzennej postaci deformacji elementów, która jest znacznie ograniczona w rzeczywistym połączeniu pontonów.

Fotografia 2 przedstawia typową postać zniszczenia połączenia. W elemencie ZS-1 zauważono pęknięcie spoiny pionowej przy blasze czołowej. W elementach ZS-1 i ZS-2 nastąpiło ponadto częściowe zerwanie gwintu śruby. We wszystkich elementach próbnych nieco większe deformacje blachy czołowej obserwowano po stronie nakrętki. Uwzględniając, że niewielka część obciążenia była przenoszona przez śrubę M8 łączącą kątowniki L60 x 60 x 6 (rysunek 6a) maksymalna siła w połączeniu doczołowym wynosiła 121 ÷ 130 kN (średnio 124 kN, tj. o 10% więcej niż nośność graniczna uzyskana w modelu MES). Przebieg odkształceń rejestrowanych w punktach T1 do T4 przedstawiono na rysunku 7.

Niesymetryczna konstrukcja połączenia powodowała obrót żeberka w jego płaszczyźnie, co skutkowało zginaniem po-

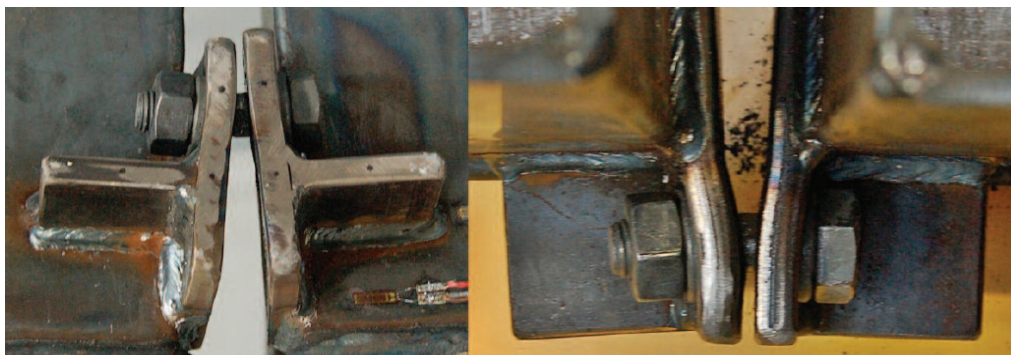


Photo 2. Connection failure mode

Fot. 2. Postać zniszczenia połączenia

the outer side (point T2), where maximum values ranged from 8.6 to 12.6 mm/m, and on the inner side (point T4), where ε ranged from 1.8 to 4.2 mm/m. Deformations at points T1 and T3 within a range of 1.0-2.2 mm/m (except for reading for the element ZS-1 where an interpretation of the evident discrepancy of the result was difficult), were close to 1.3 mm/m, which was noticed when the yield strength was reached during a statistical tensile testing of specimens of the material, from which the elements ZS were made. The beginning of softening at point T3 in the elements ZS-2 and ZS-3 was not reached, and typical curve refractions for the elements ZS-4 and ZS-5 were noticed at deformation within a range from 1.15 to 1.20 mm/m.

Elastic loading at points T2 ranged from 2.2 to 2.8 mm/m, at points T4 from 0.4 to 0.5 mm/m, and at a midpoint of sheet gauge from 1.1 to 1.6 mm/m. For the standard module, these values corresponded to stresses 440 ÷ 580, 80 ÷ 100, and 230 ÷ 335 MPa, respectively. Hence, a self-balanced system was formed in that place. It was the system of residual stresses,

przecznym blachy poszycia (fotografia 2). Wpływ lokalnego zginania okazał się znacznie większy niż efekt rozciągania. Wskazują na to różnice odkształceń ε po stronie zewnętrznej (punkt T2), gdzie maksymalne wartości mieszczą się w przedziale 8,6 ÷ 12,6 mm/m i po stronie wewnętrznej (punkt T4), gdzie ε wynosi 1,8 ÷ 4,2 mm/m. Odkształcenia w punktach T1 i T3 w zakresie 1,0 ÷ 2,2 mm/m (oprócz odczytu z elementu ZS-1, gdzie widoczna rozbieżność wyniku jest trudna do interpretacji) są bliskie wartości 1,3 mm/m, którą odnotowano w przypadku osiągnięcia granicy plastyczności podczas statycznej próby rozciągania próbek materiału użytego do wykonania elementów ZS. W punkcie T3 w elementach ZS-2 i ZS-3 początek uplastycznienia nie został osiągnięty, zaś charakterystyczne załamania krzywych w przypadku elementów ZS-4 i ZS-5 następują przy odkształceniu między 1,15 ÷ 1,20 mm/m.

Zakres odciążenia sprężystego w punktach T2 wynosił 2,2 ÷ 2,8 mm/m, w punktach T4 – 0,4 ÷ 0,5 mm/m, a w środku grubości blachy 1,1 ÷ 1,6 mm/m. Przy założeniu modułu nor-

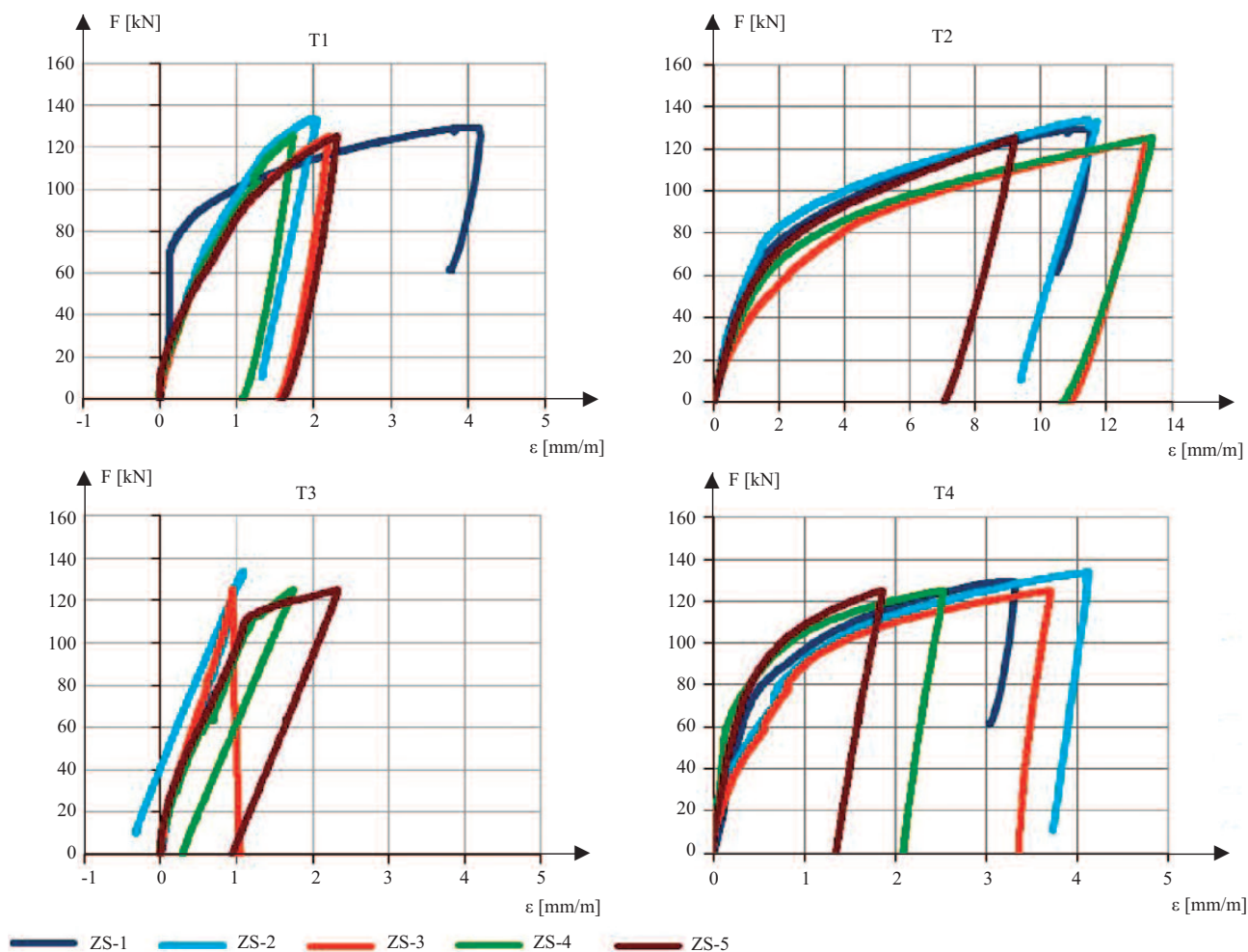


Fig. 7. Results of strain gauge measurements
Rys. 7. Wyniki pomiarów tensometrami

compressive stresses on the outer side and tensile stresses on the inner side.

Assuming that plastic deformations were observed at deformation of 1.3 mm/m, softening at point T2 began under the load $43.7 \div 67.4$ kN, and deformation on the inner side at point T4 remained elastic under the load $98.1 \div 115.8$ kN. Deformation at a midpoint of the sheet gauge calculated as an average from readings at points T2 and T4 was elastic until the load $56.6 \div 80.9$ kN (on average 68.8 kN, that is, longer than at point T2). It is also worth mentioning that load-deformation curves shown in Fig. 7 became non-linear under the load $20 \div 25$ kN, as in case of load-displacement curve determined from the numerical analysis.

Conclusions

Softening of end plate turned out to be the fundamental mechanism of failure of the analysed joint, which was accompanied by thread stripping and cracking of a vertical joint connecting the end plate with plating above the stiffening rib. Ultimate load was greater than the nominal tensile strength of the bolt M16 class 10.9, but it was also accompanied by significant permanent deformations, and

mowego odpowiada to, odpowiednio, naprężeniu $440 \div 580$, $80 \div 100$ oraz $230 \div 335$ MPa. Powstaje zatem w tym miejscu samozrównowazony układ znacznych naprężeń pozostających, ściskających po zewnętrznej stronie i rozciągających po wewnętrznej.

Przyjmując, że deformacje plastyczne pojawiały się przy odkształceniu 1,3 mm/m, uplastycznienie w punkcie T2 następowało przy obciążeniu $43,7 \div 67,4$ kN, zaś odkształcenie po stronie wewnętrznej w punkcie T4 pozostawało sprężyste przy obciążeniu $98,1 \div 115,8$ kN. Odkształcenie w środku grubości blachy obliczone jako średnia z odczytów w punktach T2 i T4 pozostawało sprężyste do obciążenia $56,6 \div 80,9$ kN (średnio 68,8 kN, tj. dłużej niż w punkcie T2). Warto zwrócić uwagę, że charakterystyki obciążenie – odkształcenie pokazane na rysunku 7 stają się nieliniowe przy obciążeniu $20 \div 25$ kN, podobnie jak w przypadku charakterystyki obciążenie – przemieszczenie uzyskanej w analizie numerycznej.

Podsumowanie

Podstawowym mechanizmem zniszczenia badanego połączenia okazało się uplastycznienie blachy czołowej, któremu może towarzyszyć zerwanie gwintu śruby oraz pęknięcie spo-

sometimes even joint cracking. The ultimate tensile strength of the joint according to the FEM model was 113 kN, and was lower by approx. 10% than the average determined value equal to 124 kN. This difference could be caused by using simplified material characteristics. Joint softening was observed under the load of approx. 70 kN. This value was close to the theoretical design load-bearing capacity of the end-plate joint according to [15].

The analysed joints demonstrated significant susceptibility. An initial translational stiffness obtained from numerical calculations was 82.5 kN/mm, and determined from experimental tests was nearly 55 kN/mm, while the linear and elastic operational range ended under the load of approx. 20÷25 kN. Considering the above, the value of 25 kN was taken for fatigue strength of the joint. Results from fatigue tests performed in the second stage of research and tests on a fragment of the platform consisting of three joined pontoons will be presented in another paper.

The research and development activities described in this paper were conducted as part of the project „Developing an innovative, modular floating structure for hotel with an intelligent management system” POIR No. 01.01.01-00-0087/18.

Received: 12.05.2024

Revised: 24.06.2024

Published: 22.10.2024

iny pionowej łączącej blachę czołową z poszyciem powyżej żeberka usztywniającego. Obciążenie niszczące było większe od nominalnej wytrzymałości na rozciąganie śruby M16 kl. 10.9, ale towarzyszyły mu znaczne deformacje trwałe, a czasem pęknięcia spoin. Nośność graniczna połączenia na rozciąganie wg modelu MES równa 113 kN jest ok. 10% mniejsza od średniej wartości z badań równej 124 kN, co może wynikać m.in. z przyjęcia uproszczonych charakterystyk materiałowych. Uplastycznianie połączenia nastąpiło przy obciążeniu ok. 70 kN, co jest wartością zbliżoną do teoretycznej nośności obliczeniowej połączenia doczołowego wg [15].

Badane połączenie cechuje się znaczną podatnością. Początkowa sztywność translacyjna złącza wg obliczeń numerycznych wynosiła 82,5 kN/mm, zaś wg badania doświadczalnego zaledwie 55 kN/mm, przy czym liniowo-sprężysty zakres pracy kończy się przy obciążeniu ok. 20 ÷ 25 kN. Biorąc to pod uwagę, przy ustalaniu trwałości zmęczeniowej połączenia przyjęto wartość 25 kN. Wyniki badań zmęczeniowych przeprowadzonych w drugim etapie oraz badania fragmentu platformy złożonego z trzech wzajemnie połączonych pontonów zostaną opisane w kolejnym artykule.

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

Artykuł wpłynął do redakcji: 12.05.2024 r.

Otrzymał poprawiony po recenzjach: 24.06.2024 r.

Opublikowano: 22.10.2024 r.

Literature

- [1] Kaźmierczak I, Zaremba K. Paradoks budynków pływających. Warunki Techniczne. 2013; 2: 57 – 61.
- [2] Polski Rejestr Statków. Przepisy klasyfikacji i budowy statków śródlądowych. Część II: Kadłub. Gdańsk 2015.
- [3] Koh HS, Lim YB. Shaping the Integrated Floating Stage at Marina Bay. <https://floatingsolutions.org/wp-content/uploads/2019/12/Floating-platform-stage.pdf> (dostęp 11.07.2024).
- [4] Zhao H, Xu D, Zhang H, Shi QA. Flexible Connector Design for Multi-Modular Floating Structures. ASME 2018 37th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering. 2018. <https://doi.org/10.1115/OMAE2018-78661>.
- [5] Dai J, Hellan Ø, Watn A, Ang KK. Modular Multi-purpose Floating Structures for Space Creation. In: Piątek Ł, Lim SH, Wang CM, de Graaf-van Dinther R. (eds) WCFS2020. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 158. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-2256-4_16.
- [6] Yan R, Xin H, Veljkovic M, Da Silva LS. Tensile behaviour of asymmetric bolted square hollow section column splices. Thin-Walled Structures. 2023. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2023.111014>.
- [7] Maślak M, Pazdanowski M. Influence of the end-plate thickness on the steel beam-to-column joint stiffness when subject to bending. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA. 2018; <http://dx.doi.org/10.7862/rb.2018.31>.

- [8] Bartsch H, Hoffmeister B, Feldmann M. Investigations on the fatigue behavior of end plate connections with prestressed bolts. Procedia Structural Integrity. 2019; <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2019.12.043>.
- [9] Praca naukowo-badawcza pt.: Badanie połączenia pontonów wraz z doborem technologii zabezpieczenia przed korozją oraz zjawiskiem skraplania się wilgoci. Etap I. Katedra Konstrukcji Budowlanych Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, Gliwice 2019.
- [10] AxisVM, wersja X7. Podręcznik użytkownika. https://gamma-cad.pl/app/uploads/acf-uploads/axisvm_x7_podrecznik.pdf (dostęp 01.06.24).
- [11] ISO 6892-1:2016 (E): Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej.
- [12] PN-EN 14399-4:2015-04 Zestawy śrubowe wysokiej wytrzymałości do połączeń sprężanych. Część 4: System HV. Zestawy śruby z łbem sześciokątnym i nakrętki sześciokątnej.
- [13] PN-EN 1090-2. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych.
- [14] Steurer A. Das Tragverhalten und Rotationsvermögensschraubter Stimplatten-verbindingen, ETH Zürich, 1999, <https://doi.org/10.3929/ethz-a-003878456>.
- [15] PN-EN 1993-1-8. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.