

WYBRANE PROBLEMY OCENY NOŚNOŚCI WEDŁUG PN-EN 1993 MODERNIZOWANYCH KONSTRUKCJI STALOWYCH

ANTONI BIEGUS, e-mail: antoni.biegus@pwr.edu.pl

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Streszczenie: Modernizacja konstrukcji zaprojektowanej wg PN-B wymaga oceny jej bezpieczeństwa zgodnie z postanowieniami Eurokodów. Z powodu niekompatybilności ww. norm taka ocena jest zagadnieniem złożonym. W pracy dokonano syntetycznego porównania podstaw projektowania, oceny efektów obciążeń oraz nośności konstrukcji wg Eurokodów i PN-B. Na tym tle omówiono wybrane problemy oceny nośności wykonywanej wg PN-EN 1993 konstrukcji stalowych zaprojektowanych wg PN-B-03200 z lat 1962–1990. Omówiono zagadnienia identyfikacji właściwości wytrzymałościowych stali dawnych i globalnej, plastycznej analizy konstrukcji stalowych. Podano przykłady „wzmacniania” konstrukcji w wyniku zastosowania uściślonych, precyzyjniejszych modeli oceny nośności. Przedstawiono m.in. ocenę stateczności pasów dolnych z płaszczyzny kratownic. Uwzględnia się w niej sztywność skrętną ustroju złożonego z płyt lub blach trapezowych odpowiednio połączonych z kratownicą, która ogranicza przemieszczenia boczne pasa dolnego.

Słowa kluczowe: modernizacja konstrukcji stalowych, ocena nośności, wzmacnianie konstrukcji, stateczność pasów dolnych kratownic

1. Wstęp

Projektując modernizację stalowej konstrukcji nośnej zaprojektowanej wg PN-B należy zgodnie z [26] wykazać, iż spełnia ona wymagania aktualnie obowiązujących Eurokodów. Złożoność tego zagadnienia wynika m.in. z braku zazwyczaj dokumentacji obiektu, informacji o właściwościach i parametrach wytrzymałościowych zastosowanej stali, a także odmiennych zasad i wymagań norm PN-B wg których obiekty te były projektowane, w stosunku do postanowień Eurokodów [2]. W normach PN-B z lat 1970–1990, podobnie jak i w Eurokodach, przyjęto w ocenie bezpieczeństwa konstrukcji metodę stanów granicznych i współczynników częściowych. Jednak Eurokody w stosunku do norm PN-B, zmieniają m.in.:

- podstawy projektowania konstrukcji,
- zasady oceny efektów obciążeń; normy obciążeń, wartości współczynników częściowych obciążeń, jednoczesności i konsekwencji zniszczenia, metody analizy globalnej,
- reguły obliczania wytrzymałości konstrukcji; m.in. modele oceny nośności przekrojów, elementów i konstrukcji, wartości współczynników częściowych nośności,
- standardy jakości projektowania i realizacji konstrukcji oraz zarządzania niezawodnością.

Z powodu niekompatybilności norm PN-B i Eurokodów ocena bezpieczeństwa konstrukcji istniejących jest zagadnieniem wielowątkowym i złożonym. W pracy podano wybrane zagadnienia oceny wg postanowień Eurokodów, nośności konstrukcji stalowych zaprojektowanych wg PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976, PN-B-03200:1980 i PN-B-03200:1990.

2. Eurokody a dotychczasowe normy PN-B

Eurokody w stosunku do PN-B, podają odmienne zasady dotyczące m.in. podstaw projektowania, oceny efektów obciążeń oraz obliczania nośności konstrukcji.

Efekty obciążeń wyznaczone wg PN-EN 1991 są zazwyczaj większe od obliczonych wg PN-B. Eurokody dotyczące obciążeń śniegiem [21] i wiatrem [22] nakazują przyjmować większe obciążenia obliczeniowe w stosunku do norm PN-B śniegowej [13] i wiatrowej [14]. Wynika to nie tylko ze zwiększenia w Eurokodach wartości charakterystycznych, ale też ze zwiększenia wartości współczynników obciążeń. Na przykład współczynnik obciążenia wiatru wg PN-B wynosił $\gamma_{Q,PN} = 1,30$, wg Eurokodów zaś wynosi on: $\gamma_{Q,EC} = 1,50$ – w przypadku budynków, $\gamma_{Q,EC} = 1,60$ – w przypadku wież. Tylko z tego powodu wzrost obciążenia od wiatru wynosi około 20%, w stosunku do [14]. W przypadku konstrukcji stalowych współczynnik obciążeń stałych wg PN-B wynosił $\gamma_{G,PN} = 1,10$, wg PN-EN 1990 jego wartość wynosi $\gamma_{G,EC} = 1,35$ (zwiększenie obciążeń o 9,1%). Generalnie można stwierdzić, że efekty obciążeń wg Eurokodów są zazwyczaj zdecydowanie większe od obliczonych wg PN-B.

Również w ocenie nośności konstrukcji wg PN-B i PN-EN 1993 występują istotne różnice merytoryczne i ilościowe. Polegają one przede wszystkim na różnicy parametrów i wymagań jakościowych stali, odmiennych modeli obliczeniowych nośności (np. inne są krzywe niesta-
teczności ogólnej i lokalnej) oraz wartości częściowych współczynników nośności.

W ocenie bezpieczeństwa konstrukcji globalne współczynniki bezpieczeństwa efektów obciążeń γ_E i nośności γ_R występują w formie zmodyfikowanej, w postaci wielu częściowych współczynników [1]. Są one odmiennie wyspecyfikowane w PN-B i Eurokodach. Dlatego też nie można przenosić zasad obliczania konstrukcji z jednych norm do drugich bez kompleksowego ujęcia zasad harmonizacji współczynników bezpieczeństwa [1, 2]. Przenoszenie częściowych współczynników np. w zasadach ustalania efektów oddziaływań bez rozpatrywania reguł oceny nośności lub odwrotnie, jest niedopuszczalne. Należy też zwrócić uwagę, że w tych normach występują one w sposób niejawny i projektant nie zawsze o tym wie.

3. Ocena nośności istniejących konstrukcji stalowych

3.1. Wprowadzenie

Po wprowadzaniu Eurokodów do zbioru Polskich Norm powstał problem oceny bezpieczeństwa konstrukcji zaprojektowanych wg PN-B. Do tego zagadnienia odnosi się norma ISO Ocena istniejących konstrukcji [10]. Według [10] przyjmuje się, że jeżeli budowla przeniosła w czasie użytkowania ekstremalne obciążenia klimatyczne, a jej stan techniczny nie uległ degradacji, to oznacza, że jej zapasy nośności i „rzeczywista” praca konstrukcji zapewniają bezpieczną eksploatację, mimo aktualnie obowiązujących zwiększonych wartości normowych obciążeń klimatycznych. Tak więc, gdy konstrukcja zrealizowana wg PN-B jest w dobrym stanie technicznym, nie zmienia się sposób jej użytkowania i ustrój nośny nie jest rekonstruowany, to nie są wymagane analizy statyczno-wytrzymałościowe wg Eurokodów.

W przypadku zmiany sposobu użytkowania lub modernizacji obiektu o konstrukcji stalowej, zaprojektowanego wg PN-B, należy zgodnie z [26] wykazać jego bezpieczeństwo wg Eurokodów. W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych rekonstruowanej istniejącej konstrukcji stalowej efekty oddziaływań należy określić wg PN-EN 1990 oraz PN-EN 1991, obliczeniowe nośności ustroju nośnego zaś wyznaczyć wg PN-EN 1993.

3.2. Materiały

Wytrzymałość obliczeniowa stali $f_{d,i}$ została odmiennie zdefiniowana i wyspecyfikowana w postanowieniach PN-B-03200 i PN-EN 1993.

W PN-B-03200 wytrzymałość obliczeniowa stali $f_{d,PN}$ wyznaczono ze wzoru:

$$f_{d,PN} = f_{y,k,PN} / \gamma_s, \quad (1)$$

gdzie: γ_s – częściowy współczynnik nośności, który wynosi: $\gamma_s = 1,15$ – gdy $f_{y,k,PN} \leq 355$ MPa, $\gamma_s = 1,20$ – gdy $355 < f_{y,k,PN} \leq 460$ MPa oraz $\gamma_s = 1,25$ – gdy $460 < f_{y,k,PN} \leq 590$ MPa, $f_{y,k,PN}$ – specyfikowana przez producenta (normowa) granica plastyczności stali.

Według PN-EN 1993-1-1 wytrzymałości obliczeniowe stali $f_{d,i,EC}$ oblicza się ze wzorów:
– gdy o stanie granicznym decyduje granica plastyczności stali f_y lub w ocenie stateczności

$$f_{d,y,EC} = f_y / \gamma_{Mi}, \text{ w którym } \gamma_{Mi} = \gamma_{M0} = 1,00 \text{ lub } \gamma_{Mi} = \gamma_{M1} = 1,00, \quad (2)$$

– gdy o stanie granicznym decyduje wytrzymałość stali na rozciąganie f_u

$$f_{d,u,EC} = f_u / \gamma_{Mi}, \text{ w którym } \gamma_{Mi} = \gamma_{M2} = 1,25, \quad (3)$$

gdzie: f_y – nominalna wartość granicy plastyczności stali, f_u – nominalna wartość wytrzymałości stali na rozciąganie, γ_{Mi} – częściowy współczynnik nośności.

Wartości granicy plastyczności stali f_y i wytrzymałości stali na rozciąganie f_u oraz częściowe współczynniki nośności γ_{Mi} podane w PN-EN 1993 dotyczą wyrobów stalowych produkowanych wspólnie tj. zgodnie z standardami jakościowymi określonymi w eurokodowych normach hutniczych. Nie można ich stosować wprost w ocenie nośności konstrukcji z lat 1962–1990 zaprojektowanych wg PN-B-03200, gdyż m.in. stale „dawne” charakteryzują się większą niejednorodnością właściwości, niż stale produkowane wspólnie.

Aby stosować wprost zasady wg PN-EN 1993 w ocenie nośności konstrukcji zaprojektowanych wg PN-B, należałoby wyspecyfikować częściowe współczynniki nośności stali dawnych $\gamma_{Mi,PN}$. Taka kalibracja nie jest najczęściej możliwa z powodu braku wyników badań statystycznych parametrów wytrzymałościowych stali dawnych. W związku z tym w ocenie nośności wykonywanej wg PN-EN 1993 konstrukcji zaprojektowanej wg PN-B-03200, zazwyczaj przyjmuje się granicę plastyczności stali $f_y = f_{d,PN}$, wytrzymałość stali na rozciąganie $f_u = f_{u,PN}$ (gdzie: $f_{d,PN}$, $f_{u,PN}$ – wytrzymałość obliczeniowa stali i wytrzymałość stali na rozciąganie wg PN-B-03200) i współczynniki nośności $\gamma_{M0} = 1,00$, $\gamma_{M1} = 1,00$, $\gamma_{M2} = 1,25$.

Zasady projektowania podane w PN-EN 1993-1-1 dotyczą konstrukcji ze stali, o odpowiedniej: ciągliwości, spawalności oraz odporności na kruche pękanie. Stąd w tym aspekcie stal rekonstruowanego obiektu powinna odpowiadać tym wymaganiom [2].

Gdy brak jest informacji o stali modernizowanego obiektu zachodzi potrzeba identyfikacji jej parametrów wytrzymałościowych. Można je ocenić metodą bezpośrednią, polegającą na pobraniu próbek i wykonaniu ich niszczących badań. Jeśli nie jest to niemożliwe (np. ze względu na możliwość osłabienia konstrukcji), wówczas wyznacza się parametry wytrzymałościowe na podstawie pomiarów twardości Brinella stali [7].

Określone na podstawie pomiaru twardości Brinella wartość charakterystyczną granicy plastyczności stali $f_{y,k}$ oraz wartość charakterystyczną wytrzymałości na rozciąganie stali $f_{u,k}$ (jako kwantyle 5%) oblicza się ze wzorów:

$$f_{y,k} = (\overline{HBW} - k_k s_{HBW}) a_y, \quad (4)$$

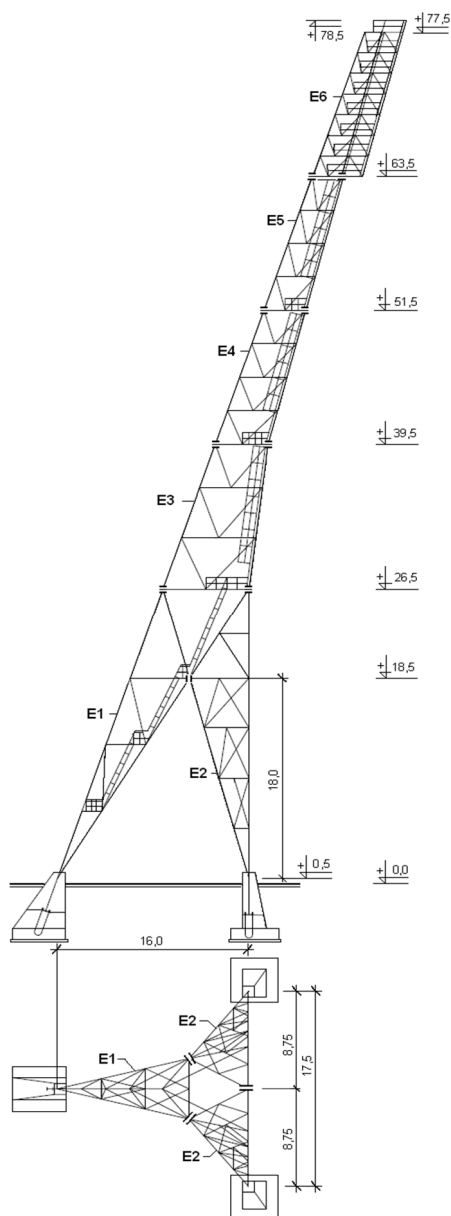
$$f_{u,k} = (\overline{HBW} - k_k s_{HBW}) a_u, \quad (5)$$

wartość obliczeniową granicy plastyczności $f_{y,d}$ i wartość obliczeniową wytrzymałości na rozciąganie stali $f_{u,d}$ (jako kwantyle 0,1%) oblicza się zaś ze wzorów:

$$f_{y,d} = (\overline{HBW} - k_d s_{HBW}) a_y, \quad (6)$$

$$f_{u,d} = (\overline{HBW} - k_d s_{HBW}) a_u, \quad (7)$$

gdzie: $\overline{HBW}$, s_{HBW} – wartość średnia i odchylenie standardowe twardości Brinella stali, a_y , a_u – współczynniki konwersji, których wartości podano tab. 1 [7].



Rys. 1. Schemat wież oświetleniowych

Współczynnik k_k i k_d zależą od liczebności próby n i odpowiadają 5% kwantylowi charakterystycznemu oraz 2% kwantylowi obliczeniowemu. Określa się je wg tab. 2 [20].

Zaproponowaną metodologię oceny wytrzymałości obliczeniowych stali „dawnych” można stosować w analizach nośności konstrukcji wykonywanej wg PN-EN 1993.

Przykład statystycznych badań parametrów wytrzymałości stali 4. wież oświetleniowych (o takiej samej konstrukcji) stadionu sportowego (rys. 1) przedstawiono w [5]. Wieże zaprojektowano wg PN-B-03200:1976. Nie zachowała się ich dokumentacja projektowa i nie był znany gatunek stali zastosowanej na wieże. W związku z rekonstrukcją wież i potrzebą oceny ich nośności wg PN-EN 1993-3-2 niezbędna była identyfikacja parametrów wytrzymałościowych zastosowanej stali.

Wszystkie połączenia rurowych prętów wież wykonano jako spawane bez blach węzłowych, co uniemożliwiało pobranie próbek stali do statycznej próby rozciągania. Dlatego zastosowano pośredni sposób oceny parametrów wytrzymałościowych stali badanych wież tj. na podstawie pomiarów twardości Brinella. Takie badania umożliwiają w prosty sposób ocenę granicy plastyczności stali i wytrzymałości stali na rozciąganie, a także łatwe pozyskanie dużej liczby wyników, co jest korzystne w statystycznym oszacowaniu identyfikowanych parametrów. W badaniach 4. wież oświetleniowych [5], dzięki wykonaniu bardzo licznych pomiarów, stwierdzono użycie na konstrukcję różnych gatunków stali tj. R35 oraz R45 – bez żadnej reguły stosowania. Prawdopodobnie stal na badane obiekty była „kompletowana” od różnych dostawców lub producentów, a pomiary twardości Brinella stali umożliwiły identyfikację niejednorodności materiałowej badanych wież oświetleniowych.

Doświadczalną obliczeniową wytrzymałość stali $f_{d,exp}$ proponuje się oszacować ze wzoru:

$$f_{d,exp} = \min(f_{y,d}, f_{y,k} / \gamma_s). \quad (8)$$

Tablica 1. Wartości współczynników a_y i a_u wybranych gatunków stali konstrukcyjnych [7]

Gatunek stali	Współczynniki	
	a_y	a_u
St3S (~S235), R35 (~S235H)	2,33	3,28
10HA (~S335W)	2,23	3,16
R45 (~S275H)	2,35	3,38
18G2 (~S355)	2,40	3,45

Tablica 2. Wartości współczynników k_k , k_d wg [20]

Współczynnik	Liczba próby n										
	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_k	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
k_d	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04

3.3. Analiza globalna konstrukcji

W ostatnich latach nastąpił znaczący postęp wiedzy dotyczący teorii konstrukcji stalowych oraz udoskonalenie ich modeli obliczeniowych. Zaimplementowano je w PN-EN 1993. Są one zdecydowanie bardziej szczegółowe, obszerniejsze, a przede wszystkim różne od zasad w PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976 i PN-B-03200:1980 i PN-B-03200:1990.

Według PN-EN 1993 w analizie globalnej stosuje się dokładniejszą, często zaawansowaną obliczeniowo, identyfikację modelowania wyężenia konstrukcji stalowych. Uwzględnienia się m.in. efekty towarzyszące deformacjom ustroju, imperfekcje globalne ustroju i lokalne elementów, wpływ zachowania się i właściwości połączeń (ich podatności), plastyczną nośność przekroju i konstrukcji, a w aspekcie właściwości stali analizę nieliniową.

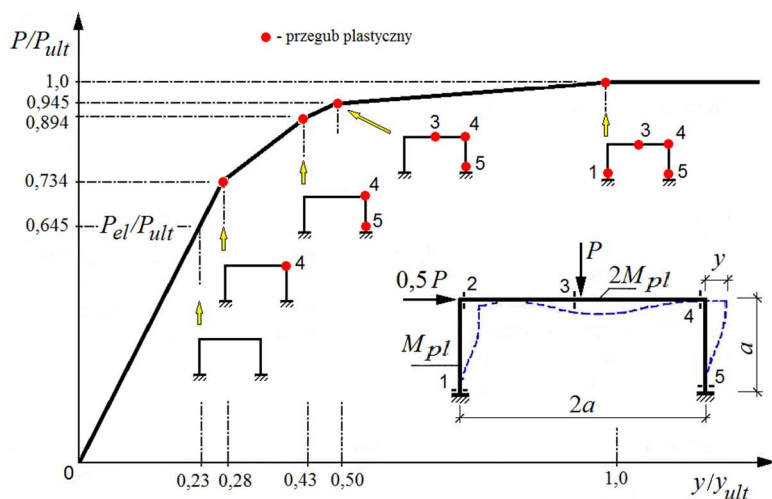
Normy PN-B-03200 z lat 1956, 1962 i 1976 nie określały sposobu obliczania sił wewnętrznych w konstrukcji. Dopiero w PN-B-03200:1980 podano, że konstrukcje należy obliczać wg teorii I lub II rzędu w założeniu sprężystego modelu wyężenia stali, a w uzasadnionych przypadkach z uwzględnieniem plastycznej rezerwy nośności.

Projektując wg PN-B-03200 powszechnie stosowano analizę sprężystą wg teorii I rzędu. W przypadku konstrukcji o krępościennych przekrojach prętów ich wytrzymałość sprężysta jest limitowana formalnie granicą sprężystości stali. W takiej ocenie nie uwzględnia się plastycznej nośności przekroju oraz plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych w ustroju.

Rezerwy wynikające z plastycznej wytrzymałości można uwzględnić w ocenie nośności modernizowanych konstrukcji i często, mimo zwiększonych obciążeń, zbyteczne jest ich wzmacnianie. Dotyczy to obciążonych statycznie konstrukcji statycznie niewyznaczalnych, o prętach klasy 1, ze stali spełniającej wymagania ciągliwości. Charakteryzują się one zdolnością do plastycznego wyrównywania sił w przekrojach oraz między przekrojami. Korzyści wynikające ze stosowania plastycznej rezerwy nośności konstrukcji stalowych przedstawiono na przykładzie ramy pokazanej na rys. 2. Jej pręty są o przekrojach klasy 1. W ścieżce równowagi statycznej ramy (rys. 2) kropkami oznaczono tworzenie się kolejnych przegubów plastycznych. Nośność sprężysta ramy P_{el} wynosi 64,5% jej plastycznej nośności granicznej P_{ult} . Obliczeniowe „wzmocnienie” (w stosunku do analizy sprężystej) tej ramy wynosi 35,5%.

Obiekty o konstrukcji stalowej projektowane wg PN-B-03200, na podstawie obliczeń z „ery przedkomputerowej” mogą być też „wzmacniane” w wyniku przyjęcia precyzyjniejszych modeli

oceny nośności. PN-EN 1993 proponuje zaawansowane modele oceny wyężenia konstrukcji stalowych, a współczesne zaawansowane programy komputerowe umożliwiają dokładniejszą niż dawniej analizę ich zachowania się oraz ocenę nośności. Takie obliczeniowe „wzmocnienie” konstrukcji przedstawiono na przykładzie oceny nośności płatwi.



Rys. 2. Ścieżka równowagi statycznej $P/P_{pl}(y/y_{ult})$ stalowej ramy o prętach, których przekroje są klasy 1

Projektowane wg PN-B-03200 ciągłe płatwie z dwuteowników walcowanych na gorąco były zazwyczaj obliczane w sprężystym zakresie wyężenia stali. Uwzględnienie zgodnie z PN-EN 1993 uplastycznienia ich zginanych przekrojów klasy 1 umożliwia przyjęcie o około 17% większego obciążenia obliczeniowego, w stosunku do wyznaczonego wg analizy sprężystej. Kolejne zwiększenie obciążenia otrzymuje się uwzględniając plastyczną redystrybucję sił w płatwiach ciągłych, które np. w przypadku płatwi dwuprzęsłowych wynosi 18%.

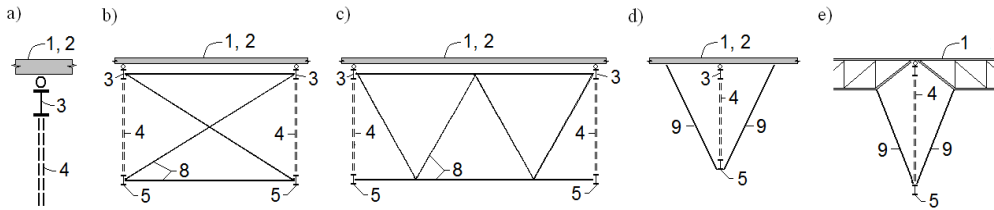
W modernizacjach hal ich ciężkie żelbetowe płyty dachowe zastępuje się np. blachami trapezowymi. Często masa własna nowej, lekkiej obudowy nie równoważy unoszącego „ssania” wiatru i powstaje wężenie ściskające w niestężonych bocznie pasach dolnych płatwi. Występuje wtedy problem zabezpieczenia przed wyboczeniem z płaszczyzny pasów dolnych płatwi kratownicowych lub przed zwichrzeniem płatwi pełnościennych. Z powodu nie uwzględnienia ww. kwestii odnotowuje się awarie remontowanych dachów np. [9].

W powszechnie stosowanej ocenie stateczności pasów z płaszczyzny kratownicy przyjmuje się przegubowe połączenie płatwi lub blachy trapezowej z jej pasem górnym (rys. 3a). Dlatego w celu zmniejszenia długości wyboczeniowej „swobodnego” pasa dolnego kratownicy z jej płaszczyzny l_{ez} projektuje się odpowiednie stężenia prętowe (rys. 3b–e). W wielu przypadkach są one zbyt liczne, gdyż sztywności gięte: płatwi lub blachy trapezowej, ich połączeń z pasem górnym (rys. 4a, 5a), a także wykratowania, ograniczają przemieszczenia boczne pasa dolnego kratownicy.

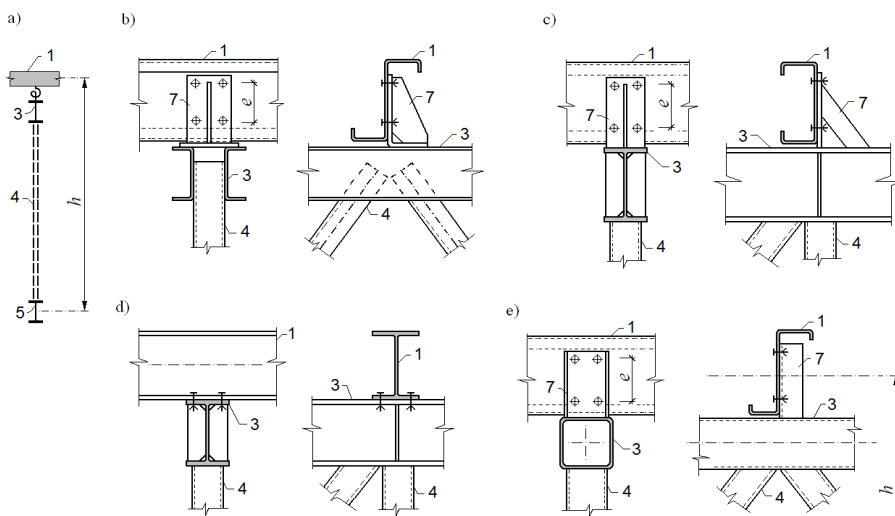
To „zamocowanie” wężara w obudowie dachu można uwzględnić w ocenie niestateczności pasów dolnych modernizowanych dachów kratownicowych. Omawiany sposób oceny wyboczenia pasów dolnych z płaszczyzny kratownicy jest podobny do obliczania wężenia usztywnionych blachą trapezową pasów dolnych płatwi pełnościennych podany w [24].

Sztywności gięte: płatwi pełnościennych, ich połączenia z pasem górnym (o konstrukcji pokazanej na rys. 4b–e) oraz wykratowania wężara można uwzględnić w ocenie wyboczenia pasa dolnego z płaszczyzny kratownicy [3, 8]. Również blacha trapezowa odpowiednio

połączona z pasem górnym kratownicy (o konstrukcji pokazanej na rys. 5b–e) ogranicza przemieszczenie boczne jej pasa dolnego [3, 4] i zwiększa jego nośność wyboczeniową.



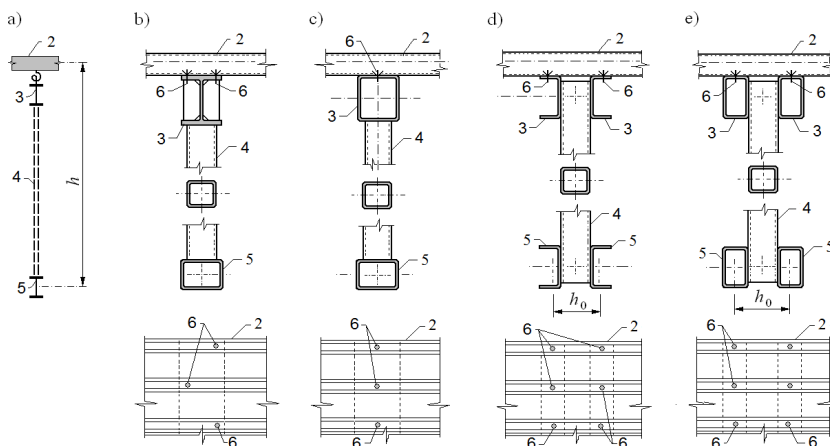
Rys. 3. Schemat: a) modelu obliczeniowego, b)–e) prętowego stężenia pasów dolnych przed wyboczeniem z płaszczyzny kratownicy; 1 – płatew, 2 – blacha trapezowa, 3 – pas górny kratownicy, 4 – słupki i krzyżulce (skratowanie) kratownicy, 5 – stężany pas dolny kratownicy, 8 – stężenie, 9 – zastrzał



Rys. 4. Połączenia płatwi z pasami górnymi kratownic, które usztywniają ich pasy dolne przed wyboczeniem z jej płaszczyzny; 1 – płatew pełnościenne, 3 – pas górny kratownicy, 4 – wykratowanie (słupki i krzyżulce) kratownicy, 5 – stężany pas dolny kratownicy, 7 – podpórka płatwi

Stężające zadanie konstrukcyjne blach trapezowych wymaga szczególnie starannego wykonawstwa ich połączeń z pasem górnym kratownicy. Blachy trapezowe, o grubości ścianek nie mniejszej niż 0,7 mm, muszą być połączone w sposób ciągły ich dolnymi fałdami z pasem górnym kratownicy, a także sąsiednie arkusze blach trapezowych należy połączyć ze sobą wzdłużne w odległości nie większej niż 300 mm. Jakość wykonania tych połączeń podlega kontroli i odbiorowi technicznemu [25]. Jeśli blachy trapezowe usztywniają bocznie kratownice, to w takich obiektach muszą być tablice ostrzegawcze, informujące o zakazie modernizacji dachu bez wykonania wcześniejszych analiz nośności [25].

Przyjęcie analizowanego modelu oceny stateczności pasów dolnych z płaszczyzny ustroju, jest też uwarunkowane koniecznością zastosowania odpowiedniej konstrukcji kratownicy. Połączenia ich prętów wykratowania z pasami powinny być o dostatecznej sztywności giętnej oraz nośności w płaszczyźnie prostopadłej do kratownicy. Na przykład rurowe końcówki krzyżulców i słupków kratownic powinny być bez spłaszczeń i wyoblen oraz całym obwodem przyspawane do pasów. Ich połączenia z pasami powinny być zaprojektowane na pełną nośność łączonego pręta wykratowania.

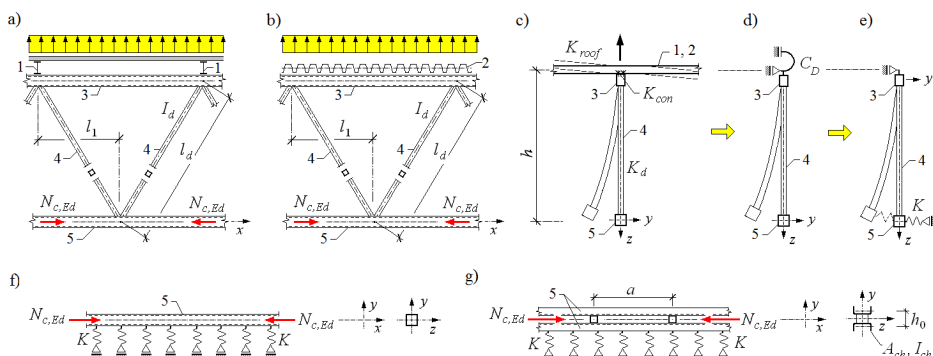


Rys. 5. Połączenia blachy trapezowej z pasami górnymi kratownic, które usztywniają pasy dolne przed wyboczeniem z jej płaszczyzny; 2 – blacha trapezowa, 3 – pas górny kratownicy, 4 – wykratowanie (słupki i krzyżulce) kratownicy, 5 – pas dolny kratownicy, 6 – łącznik

W ocenie wyboczenia pasa dolnego z płaszczyzny kratownicy przyjmuje się jej ciągle nieprzesuwne podparcie w płaszczyźnie połączy dachu oraz przeciwskrętne C_D w osi pasa górnego (rys. 6d). Następnie przeciwskrętne podparcie w osi pasa górnego C_D zastępuje się podparciem liniowym pasa dolnego w kierunku prostopadłym do płaszczyzny kratownicy, o sprężystości równoważnej K (rys. 6e), którą oblicza się ze wzoru [3, 8]:

$$K = (K_{roof}^{-1} + K_{con}^{-1} + K_d^{-1})^{-1}, \quad (9)$$

gdzie: K_{roof} , K_{con} , K_d – sprężystość giętna: płatwi lub blachy trapezowej, połączenia płatwi lub blachy trapezowej z pasem górnym kratownicy i wykratowania (słupków i krzyżulców) kratownicy; są one obliczane na jednostkę długości stężanego pasa dolnego kratownicy.



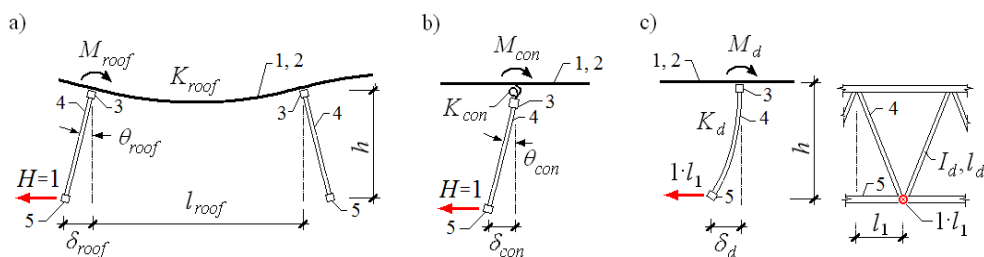
Rys. 6. Schematy modeli: fizycznych (a, b) i obliczeniowych (c, d, e, f, g) pasa dolnego stężonego sprężystym połączeniem kratownicy z płatwią lub blachą trapezową; 1 – płatwie, 2 – blacha trapezowa, 3 – pas górny kratownicy, 4 – wykratowanie (słupki i krzyżulce) kratownicy, 5 – pas dolny kratownicy

W ocenie stateczności z płaszczyzny kratownicy pas dolny jest traktowany jak ściskany pręt na sprężystym podłożu obustronnym (tzn. przy jego wygięciu nie występuje odrywanie pręta od podłoża) o sprężystości zastępczej K i schematach pokazanych na rys. 6f, 6g.

Schemat modelu obliczeniowego sprężystości giętej płatwi lub blachy trapezowej K_{roof} pokazano na rys. 7a. Wyznacza się ją obliczając przemieszczenie poziome (wynikające ze sztywności płatwi lub blachy trapezowej) pasa dolnego kratownicy δ_{roof} od siły jednostkowej $H = 1$. Sprężystość giętą K_{roof} oblicza się ze wzoru [3, 8]:

$$K_{roof} = 2EI_{roof}h^{-2}l_{roof}^{-1}, \quad (10)$$

gdzie: h – odległość między osią płatwi lub blachy trapezowej i osią pasa dolnego kratownicy (w kratownicy o zmiennej wysokości na swej długości przyjmuje się h w przekroju, gdzie występuje maksymalna siła ściskająca w pasie dolnym $N_{c,Ed}$), l_{roof} , I_{roof} – rozpiętość przęsła i moment bezwładności płatwi lub blachy trapezowej, E – moduł sprężystości podłużnej stali.



Rys. 7. Schemat obliczania sprężystości giętej: a) płatwi lub blachy trapezowej K_{roof} , b) połączenia płatwi lub blachy trapezowej z pasem górnym kratownicy K_{con} , c) wykratowania kratownicy K_d ; 1 – płatwie, 2 – blacha trapezowa, 3 – pas górny, 4 – wykratowanie kratownicy, 5 – pas dolny

Model obliczeniowy oceny sprężystości giętej połączenia płatwi lub blachy trapezowej K_{con} pokazano na rys. 7b i oblicza się ją ze wzoru:

$$K_{con} = \delta_{con}^{-1}, \quad (11)$$

gdzie: δ_{con} – przemieszczenie poziome pasa dolnego kratownicy od siły jednostkowej $H = 1$, wynikające ze sztywności połączenia płatwi lub blachy trapezowej z pasem górnym.

Sprężystość połączenia K_{con} ma zazwyczaj największy wpływ na sztywność liniowego podparcia sprężystego K pasa dolnego kratownicy. Wyznacza się ją doświadczalnie (wg procedury podanej w [24]) lub numerycznie (np. [6]). Przykład oceny sprężystości połączenia K_{con} płatwi giętych na zimno z pasem górnym kratownicy przedstawiono w [8].

W przypadku blach trapezowych sprężystość K_{con} można obliczyć wg oszacowania zaproponowanego przez Lindnera [11, 12] i przyjętego w [24], korzystając ze wzoru:

$$K_{con} = C_{100} k_{ba} k_t k_A k_{bT} h^{-2}, \quad (12)$$

gdzie: C_{100} – współczynnik bazowy pasa stężanego elementu o szerokości 100 mm, k_i – współczynniki zależne od szerokości pasa stężanego elementu, geometrii i ułożenia arkusza blachy trapezowej, rozstawu łączników oraz od kierunku i wartości obciążenia przekazywanego z poszycia dachowego na stężany element.

Sztywność giętą wykratowania K_d wyznacza się obliczając przemieszczenie poziome (wynikające ze sztywności prętów wykratowania) pasa dolnego kratownicy δ_d od obciążenia

jednostkowego (rys. 7c). Wzory na sztywności giętne K_d wykratowań typu N oraz W kratownic podano w [3]. W przypadku wykratowania typu V oblicza się ją ze wzoru:

$$K_d = 3EI_d l_1^{-1} l_d^{-3}, \quad (13)$$

gdzie: l_1 – odległość między węzłami pasa górnego i pasa dolnego kratownicy, l_d , I_d – długość i moment bezwładności przekroju krzyżulca (rys. 7c).

Obciążenie krytyczne z płaszczyzny kratownicy (względem osi z) jednogałęziowego pasa dolnego (rys. 6g) stężonego bocznie obudową dachu można obliczyć ze wzoru [3, 8]:

$$N_{cr,z1} = 2\sqrt{KEI_z}, \quad (14)$$

gdzie: I_z – moment bezwładności pasa dolnego kratownicy względem osi z.

Obciążenie krytyczne z płaszczyzny kratownicy (względem osi z) dwugałęziowego pasa dolnego (rys. 6f) stężonego bocznie obudową dachową, oblicza się ze wzoru [3, 8]:

$$N_{cr,z2} = \sqrt{KEI_{eff}} \left(2 - \sqrt{KEI_{eff} / S_v} \right) \quad \text{gdy } S_v / \sqrt{KEI_{eff}} > 1, \quad (15)$$

$$N_{cr,z2} = KEI_{eff} / S_v \quad \text{gdy } S_v / \sqrt{KEI_{eff}} \leq 1. \quad (16)$$

Sztywność postaciową na ścinanie S_v oraz zastępczy moment bezwładności na zginanie I_{eff} dwugałęziowego pasa dolnego kratownicy w (15), (16) wyznacza się ze wzoru:

$$S_v = 2\pi^2 EI_{ch} a^{-2}, \quad (17)$$

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch}, \quad (18)$$

gdzie: a , h_0 – osiowy rozstaw przewiązek oraz gałęzi pasa dolnego (rys. 6g), A_{ch} , I_{ch} – pole przekroju oraz moment bezwładności względem osi z pojedynczej gałęzi pasa dolnego, μ – współczynnik efektywności wg tab. 6.8 w [23].

W analizie nośności pręty dwugałęziowe są traktowane jak mimośrodowo ściskane pręty jednogałęziowe, obliczane wg teorii II rzędu [23]. Moment zginający M_{Ed} wg teorii II rzędu podany w [23] ma zmodyfikowaną postać i oblicza się go ze wzoru:

$$M_{Ed} = \frac{N_{c,Ed} e_0 + M_{Ed}^I}{1 - N_{Ed} / N_{cr,z2}}, \quad (19)$$

gdzie: $N_{cr,z2}$ – zastępcza siła krytyczna obliczona wg (15) lub (16), $N_{c,Ed}$ – obliczeniowa siła ściskająca w pasie dolnym kratownicy, $e_0 = l_{cr,z2}/500$ – wstępne łukowe wygięcie osi podłużnej pasa dolnego kratownicy, $l_{cr,z2}$ – długość wyboczeniowa pręta dwugałęziowego, M_{Ed}^I – maksymalny obliczeniowy przęsłowy moment zginający w pasie dolnym kratownicy bez uwzględnienia efektów II rzędu.

Przykład obliczeń stateczności jednogałęziowego pasa dolnego z płaszczyzny kratownicy z uwzględnieniem jej „zamocowania” w obudowie dachowej podano w [3].

4. Wnioski końcowe

Rekonstrukcja ustrojów nośnych obiektów budowlanych zaprojektowanych wg PN-B wymaga zgodnie z [26] opracowania projektów wg Eurokodów. Zasady projektowania wg PN-B nie są kompatybilne z Eurokodami, gdyż przyjęte w nich modele oceny nośności i współczynniki bezpieczeństwa są odmiennie wyspecyfikowane. Nie można wprost stosować reguł projektowania konstrukcji stalowych wg PN-EN 1993 do obiektów zrealizowanych wg PN-B-03200 bez kompleksowej analizy m.in. cech materiałowych, deterioracji i jakości wykonania obiektu. Zasady oceny nośności podane w PN-EN 1993-1-1 dotyczą konstrukcji ze stali spełniających odpowiednie wymagania dotyczące plastyczności, spawalności i uderzalności. Stąd ważna jest identyfikacja właściwości stali modernizowanego obiektu.

Pomiary twardości Brinella umożliwiają w prosty sposób ocenę wytrzymałości stali oraz łatwą kontrolę „jednorodności” użytych gatunków zastosowanych do budowy obiektu. Zaproponowaną metodologię oceny wytrzymałości stali dawnych, obiektów zaprojektowanych wg PN-B, można stosować w ocenie nośności konstrukcji wykonywanej wg PN-EN 1993.

Obecnie stosowane zaawansowane modele wyężenia konstrukcji stalowych i współczesne techniki komputerowe umożliwiają dokładniejszą niż dawniej analizę ich nośności. W analizach uwzględnia się m.in. efekty towarzyszące deformacjom konstrukcji, imperfekcje globalne i lokalne, nośność plastyczną, podatność węzłów i połączeń. Modele te są bardziej szczegółowe, obszerniejsze, a przede wszystkim różne od zasad w PN-B-03200 z lat 1962–1990. Jeśli są spełnione odpowiednie wymagania m.in. materiałowe, można je stosować w ocenie nośności modernizowanych konstrukcji stalowych. Należy się liczyć z tym, że obliczenia wg PN-EN 1993 mogą wykazać potrzebę wzmocnienia konstrukcji. Równocześnie stosując zaawansowane analizy oceny nośności można wykorzystać np. rezerwę nośności plastycznej, przestrzenną współpracę, podatności węzłów itp. i mimo zwiększonych obciążeń wynikających z modernizacji obiektu, nie będzie potrzebne wzmacnianie konstrukcji.

W modernizowanych dachach, gdy masa własna lekkiej obudowa nie równoważy unoszącego „ssania” wiatru występuje problem wyboczenia nie stężonych bocznie pasów dolnych z płaszczyzny kratownicy. W analizie ich stateczności można wtedy wykorzystać sztywność giętno-skrętną ustroju złożonego z płatwi lub blach trapezowych odpowiednio połączonych z kratownicą. Sztywność ta ogranicza przemieszczenia boczne pasa dolnego kratownicy. Uwzględniając ją w ocenie wyboczenia pasa dolnego z płaszczyzny kratownicy można nie stosować klasycznych stężeń prętowych. Takie obliczanie stateczności pasów dolnych kratownic daje oszczędności stali, czasu wykonania konstrukcji i jej montażu.

Literatura

1. Biegus A.: Podstawy projektowania konstrukcji i oddziaływania na konstrukcje, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2014.
2. Biegus A.: Wybrane zagadnienia oceny nośności istniejących konstrukcji stalowych w aspekcie wymagań Eurokodów, XIV Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce-Cedzyna 11–13 maja 2016, s. 149–159.
3. Biegus A.: Trapezoidal sheet as a bracing preventing flat trusses from out-of-plane buckling, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 15 (2015) pp. 735–741.
4. Biegus A.: Analiza wyboczenia pasów dolnych z płaszczyzny kratownic w dachach bezpłatwowych, Materiały Budowlane nr 10/2015.
5. Biegus A., Dudkiewicz J., Koziół P., Organek P.: Ocena wytrzymałości obliczeniowej dawnych stali na podstawie pomiarów twardości Brinella, Inżynieria i Budownictwo nr 10/2015, s. 520–524.
6. Gajdzicki M., Goczek J.: Numerical simulation to determine torsional restrain of cold-formed Z-purlin, XII International Conference on Metal Structures, Wrocław, 15–17 June 2011.

7. Gosowski B., Kubica E.: Badania laboratoryjne konstrukcji metalowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
8. Gozzi J.: Design of roof trusses, Access-Steel SN027a-EN-EU.
9. Hotała E., Hotała P., Zarembowicz M.: Bezpieczeństwo płatwi podczas obciążenia wiatrem lub śniegiem, Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa, tom 2, Konstrukcje budowlane i inżynierskie, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, s. 233–240, Białystok 2007.
10. ISO 13822:2001. Bases for design of structures – Assessment of existing structures.
11. Lindner J., Gregull T.: Drehbettungswerte für Dachdeckungen mit untergelegter Wärmedämmung, Stahlbau 58 (6) (1989), pp. 173–179.
12. Lindner J., Groeschel F.: Drehbettungswerte für Profilblechbefestigung mit Setzbolzen bei unterschiedlich grossen Auflasten, Stahlbau 65 (6) (1996), pp. 218–224.
13. PN-B-02010:1980. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.
14. PN-B-02011:1977. Obciążenia obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.
15. PN-B-03200:1956. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
16. PN-B-03200:1962. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
17. PN-B-03200:1976. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
18. PN-B-03200:1980. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
19. PN-B-03200:1990. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
20. PN-EN 1990:2004. Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji, PKN, Warszawa 2004.
21. PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.
22. PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
23. PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne i reguły dla budynków PKN, Warszawa 2006.
24. PN-EN 1993-1-3:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno, PKN, Warszawa 2008.
25. prEN 1090-4 Execution of steel structures and aluminium structures. CEN/TC 135 – N 661. Brussels 2013.
26. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. nr 75 z 2002, poz. 690, z późniejszymi zmianami).

SELECTED ISSUES OF THE ASSESSMENT OF RESISTANCE FOR MODERNIZED STEEL STRUCTURES ACCORDING TO PN-EN 1993

Abstract: Modernization of the structure that is designed as per PN-B requires an assessment of the safety as per provisions from Eurocodes. Due to their incompatibility, such assessment becomes a complex task. This work contains a synthetic comparison of design bases, as well as the evaluation of effects of the actions and resistances of structures carried out in accordance with Eurocodes and PN-B. As a background, the selected issues of assessment of the resistance done by PN-EN1993 for steel structures being designed as per PN-B-03200, during the years 1962–1990 have been discussed. An identification of strength parameters of the former steel grades has been raised as well as the global plastic analysis of steel structures. Examples of structural „strengthenings” resulting from the more accurate and adequate models of the assessment of the resistance have been presented. Among others, the out-of-plane buckling resistances of the bottom truss chords have been assessed. In this case, the torsional rigidity of the system that consists of purlins or corrugated roof sheets connected to the truss girder is taken into consideration as a restraint that limits the lateral displacement of the bottom chord.

Keywords: modernization of steel structures, assessment of resistance, strengthening of structures, stability of bottom truss chords