

# Nośność elementów stalowych i żeliwnych w budynku gospodarczym z początku XX wieku

Dr inż. Elżbieta Grochowska, dr inż. Joanna Kaliszuk, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Instytut Budownictwa, Uniwersytet Zielonogórski

## 1. Wprowadzenie

W budynkach gospodarczych wybudowanych na przełomie XIX i XX wieku spotyka się elementy konstrukcyjne z żeliwa bądź stali. Z żeliwa są najczęściej wykonane słupy, a ze stali belki i podciąg. Takie budynki obecnie są w nienajlepszym stanie technicznym, przez dziesiątki lat nieremontowane – są zaniedbane.

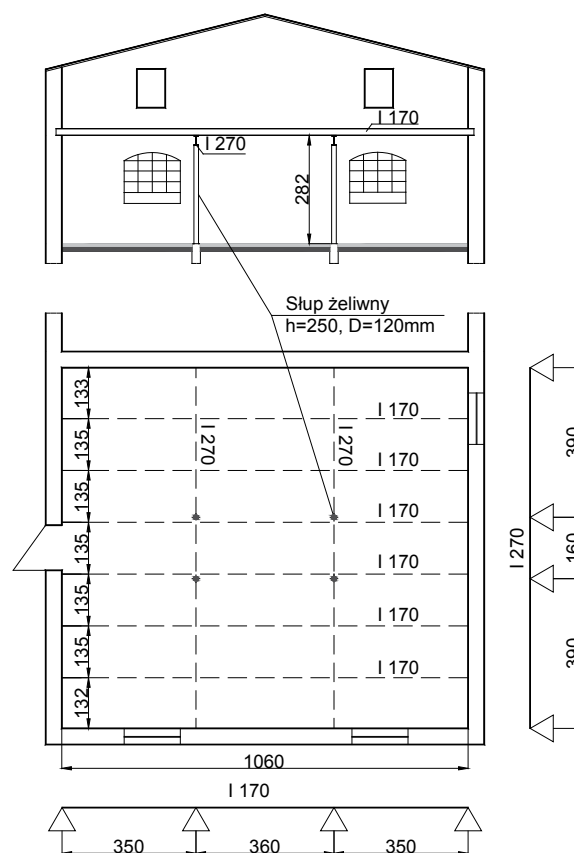
Jeżeli budynki nadal mają być bezpiecznie użytkowane, należy wykonać ocenę stanu technicznego wraz z niezbędnymi obliczeniami statyczno-wytrzymałościowymi w celu określenia ich nośności i podjęcia decyzji: co dalej. Już na początku tej drogi inżynier budowlany natrafia na dylematy typu, jak sprawdzić nośność takich elementów, korzystając z europejskich norm obecnie obowiązujących, może według polskich norm, a może należy cofnąć się do czasów, w których obiekt powstał i sprawdzić nośność według zasad obowiązujących ówczesnie. Kolejnym problemem jest to, jak określić wytrzymałość elementu stalowego czy żeliwnego bez wykonywania badań próbek. Zazwyczaj pobranie materiału do badania jest niemożliwe, jeżeli nadal obiekt miałby być użytkowany.

## 2. Opis obiektu

Przedmiotem opracowania jest obiekt gospodarczy, którego czas wybudowania ocenia się na rok 1903, czyli początek XX wieku. Obiekt zlokalizowany jest w województwie lubuskim, na dawnych ziemiach niemieckich.

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne wykonano jako murowane z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej o grubości 42 i 52 cm. Strop nad pomieszczeniami stajni wykonano jako betonowy łukowy na stalowych belkach dwuteowych, belki są częściowo skorodowane. W płycie betonowej brak jest zbrojenia. Grubość płyty w części środkowej wynosi 100 mm. Takiego rodzaju stropy pojawiły się po 1900 roku. Stosowano w nich dwuteowniki o wysokości 140–220 mm układane w rozstawie 800–1000 mm. Betonową płytę wykonywano o grubości równej wysokości belki lub 2/3 wysokości belki, lecz nie mniej niż 100 mm.

W obiekcie znajdują się elementy konstrukcyjne wykonane z żeliwa (słupy) i ze stali (podciąg, belki). Na podstawie wykonanej inwentaryzacji ustalono, że podciąg dwuteowy

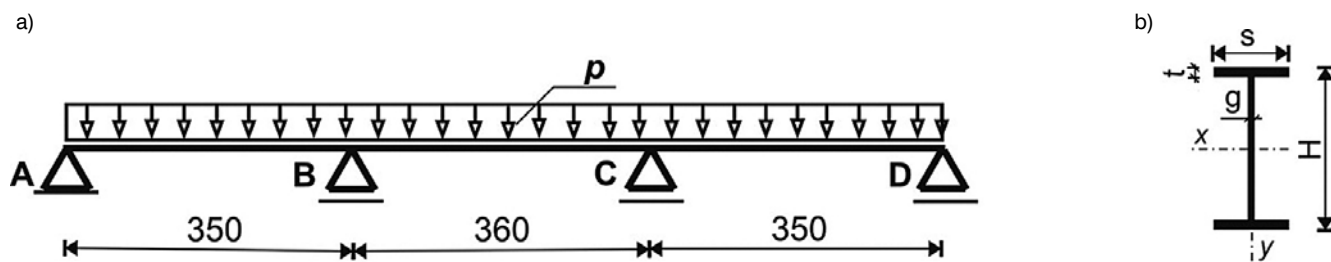


Rys. 1. Przekrój i rzut fragmentu budynku wraz z usytuowaniem belek (I 170), podciągów (I 270) i słupów

o wysokości 270 mm oparte są na ścianach i słupach żeliwnych o średnicy 120 mm. Na podciągach opierają się belki dwuteowe o wysokości 170 mm rozstawione co 1,35 m. Fragment rzutu budynku gospodarczego z rozmieszczeniem stalowych belek i podciągów oraz żeliwnych słupów, a także przekrój poręczny budynku pokazano na rysunku 1.

## 3. Metody obliczeń, charakterystyki materiałowe

Na początku XX wieku dominującą metodą projektowania była metoda naprężeń dopuszczalnych polegająca na porównaniu obliczonych naprężeń  $\sigma$  w przekrojach krytycznych analizowanej konstrukcji z naprężeniami dopuszczalnymi  $\sigma_{dop}$ .



Rys. 2. Belka pośrednia: a) schemat statyczny, b) przekrój poprzeczny

Element konstrukcji uważano za poprawnie zaprojektowany, gdy spełniony był warunek  $\sigma \leq \sigma_{dop}$ . Przy czym naprężenia  $\sigma$  obliczano dla wartości charakterystycznych obciążeń, a wartości naprężeń dopuszczalnych przyjmowano odpowiednio dla projektowanego elementu konstrukcji z uwzględnieniem materiału oraz rodzaju naprężeń wywołanych odpowiednio ściskaniem, rozciąganiem, zginaniem, rozciąganiem i zginaniem czy też ścinaniem. Dokładny opis metod projektowania okresu międzywojennego, wraz z parametrami wytrzymałościowymi stosowanych w tym czasie materiałów zawarto w pracach [1, 2]. Ze względu na brak wiedzy o wartościach naprężeń granicznych materiałów w konstrukcjach z początku XX w. szacowanie nośności tych konstrukcji przeprowadza się najczęściej metodą naprężeń dopuszczalnych, według której były projektowane, przy uwzględnieniu zaistniałych procesów zniszczenia i starzenia. Obecnie obowiązująca metoda stanów granicznych może posłużyć jedynie jako porównawcza.

W związku z powyższym stan wyężenia, zarówno żeliwnych słupów jak i stalowych belek znajdujących się w analizowanym obiekcie, sprawdzono metodą naprężeń dopuszczalnych, a ponadto belki pośrednie i podciąg obliczono metodą stanów granicznych według eurokodów [3, 4].

W przypadku analizowanego obiektu nie ma możliwości uzyskania informacji o rzeczywistych parametrach wytrzymałościowych materiałów zastosowanych w konstrukcji, tj. żeliwa szarego dla słupów i stali zlewnej St 00.12 dla belek. Dlatego przyjęto, że analizowane elementy konstrukcji wykonano z najłagodszego materiału produkowanego w okresie powstania konstrukcji, a ich parametry wytrzymałościowe określono na podstawie literatury [1, 2]. Z uwagi na wiek konstrukcji, ok. 120 lat, i związanymi z nim procesami starzenia materiałów, przyjęte zgodnie z tablicami 2 i 3 opracowania [1] wartości naprężeń dopuszczalnych zredukowano o 20%.

Tabela 1. Zestawienie obciążeń na metr biegnący belki pośredniej

Rodzaj obciążenia		Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m]
Ciężar własny I170	$m = 19,78 \text{ kg/m}$	0,198
Ciężar płyty betonowej o średniej grubości $h_{sr} = 14 \text{ cm}$	$0,14 \times 24,0 = 3,36 \text{ kN/m}^2$	$3,36 \times 1,35 = 4,540$
Obciążenie użytkowe	$2,5 \text{ kN/m}^2$	$2,5 \times 1,35 = 3,380$
	Razem	$p = 8,120$

Przyjęto, że belki stalowe zostały wykonane z węglowej stali zlewnej (Flusstahl), produkowanej w Niemczech pod koniec XIX wieku i na początku XX wieku. Z tego typu stali wytwarzano między innymi walcowane kształtowniki dwuteowe, stosowane jako elementy konstrukcyjne nośne. W porównaniu ze stalą zgrzewną, była to stal o dobrej wytrzymałości na rozciąganie, zarówno wzdłuż kierunku walcowania jak i w kierunku do niego prostopadłym. Charakteryzowała się dobrą ciągliwością, jednorodnością i miała dostateczną izotropię. W opracowaniu [2] podano charakterystyki wytrzymałościowe stosowanych ówczesnie materiałów z tworzyw żelaznych, jak również podano wymiary i charakterystyki stosowanych w tym czasie kształtowników dwuteowych.

#### 4. Belki drugorzędne dwuteowe o wysokości 170 mm

Belki drugorzędne są wykonane z dwuteowego przekroju stalowego o wysokości 170 mm. Belki są rozstawione co 1,35 m. A za ich schemat statyczny przyjęto belkę trójprzęsłową obciążoną równomiernie o długości przęseł zewnętrznych 3,5 m i długości przęsła wewnętrznego 3,6 m. Układ belek pokazano na rysunku 1, a ich schemat statyczny i przekrój poprzeczny na rysunkach 2a i 2b.

Przyjęto, że belka jest wykonana ze stali zlewnej St 00.12., dla której, zgodnie z opracowaniem [1, 2], naprężenia dopuszczalne  $\sigma_{dop} = 120 \text{ MPa}$ . Ze względu na wiek konstrukcji i korozję zredukowano je o 20%, zatem  $\sigma_{dop} = 120 \cdot 0,8 = 96 \text{ MPa}$ . Wymiary przekroju dwuteowego, jego wskaźnik wytrzymałości oraz masę określono na podstawie tablicy 20a w [2], przyjmując następujące wartości:  $H = 170 \text{ mm}$ ,  $s = 78 \text{ mm}$ ,  $g = 6,6 \text{ mm}$ ,  $t = 9,9 \text{ mm}$ ,  $A = 26,2 \text{ cm}^2$ ,  $W_x = 137 \text{ cm}^3$ ,  $m = 19,78 \text{ kg/m}$ .

##### 4.1. Obliczenia metodą naprężeń dopuszczalnych

Najbardziej wyężone przekroje belki wyznaczono na

podstawie analizy statycznej, przeprowadzonej dla schematu statycznego według rysunku 2a. Wartość obciążenia belki  $p = 8,12$  kN/m ustalono zgodnie z zestawieniem oddziaływań zawartych w tabeli 1.

Przekrojami krytycznymi belki są przekroje nad podporami B i C, w których występuje największy moment zginający  $M_{max} = 10,21$  kNm. Reakcje tych podpór są równe  $R_B = R_C = 31,74$  kN.

Sprawdzono warunek wytrzymałości dla przekroju krytycznego w odniesieniu do naprężeń wywołanych maksymalnym momentem  $M_{max}$ :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} = 74,5 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 96 \text{ MPa}.$$

Wyznaczono stopień wykorzystania wytrzymałości:

$$\sigma / \sigma_{dop} = 74,5 / 96 = 0,78.$$

Przekrój wykazuje 78% wykorzystanie wytrzymałości.

#### 4.2. Obliczenia według PN-EN 1990 oraz PN-EN 1993-1-1

Przyjęto schemat statyczny belki, według rysunku 2a, ze skorygowaną wartością obciążenia  $p$ . W punkcie 4.1. była to wartość charakterystyczna, a teraz jest to wartość obliczeniowa  $p = 11,466$  kN/m wyznaczona zgodnie z eurokodem [4] z zastosowaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa  $\gamma_F$  o wartości 1,35 i 1,5, odpowiednio dla  $\gamma_G$  i  $\gamma_Q$ . Zestawienie obciążeń na metr bieżący belki zamieszczono w tabeli 2. Położenie maksymalnych wartości momentów zginających pozostało bez zmian, ale wzrosła ich wartość,  $M_{max} = 14,42$  kNm. Analogicznie wzrosła wartość reakcji podporowych  $R_B = R_C = 44,82$  kN. Obliczeniową wartość granicy plastyczności stali zlewnej ustalono na podstawie informacji zawartych w publikacji [2] oraz procedury bezpośredniego oszacowania wartości obliczeniowej zamieszczonej w zał. D7.3 eurokodu [3]. W [2] podano przedział zmienności wartości średniej granicy plastyczności stali zlewnej, produkowanej w początkach XX wieku,  $\bar{R}_e = [180;240]$  MPa. Obliczenia przeprowadzono dla dwóch skrajnych wartości, którymi są  $\bar{R}_{e,min} = 180$  MPa i  $\bar{R}_{e,max} = 240$  MPa. Autorzy [2] nie zamieszczają informacji o współczynnikach zmienności  $V_{Re}$  przyjęto  $V_{Re} = 0,1$ , minimalną wartość zalecaną przez [4]. Wartości obliczeniowe  $R_{e,d,min}$  i  $R_{e,d,max}$  wyznaczono z zależności:

$$R_{e,d} = \eta_d \bar{R}_e \cdot \{1 - k_{d,n} \cdot V_{Re}\} \quad (1)$$

Tabela 2. Zestawienie obciążeń na metr bieżący belki

Rodzaj obciążenia		Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m]	$\gamma_F$	Wartość obliczeniowa obciążenia [kN/m]
Ciążar własny I 170	$m=19,78$ kg/m	0,198	1,35	0,267
Płyta betonowa hśr.=14 cm	$0,14 \times 24,0=3,36$ kN/m <sup>2</sup>	$3,36 \times 1,35 = 4,540$	1,35	6,129
Obciążenie użytkowe	2,5 kN/m <sup>2</sup>	$2,5 \times 1,35 = 3,380$	1,50	5,070
	Razem	8,120		$p = 11,466$

w której:

$\eta_d$  – jest współczynnikiem obejmującym wszystkie niepewności nie uwzględnione w badaniach. Biorąc pod uwagę wiek konstrukcji i postępujące w niej procesy starzenia przyjęto  $\eta_d = 0,8$ ;

$k_{d,n}$  – jest współczynnikiem o wartości  $k_{d,n} = 3,04$  odczytanej z tablicy D2 eurokodu [4]. Wartości tam zawarte są ustalone dla stanów granicznych nośności przy następujących założeniach:

– zmienna losowa, dla której wyznaczana jest wartość obliczeniowa ma rozkład normalny,

– wartość średnia wyznaczona została dla  $n>30$  próbek,

– docelowy wskaźnik niezawodności  $\beta$  odpowiada elementom konstrukcji klasy RC2, a jego wartość jest równa  $\beta = 3,8$ ,

– współczynnik wrażliwości  $\alpha_R$  według metody FORM (metody niezawodności pierwszego rzędu), odpowiadający nośności jest równy  $\alpha_R = 0,8$ .

Podstawiając do wzoru (1) odpowiednie, ustalone wartości, otrzymano wartość minimalną i maksymalną granicy plastyczności, odpowiednio  $R_{e,d,min} = 100,2$  MPa i  $R_{e,d,max} = 133,6$  MPa. Tak wyznaczone wartości obliczeniowe granicy plastyczności posłużyły do określenia, zgodnie ze wzorem (2) z eurokodu [4], minimalnej i maksymalnej nośności przekroju belki na zginanie:

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{y,d}}{\gamma_{M0}} \quad (2)$$

We wzorze (2):  $W$  – jest wskaźnikiem wytrzymałości przekroju, dla analizowanej belki  $W = W_x = 137$  cm<sup>3</sup>;

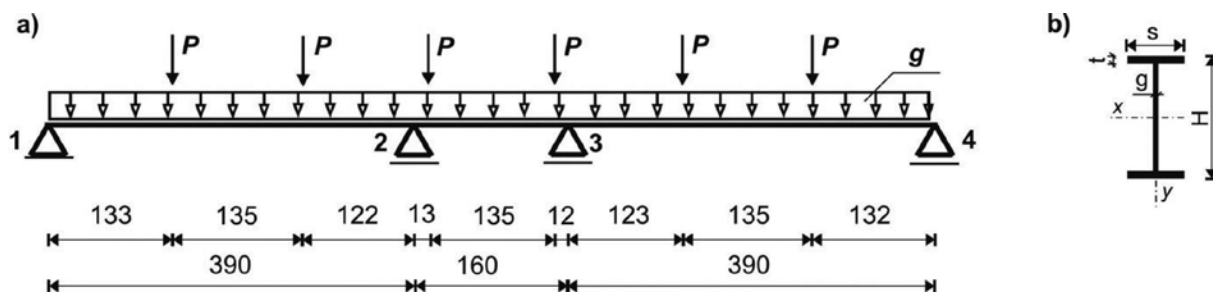
$\gamma_{M0} = 1,0$  – jest częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa, określonym w [4];

$f_{y,d} = (R_{e,d,min} ; R_{e,d,max})$  – jest wyznaczoną, obliczeniową wartością granicy plastyczności stali, odpowiednio minimalną i maksymalną.

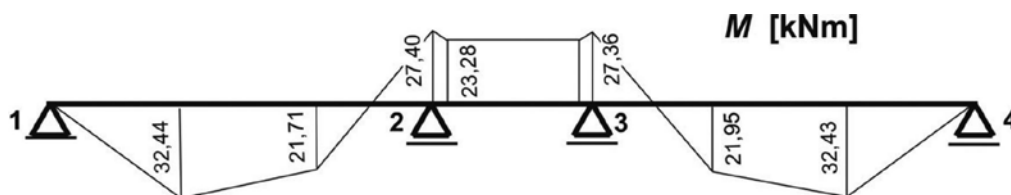
W wyniku przeprowadzonych obliczeń otrzymano następujące wartości nośności przekroju belki na zginanie: minimalną  $M_{c,Rd,min} = 13,7$  kNm oraz maksymalną  $M_{c,Rd,max} = 18,3$  kNm. Sprawdzając warunek stanu granicznego nośności dla  $M_{c,Rd,min}$  i  $M_{c,Rd,max}$  otrzymano:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd,min}} = \frac{14,42}{13,70} = 1,05 > 1,0 \text{ i } \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd,max}} = \frac{14,42}{18,30} = 0,79 < 1,0$$

odpowiednio.



Rys. 3. Podciąg: a) schemat statyczny, b) przekrój poprzeczny



Rys. 4. Wykres momentów zginających dla podciągu

Przy założeniu najmniejszej wartości granicy plastyczności, warunek graniczny jest nieznacznie przekroczony, natomiast przy wartości maksymalnej belka wykazuje 21% zapas nośności.

## 5. Podciąg dwuteowy o wysokości 270 mm

W konstrukcji stropu występują dwa podciągi, które są stalowymi dwuteownikami o wysokości 270 mm. Ich rozmieszczenie przedstawiono na rysunku 1. Na każdym podciągu opierają się belki dwuteowe o wysokości 170 mm, rozstawione co 1,35 m. Przyjęto, że podciąg jest obciążony siłami skupionymi  $P$ , równoważnymi reakcjom podpór opartych na nim belek drugorzędnych  $R_B = R_C$  oraz obciążeniem równomiernie rozłożonym stanowiącym ciężar własny podciągu  $g$ . Wartości reakcji  $R_B = R_C$  przyjęto zgodnie z punktem 4, a ciężar własny belki  $g_k = 0,449$  kN/m i charakterystyki jego przekroju  $H = 270$  mm,  $s = 116$  mm,  $g = 9,7$  mm,  $t = 14,7$  mm,  $A = 57,2$  cm<sup>2</sup>,  $W_x = 491$  cm<sup>3</sup> przyjęto na podstawie tablicy 20a w [2]. Schemat statyczny analizowanej belki oraz jej przekrój poprzeczny przedstawiono odpowiednio na rysunkach 3a i 3b. Gatunek stali i jej parametry wytrzymałościowe przyjęto zgodnie z punktem 4.

### 5.1. Obliczenia metodą naprężeń dopuszczalnych

Do analizy statycznej podciągu przyjęto schemat zgodny z rysunkiem 3, z następującymi wartościami obciążeń:  $g = g_k = 0,449$  kN/m,  $P = R_B = R_C = 31,74$  kN. Wykres obliczonych wartości momentów zginających przedstawiono na rysunku 4.

Maksymalny moment zginający ma wartość  $M_{max} = 32,44$  kNm i występuje w pierwszym przęśle belki. Maksymalna reakcja jest na trzeciej podporze, a jej wartość to  $R_3 = 72,62$  kN.

Sprawdzając warunek wytrzymałości najbardziej wyciężonego przekroju, otrzymano:

$$\sigma = \frac{3244}{491} = 6,61 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 66,1 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 96 \text{ MPa}$$

co oznacza, że przekrój spełnia warunek wytrzymałości wg naprężeń dopuszczalnych. Stopień wykorzystania jego wytrzymałości oszacowano na

$$\frac{\sigma}{\sigma_{dop}} = \frac{6,61}{96} = 0,68 = 68\%$$

### 5.2. Obliczenia według PN-EN 1990 i PN-EN 1993-1-1

Siły wewnętrzne podciągu obliczono dla schematu statycznego według rysunku 3, przyjmując następujące obliczeniowe wartości obciążeń:  $P = P_d = 44,82$  kN i  $g = g_d = 0,606$  kN/m, wyznaczone zgodnie z eurokodem [3] ze współczynnikami bezpieczeństwa  $\gamma_G = 1,35$  i  $\gamma_Q = 1,5$ , odpowiednio dla obciążeń stałych i zmiennych (użytkowych). Maksymalny moment zginający ma wartość  $M_{max} = 45,86$  kNm, a maksymalna reakcja podpory  $R_3 = 102,67$  kN.

Analogicznie do punktu 4.2. wyznaczono graniczne wartości obliczeniowej nośności przekroju zginanego ( $M_{c,Rd,min} = 49,20$  kNm;  $M_{c,Rd,max} = 65,73$  kNm), przyjmując przy tym następujące wartości odpowiednich parametrów: zakres zmienności obliczeniowej granicy plastyczności stali zlewnej  $f_{y,d} = (R_{e,d,min} = 100,2$  MPa;  $R_{e,d,max} = 133,6$  MPa), wskaźnik wytrzymałości przekroju  $W = W_x = 491$  cm<sup>2</sup>. Sprawdzenie warunku granicznego nośności

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,RD,min}} = \frac{45,86}{49,20} = 0,93 < 1 \quad \text{i} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,RD,max}} = \frac{45,86}{65,73} = 0,70 < 1$$

świadczy o zapewnionym, według eurokodów, bezpieczeństwie podciągów.

## 6. Słup żeliwny

Położenie słupów żeliwnych pokazano na rysunku 1. Do analizy przyjęto słup żeliwny o wysokości 2,5 m, obciążony osiowo siłą skupioną  $P = 72,62$  kN, odpowiadającą maksymalnej reakcji podporowej podciągu sprawdzanego w punkcie 4. Pomierzona, zewnętrzna średnica słupa wynosi  $D = 120$  m. Ze względu na brak możliwości pomiaru grubości ścianek przekroju słupa przyjęto najmniejszą podaną w tabeli 31 [2] grubość ścianki  $t = 16$  mm. Na tej podstawie wyznaczono średnicę wewnętrzną przekroju  $d = 88$  mm. Tak przyjęte parametry pozwoliły na wyznaczenie wartości pola przekroju  $A = \frac{\pi}{4} (12^2 - 8,8^2) = 52,3$  cm<sup>2</sup>, momentu i promienia jego bezwładności

$$I_x = \frac{\pi}{64} (12^4 - 8,8^4) = 723,5 \text{ cm}^4, i_x = \sqrt{\frac{723,5}{52,3}} = 3,72 \text{ cm}$$

oraz smukłości słupa  $\lambda = \frac{250}{3,72} = 67,2$ .

Przyjęto, że słup wykonano ze staliwa szarego o wartości naprężeń dopuszczalnych  $\sigma_{dop} = 80$  MPa, zgodnie z opracowaniem [1]. Ze względu na wiek konstrukcji przyjęto naprężenia dopuszczalne o 20% mniejsze, zatem  $\sigma_{dop} = 80 \cdot 0,8 = 64$  MPa. Wytrzymałość słupa oceniono metodą naprężeń dopuszczalnych, sprawdzając następujący warunek:

$$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{A} \leq \sigma_{dop} \rightarrow \sigma = 25,0 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 64 \text{ MPa},$$

w którym:  $P = 72,62$  kN jest siłą osiową obciążającą słup;  $A = 52,3$  cm<sup>2</sup> jest polem przekroju słupa;  $\omega = 1,8$  jest współczynnikiem wybooczeniowym, ustalonym według [1] dla smukłości  $\lambda = 67,2$ .

## 6. Podsumowanie

Wszystkie analizowane elementy konstrukcji, tj. żelazne belki i podciągi oraz żeliwne słupy, spełniają warunki naprężeń dopuszczalnych określone według zasad obowiązujących w czasie ich projektowania.

Podobne rezultaty otrzymano, sprawdzając warunki nośności dla belki i podciągu według aktualnych norm. W tabeli 3 zestawiono wartości wykorzystania nośności elementów, obliczone według przyjętych metod projektowania. W przypadku belek sprawdzanych metodą stanów granicznych

**Tabela 3.** Wykorzystanie nośności w obliczanych elementach konstrukcji

Sprawdzany element \ Metoda obliczeń	Naprężeń dopuszczalnych: $\frac{\sigma}{\sigma_{dop}}$	Stanów granicznych i częściowych współczynników bezpieczeństwa: $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}}$
Belka I170	0,78	$\bar{R}_{e,min}$ : 1,05 $\bar{R}_{e,max}$ : 0,79
Podciąg I270	0,68	$\bar{R}_{e,min}$ : 0,93 $\bar{R}_{e,max}$ : 0,70
Słup żeliwny	0,39	

podano dwie wartości odnoszące się odpowiednio do  $\bar{R}_{e,min} = 180$  MPa i  $\bar{R}_{e,max} = 240$  MPa. Przyjmując maksymalną średnią granicę plastyczności  $\bar{R}_{e,max}$  z podanego w [2] przedziału, otrzymano wyniki zbieżne z metodą naprężeń dopuszczalnych, różniące się o 1% i 2%, odpowiednio dla I170 i I270. W przypadku  $\bar{R}_{e,min}$  różnica ta wzrosła do 26% i 24%. Przy czym warunek nośności został nieznacznie przekroczony tylko dla I170.

W obliczeniach uwzględniono negatywny wpływ starzenia się materiału i postępującej korozji poprzez zredukowanie o 20% wartości naprężeń dopuszczalnych oraz przyjęcie współczynnika niepewności  $\eta_d = 0,8$  przy wyznaczaniu obliczeniowej wartości granicy plastyczności. Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że ocena poziomu bezpieczeństwa przekrojów belek zaprojektowanych metodą naprężeń dopuszczalnych jest zbliżona do otrzymanej w metodzie stanów granicznych. Sprawdzane belki i słupy spełniają warunki ich bezpiecznego użytkowania. Dodatkowe zabiegi oczyszczające i zabezpieczające przed korozją pozwolą na przedłużenie ich żywotności.

### BIBLIOGRAFIA

- [1] Czaplński K., Obliczanie dawnych konstrukcji z żeliwa i stali, Wiadomości Konserwatorskie 26/2009
- [2] Czaplński K., Dawne wyroby ze stopów żelaza, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2009
- [3] PN-EN 1990: Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji, PKN, Warszawa, 2004
- [4] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa, 2006

**Serdecznie zapraszamy autorów do publikowania w „Przeglądzie Budowlanym”**

Za publikację w miesięczniku „Przegląd Budowlany” uzyskuje się 5 punktów