

# Projekt wybranych elementów konstrukcji budynku biurowego z analizą dwóch technologii wykonania – żelbetowej monolitycznej oraz zespolonej stalowo-betonowej

Detailed design of selected structural elements of the office building with analysis of two technologies – monolithic reinforced concrete and steel and concrete composite

mgr inż. Adam Michalak, dr inż. Michał Gołdyn (ORCID: 0000-0002-7791-1940) – promotor, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka

DOI: 10.5604/01.3001.0054.6403

**Streszczenie:** W pracy dokonano porównania technologii żelbetowej monolitycznej i zespolonej stalowo-betonowej na przykładzie wielokondygnacyjnego budynku biurowego. Omówiono wybrane aspekty projektowania tego rodzaju konstrukcji. Przedstawiono analizę porównawczą obejmującą siły wewnętrzne, nośność, a także deformacje obu rodzajów konstrukcji. Dokonano także oceny przyjętych rozwiązań pod względem ekonomicznym.

**Słowa kluczowe:** konstrukcja szkieletowa, ustroje płyta-słup, konstrukcje zespolone, analiza porównawcza, praca dyplomowa.

**Abstract:** The paper compares monolithic reinforced concrete and steel-concrete composite technology on the example of a multi-storey office building. Selected aspects of the design of this type of structure were discussed. A comparative analysis was presented, including internal forces, load-bearing capacity and deformations of both types of structure. An economic assessment of the solutions adopted was also discussed.

**Keywords:** frame structure, slab-and-column structures, composite structures, comparative analysis, diploma thesis.

## 1. Wprowadzenie

Rozwój sektora usługowego w Polsce spowodował zwiększenie zapotrzebowania na nowoczesne przestrzenie biurowe. Firmy z sektora technologii informacyjnych, bankowości czy instytucji finansowych zatrudniają tysiące pracowników, a budynki biurowe muszą spełniać rygorystyczne

wymagania dotyczące komfortu oraz lokalizacji. Wynika stąd dążenie do realizacji budynków, które zapewnią dużą swobodę aranżowania przestrzeni wewnętrznej. Z tego względu popularne stają się żelbetowe ustroje szkieletowe, płytowo-słupowe oraz słupowo-ryglowe usztywniane przez trzony. W największych wieżowcach pojawiają się dodatkowo elementy zespolone stalowo-betonowe, umożliwiające uzyskanie znacznych rozpiętości przęseł i tym samym ograniczenie liczby podpór-słupów. W pracy porównano dwie technologie wykonania budynku biurowego – żelbetową monolityczną oraz zespoloną stalowo-betonową. Inspiracją do podjęcia tematu stanowił projekt architektoniczny budynku Siemens w Hengelo w Holandii (rys. 1).



Rys. 1. Wizualizacja budynku

## 2. Ogólna charakterystyka budynku

Przedmiotem opracowania był niepodpiwniczony budynek biurowy na planie litery L. Obiekt składa się z dwóch oddzielonych od siebie części – pierwszej, jedenastokondygnacyjnej o wysokości 47,4 m i drugiej, czterokondygnacyjnej sięgającej 17,3 m ponad poziom terenu. Wysokość kondygnacji wynosi 4,29 m. Rzut kondygnacji powtarzalnej

**Rys. 2.** Schemat konstrukcji: a) zespolonej stalowo-betonowej, b) żelbetowej monolitycznej

pokazano na rysunku 2. Biurowiec zaprojektowano jako konstrukcję szkieletową, usztywnioną zewnętrznymi trzonami żelbetowymi, w których usytuowano klatki schodowe oraz szyby windowe. Obiekt posadowiono bezpośrednio, na płycie fundamentowej. Zastosowano beton C30/37, stal zbrojeniową B500SP i stal kształtową S235JR (w elementach zespolonych). Konstrukcja nośna budynku musiała charakteryzować się odpornością ogniową R120 (budynek wysoki, kategoria zagrożenia ludzi ZL1, klasa odporności pożarowej „B”) [1].

**2.1. Budynek w technologii zespolonej stalowo-betonowej**

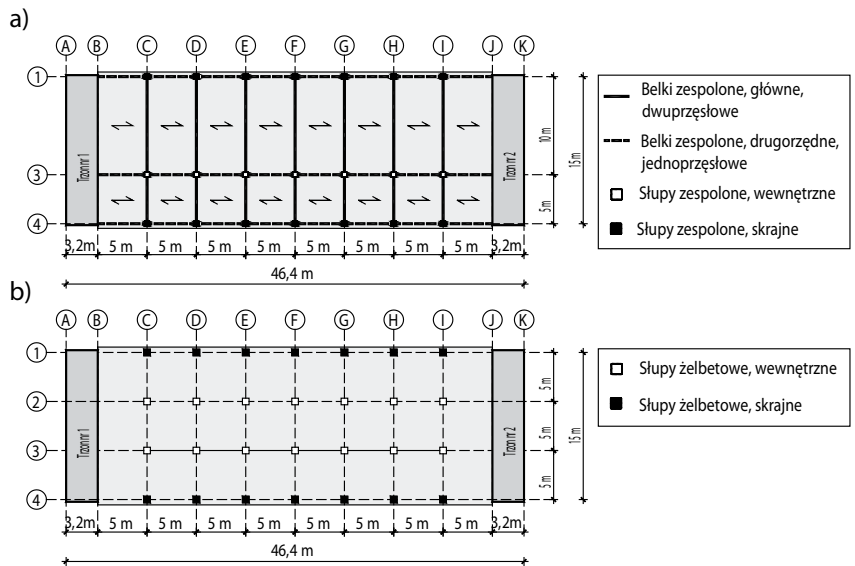
W rozważanym wariantcie zaprojektowano stropy zespolone grubości 14 cm, formowane na blasze fałdowej i oparte na trzonie oraz belkach stalowych. Belki główne w kształtownika IPE 450 w rozstawie 5,0 m zostały uciągłone nad podporą wewnętrzną przez zbrojenie górne rozłożone w płycie, tworząc elementy dwuprzęsłowe o rozpiętości przęseł 5,0 i 10,0 m. Słupy zaprojektowano jako zespolone z kształtowników zamkniętych SHS 300×300 wypełnionych betonem i zbrojone 4 prętami Ø20 (ze względu na wymagania związane z odpornością ogniową [2]). Przyjęto następujące grubości ścianek kształtowników rurowych – w przypadku słupów wewnętrznych odpowiednio  $t = 16$  mm (kondygnacje 1–4) oraz 8 mm (pozostałe), a w słupach skrajnych stałe, wynoszące 8–10 mm. Schemat konstrukcji pokazano na rysunku 2a.

**2.2. Budynek w technologii monolitycznej żelbetowej**

Zaprojektowano stropy płaskie o grubości 20 cm, oparte na ścianach trzonów i żelbetowych słupach w równomiernym rozstawie 5,0×5,0 m (rys. 2b). Założono słupy wewnętrzne o przekroju 45×45 cm (zbrojone 8 prętami Ø16) na kondygnacjach 1–4 oraz 35×35 cm (zbrojone 8 prętami Ø12) na pozostałych kondygnacjach. Słupy zewnętrzne charakteryzowały się stałym przekrojem 45×45 cm na całej wysokości budynku.

**3. Analiza konstrukcji**

Przedmiotem szczegółowego projektu były wybrane elementy konstrukcji budynku, takie jak powtarzalne stropy międzykondygnacyjne i słupy wewnętrzne. Dodatkowo analizowano wpływ rodzaju konstrukcji na sztywność budynku i rozkład sił wewnętrznych – dokonano między innymi oceny przemieszczeń poziomych, a także rozdziału obciążeń na słupy i ściany żelbetowe. Obliczenia wykonano zgodnie z obowiązującymi procedurami projektowymi Eurokod 2 [2, 3] i Eurokod 4 [4, 5], przepisami prawnymi i odpowiednimi aprobatami



technicznymi [6]. Obliczenia statyczne oraz wytrzymałościowe wykonano wykorzystując oprogramowanie komputerowe Autodesk Robot Structural Analysis 2021, LTBeamN, Jordahl Expert, KBB Powierzchnia interakcji.

**3.1. Analiza stropów**

**Strop zespolony stalowo-betonowy**

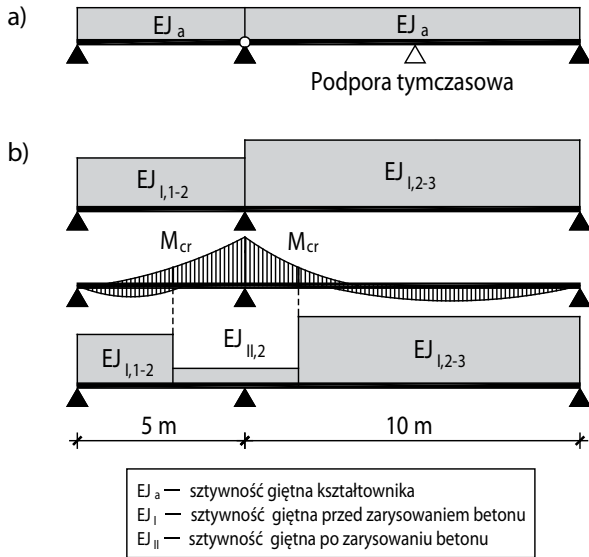
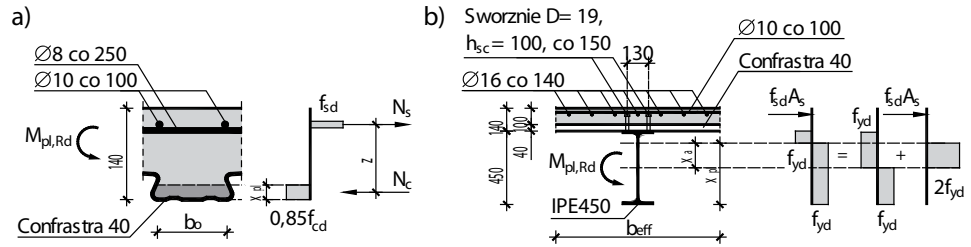
- Płyta zespolona na blasze profilowanej

Zaprojektowano płytę zespoloną (rys. 3a) grubości 14 cm na blasze profilowanej Confracra 40 (grubości  $t = 0,75$  mm). Przyjęto sześcioprzędłowy schemat pracy blachy w fazie montażowej, uwzględniając obciążenia od świeżej mieszanki betonowej i personelu. Blachę oparto na belkach głównych i dwóch podporach tymczasowych w każdym z przęseł. Rozpiętość w osiach podpór wyniosła 1,67 m, a całkowita długość arkusza – 10 m. W fazie eksploatacyjnej płytę zespoloną traktowano jako element ciągły, wieloprzędłowy o rozpiętości przęseł 5,0 m. Przy sprawdzeniu ugięć wyznaczono sztywność giętną płyty, którą obliczono jako iloczyn średniej wartości momentu bezwładności przekroju zarysowanego oraz niezarysowanego, a także średniej wartości stosunku modułów stali i betonu dla oddziaływań długo i krótkotrwałych [5, 7]. Podczas wymiarowania przekroju założono plastyczny rozkład naprężeń (rys. 3a). Ze względu na wymaganą odporność ogniową stropu konieczne było zastosowanie zbrojenia umieszczanego w każdej fałdzie (pojedynczy pręt Ø16). Nad podporami przyjęto zbrojenie główne Ø10 co 100 mm. Wykorzystanie nośności płyty na zginanie wyniosło odpowiednio 29% (przędło) i 96% (podpora). Całkowite ugięcie było równe  $9,2 \text{ mm} < f_{max} = 20 \text{ mm}$ .

- Belka zespolona

Analizowano pracę głównych belek stropowych w dwóch fazach: wykonawczej i eksploatacyjnej (rys. 4). Przyjęto, że podczas betonowania płyty, belka składa się z dwóch niezależnych części – pierwszej jednoprzędłowej i drugiej dwuprzędłowej z podporą montażową w środku rozpiętości,

**Rys. 3.** Przekroje i obliczeniowe rozkłady naprężeń uwzględniane w obliczeniach elementów zespolonych: a) płyty, b) belki

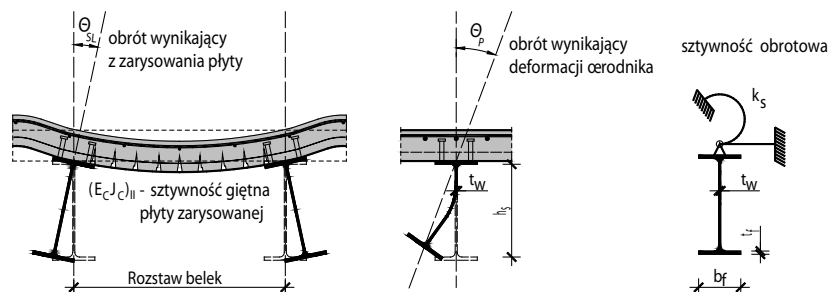


**Rys. 4.** Schemat statyczny i sztywność belki a) przed zespoleniem b) po zespoleniu (przed i po zarysowaniu płyty)

zastosowaną w celu ograniczenia ugięć. W drugiej fazie belkę traktowano jako dwuprzęsłowy element ciągły. Kształtowniki stalowe IPE 450 połączone z płytą zespoloną za pomocą spawanych sworzni umieszczanych w każdej fałdzie blachy (rys. 3b). Uzyskano zespolenie pełne w przęśle o rozpiętości 10 m i zespolenie częściowe w przęśle krótszym, co spowodowane było rozkładem momentu zginającego, wynikającym z przyjętej geometrii (rys. 4). Nad podporą wewnętrzną konieczne było zastosowanie zbrojenia z prętów  $\varnothing 16$  co 140 mm.

Jedno z bardziej złożonych zagadnień stanowiła analiza belki zespolonej w sytuacji trwałej, która wymagała ustalenia sztywności belki w poszczególnych strefach (w sąsiedztwie podpory i w przęśle), biorąc pod uwagę wpływ pełzania oraz skurczu betonu [7]. Efekty te zostały uwzględnione poprzez zastosowanie skorygowanych wartości modułów sprężystości betonu. W dalszej kolejności wyznaczono zasięg stref zarysowanych na podstawie rozkładu momentów zginających dla kombinacji charakterystycznych. Redukowano sztywność elementu na odcinkach, w których w skrajnych włóknach rozciąganego

**Rys. 5.** Model obliczeniowy do wyznaczania sztywności obrotowej podparcia bocznego [5, 9]



**Tabela 1.** Sztywności giętna belki w przekroju podporowym

Belka	Płyta	Sytuacja obliczeniowa	Sztywność giętna EJ [kNm <sup>2</sup> ]
Belka stalowa	–	Montażowa	70854
Belka zespolona	niezarysowana	Długotrwała	134443
		Krótkotrwała	201824
	zarysowana	Długotrwała	138250
		Krótkotrwała	100671
		Skurcz betonu	

betonu przekroczona została podwojona wytrzymałość betonu na rozciąganie [5]. Przykładowe sztywności giętna przekroju podporowego podano w tabeli 1.

Siły przekrojowe wyznaczono trzykrotnie: w sytuacji długotrwałej (dla SGN), krótkotrwałej oraz w wyniku skurczu (SGU). Następnie wykonano wymiarowanie belki z uwagi na stan graniczny nośności i użytkowania. Analiza zginania w sąsiedztwie podpory wewnętrznej wymagała ustalenia momentu krytycznego, który obliczono w programie LT-BeamN [8] uwzględniając sztywność obrotową kształtownika  $k_s$  wynikającą ze współpracy z płytą. Była ona zależna od sztywności giętnej zarysowanego przekroju płyty zespolonej  $k_1$  i sztywności giętnej środka nieobetonowanej belki stalowej  $k_2$  [5, 9] (rys. 5). Wskutek stężenia bocznego płytą element okazał się niewrażliwy na zwichrzenie ( $\bar{\lambda}_{LT} = 0,33 < \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ ).

Całkowite ugięcie elementu obliczono jako sumę ugięć od deformacji powstałych w fazie montażowej oraz przyrostu ugięcia po zespoleniu kształtownika z płytą, wynikającego z obciążeń i efektów reologicznych – pełzania i skurczu betonu [10]. W przypadku przęsła o większej rozpiętości całkowite ugięcie było równe  $29,1 \text{ mm} < f_{max} = 40 \text{ mm}$ . Wykorzystanie nośności ze względu na zginanie belki w przęśle wyniosło odpowiednio 13 i 78% (przęsła długości 5 m i 10 m) oraz 98% nad podporą.

**Rys. 6.** Model obliczeniowy do wymiarowania płaskiego stropu żelbetowego

**Monolityczny strop płaski**

Strop monolityczny zamodelowano w przestrzeni trójwymiarowej jako element wydzielony (rys. 6). Płyta została podparta za pomocą słupów (elementy prętowe) oraz żelbetowych ścian (panele). W celu uwzględnienia sztywności połączenia płyty ze słupami, płytę w strefach podporowych pogrubiono trzykrotnie, zgodnie z zaleceniami [11]. Przyjęto siatkę elementów skończonych o podstawowej wielkości oczka 0,2x0,2 m. W strefach podporowych, gdzie występuje znaczna zmienność sił wewnętrznych, siatkę zagęszczono.

Uwzględniając wyniki wymiarowania, a także wymagania dotyczące minimalnego przekroju zbrojenia z uwagi na zarysowanie przyjęto dołem pręty  $\varnothing 10$  co 200 mm w obu kierunkach. W sąsiedztwie słupów przyjęto zbrojenie głowicowe składające się z prętów  $\varnothing 16$  i  $\varnothing 20$  co 200 mm, z dozbrojeniem prętami  $\varnothing 12/16/20$  co 100÷200 mm. Obliczenia wykazały konieczność zastosowania zbrojenia na przebiecie – zaprojektowano trzpienie dwugłówkowe zgodnie z procedurą ETA, opisaną w [6, 13]. W śladzie słupów zaprojektowano powiązania wewnętrzne i obwodowe, zabezpieczające przed katastrofą lawinową [12].

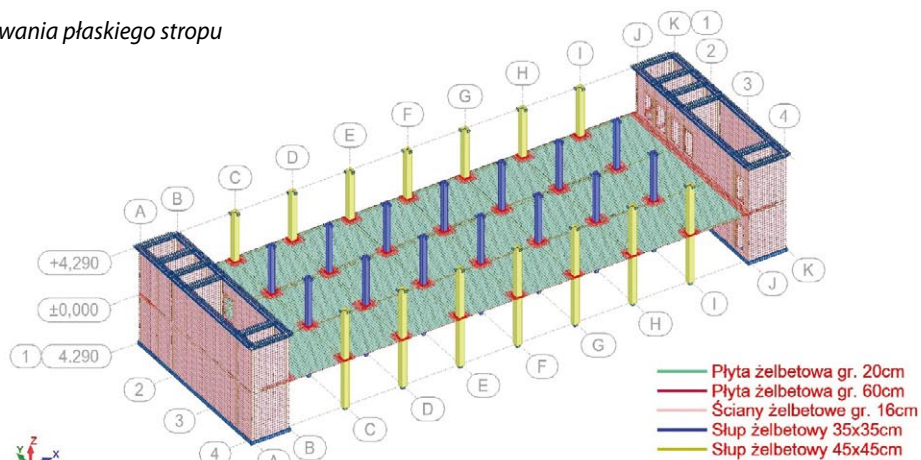
**Porównanie rezultatów obliczeń**

Zaprojektowana płyta zespolona charakteryzowała się trzykrotnie większą nośnością na zginanie w przęśle niż płyta żelbetowa (87,65 kNm/m wobec 27,46 kNm/m). Różnica ta spowodowana była przyjęciem większego całkowitego zbrojenia dolnego w stropie zespolonym, na które składa się blacha profilowana oraz pręty w każdej fałdzie (wymagane ze względu na odporność ogniową stropu). Pomimo zwiększenia stopnia zbrojenia ugięcie płyty zespolonej w przęśle było większe o 3,7 mm od ugięcia płyty żelbetowej (5,5 mm), co wynikało z deformacji blachy w fazie wykonawczej.

Zauważalne różnice w ugięciach stwierdzono również w odniesieniu do belek zespolonych, co było następstwem rezygnacji z jednego rzędu słupów i dwukrotnego zwiększenia rozpiętości przęsła

**Rys. 7.** Model obliczeniowy:

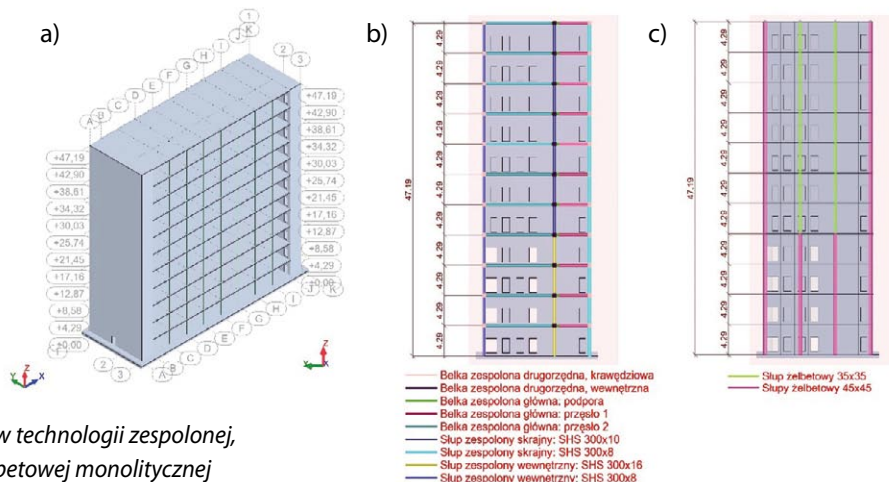
a) widok ogólny b) przekrój przez budynek w technologii zespolonej, c) przekrój przez budynek w technologii żelbetowej monolitycznej



(z 5 do 10 m). W przęśle krótszym ugięcie (6,5 mm) było większe o 18% od obliczonego w analogicznym punkcie stropu płaskiego, natomiast w przęśle dłuższym różnica była pięciokrotna (23,6 mm).

Masa zbrojenia dolnego oraz blachy profilowanej w stropie zespolonym była o 175% większa od masy zbrojenia dolnego stropu płaskiego. Ze względu na spiętrzenia momentów zginających w strefach przysłupowych stropu płaskiego, całkowite zapotrzebowanie na zbrojenie górne było o 57% większe względem stropu zespolonego. Rozważając całkowite zapotrzebowanie na zbrojenie (uwzględniając stal zbrojeniową, kształtowaną, sworznie i trzpienie dwugłówkowe) jest ono o 169% większe w pierwszym wariantcie (strop zespolony) (tab. 2). Jednocześnie mniejsza grubość płyty zespolonej przełożyła się na ograniczenie o około 45 m<sup>3</sup> ilości betonu potrzebnego do wykonania jednego stropu powtarzalnego.

Jednym z ważniejszych kryteriów oceny rozwiązania jest koszt jego realizacji. Przyjmując, w ślad za publikacją [14], następujące ceny jednostkowe materiałów: beton – 280 zł/m<sup>3</sup>, stal kształtowa – 9,80 zł/kg, stal zbrojeniowa – 6,40 zł/kg, blacha profilowana – 73,30 zł/m<sup>2</sup>, koszt materiałów potrzebnych do wykonania jednego stropu wynosi 339 980 zł i 127 660 zł, odpowiednio w przypadku konstrukcji zespolonej i żelbetowej. Pierwsze z rozwiązań okazało się o 166%



**Tabela 2.** Porównanie zużycia stali zbrojeniowej i kształtowej w stropach

Komponent	Masa [kg]	
	Konstrukcja zespolona	Konstrukcja żelbetowa
Zbrojenie dolne (w tym blacha profilowana)	13083,3 6390,5	4757,1 –
Zbrojenie górne	6025,4	9439,4
Stal kształtowa/zbrojenie specjalne (kształtowniki, sworznie, trzpienie)	19178,1	63,0
Razem [kg]	38286,8	14259,5

droższe, jednak rozważając całkowity koszt realizacji, należałoby wziąć pod uwagę także koszt deskowania i podpór tymczasowych, który byłby większy w drugim z wariantów.

### 3.2. Analiza słupów oraz ścian trzonów

W celu zwymiarowania słupów oraz ścian trzonu wykonano model przestrzenny (rys. 7a). Stropy, ściany oraz płytę fundamentową zamodelowano za pomocą elementów powierzchniowych, a słupy i belki jako elementy prętowe. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny konstrukcji, obciążenia stałe (od warstw wykończeniowych i ścian osłonowych), użytkowe, a także obciążenia poziome wynikające z działania wiatru i wpływu imperfekcji. W celu odwzorowania pracy gruntu pod płytą fundamentową wprowadzono podłoże sprężyste Winklera.

#### Budynek w technologii zespolonej

Strop zespolony wprowadzono jako płytę ortotropową o większej sztywności w kierunku równoległym do fałd blachy. W rozkładzie obciążenia pominięto belki drugorzędne, zakładając, że strop pracuje głównie jednokierunkowo i obciążenia przekazywane są na belki główne. Przyjęto, że połączenia belek i słupów są nominalnie przegubowe [15]. Przy definiowaniu belek zespolonych uwzględniono ich sztywności wynikające ze współpracy z płytą. Elementy wykorzystane w modelu obliczeniowym pokazano na rysunku 7b. Przy ustalaniu sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych uwzględniono wpływ efektów reologicznych i zarysowania na sztywność elementów poprzez założenie efektywnych modułów sprężystości betonu  $E_{c,eff}$  [5]. W celu zachowania porównywalności wyników z konstrukcją żelbetową monolityczną, analizę wychylenia konstrukcji przeprowadzono przy założeniu średnich modułów sprężystości materiałów.

#### Budynek w technologii żelbetowej monolitycznej

Przy tworzeniu modelu obliczeniowego wykorzystano przyjęte wcześniej założenia dotyczące wydzielonego stropu powtarzalnego. Przyjęto płytę izotropową o grubości 20 cm, lokalnie pogrubioną w strefach połączenia ze słupami do 60 cm. Stropy zadano jako panele utwierdzone w ścianach oraz słupach. Słupy wprowadzono jako pręty ciągłe, połączone sztywno ze stropami i płytą fundamentową

(rys. 7c). W analizie konstrukcji uwzględniono nominalne sztywności elementów, określone przy założeniu średnich modułów sprężystości betonu  $E_{cm}$  [3].

#### Porównanie wyników obliczeń

##### • Siły wewnętrzne

Wykorzystanie nośności elementów kształtowało się na poziomie 78–89% oraz 73–83%, odpowiednio w przypadku słupów zespolonych i żelbetowych. Pomimo występowania większych sił przekrojowych (o około 30% w słupach wewnętrznych) zaprojektowano słupy smuklejsze, o mniejszym gabarycie – przykładowo, na kondygnacjach 1–4 i 5–11 nośność przekroju słupów żelbetowych przy ściskaniu była mniejsza o 26% oraz 48%. Krzywe interakcji, charakteryzujące przekroje wybranych słupów pokazano na rysunku 8. Całkowity ciężar budynku w konstrukcji zespolonej jest mniejszy o 14% w porównaniu do obiektu żelbetowego. Redukcja ciężaru stropów przełożyła się na zmniejszenie maksymalnych naprężeń ściskających  $\sigma_y$  (w kierunku pionowym) w ścianach trzonu o 14–20% i jednocześnie zwiększenie maksymalnych naprężeń rozciągających  $\sigma_y$  o około 14%.

##### • Sztywność przestrzenna

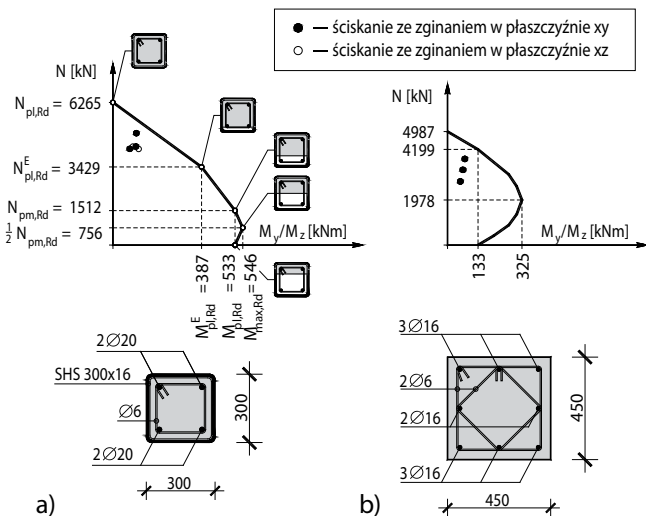
Wchylenia poziome wierzchołka budynku określono przy założeniu kombinacji częstej bowiem analiza obliczeniowa wykazała, że ściany trzonu powinny pozostać niezarysowane ( $\sigma \leq f_{ctd}$ ) i rozpatruje się stan odwracalny. Maksymalne przemieszczenia poziome budynku w konstrukcji żelbetowej monolitycznej były równe  $u_{max} = 4,8$  mm i mniejsze o 6% od uzyskanych w przypadku konstrukcji z elementami zespolonymi ( $u_{max} = 5,1$  mm). Obliczenia wykazały przy tym niewielki udział słupów w przenoszeniu obciążeń poziomych, który kształtował się na poziomie 1,8% i 3,6%, odpowiednio w przypadku budynku wykonanego w konstrukcji zespolonej i żelbetowej monolitycznej.

##### • Zużycie materiałów

W przypadku słupów zespolonych łączne zużycie betonu okazało się o 67% mniejsze niż w słupach żelbetowych, jednakże zapotrzebowanie na stal było 5,5-krotnie większe. Zużycie materiałów potrzebnych do wykonania słupów w budynkach zestawiono w tabeli 3. Uwzględniając te informacje oszacowano całkowite koszty materiałów potrzebnych do wykonania słupów w obu obiektach – wynosiły one 1,081 mln zł oraz 0,199 mln zł, odpowiednio dla elementów zespolonych i żelbetowych.

## 4. Podsumowanie

Rozwiązania przyjęte w budynku wykonanym w technologii żelbetowej monolitycznej okazały się bardziej ekonomiczne ze względu na stany graniczne nośności oraz użytkowania. Całkowity szacowany koszt materiałów w obiekcie z elementami zespolonymi był o około 88% większy w stosunku do budynku w konstrukcji żelbetowej (6,84 mln zł wobec 3,63 mln zł).



Rys. 8. Krzywe interakcji moment-siła podłużna i przekrój w przypadku słupa: a) zespolonego SHS 300x16, b) żelbetowego 45x45

Projektowana płyta płaska charakteryzowała się jednak większym o około 40% ciężarem własnym w stosunku do stropu zespolonego. Dobrym rozwiązaniem wydaje się zatem stosowanie zespolonych płyt stropowych na belkach stalowych w nowoprojektowanych bądź remontowanych budynkach, kiedy zachodzi potrzeba redukcji obciążeń działających na słupy i ściany.

Zastosowanie płyty zespolonej byłoby niewątpliwie bardziej ekonomiczne w przypadku mniej rygorystycznych wymagań związanych z odpornością ogniową konstrukcji ( $\leq R30$ ). Możliwa byłaby wówczas rezygnacja ze zbrojenia układanego w fałdach blachy, co skutkowałoby obniżeniem zużycia stali o 34%, przy zachowaniu względnie wysokiej nośności stropu w przęśle  $M_{Rd} = 48,01$  kNm/m (w przypadku płyty żelbetowej nośność ta była równa 27,46 kNm/m).

W przypadku stropu zespolonego możliwa była rezygnacja z jednego rzędu słupów, co stanowi niewątpliwą zaletę, dając większą swobodę w kształtowaniu przestrzeni wewnątrz budynku. Stało się to jednak kosztem zwiększonych o 429% ugięć. Przeprowadzone obliczenia dowiodły, że przy projektowaniu ciągłych belek zespolonych warto przyjmować przęsła o zbliżonej rozpiętości, co pozwala na uzyskanie pełnego zespolenia, a tym samym, bardziej ekonomicznego wykorzystania materiału.

Większy ciężar stropów oraz słupów żelbetowych przełożył się na mniejsze o około 12% naprężenia rozciągające w ścianach i zapotrzebowanie na stal zbrojeniową w trzonach.

Tabela 3. Porównanie materiałów w słupach

Materiał	Konstrukcja żelbetowa			Konstrukcja zespolona			
	S45 x 45 (1 segment)	S35 x 35 (1 segment)	Razem	SHS 300x300x16 (1 segment)	SHS 300x300x8 (1 segment)	SHS 300x300x10 (1 segment)	Razem
Stal zbroj.	77,0 kg	40,7 kg	20609 kg	57,1 kg	57,3 kg	57,1 kg	13922 kg
Stal kształt.	-	-	-	656,0 kg	361,2 kg	425,9 kg	98954 kg
Beton	0,87 m <sup>3</sup>	0,53 m <sup>3</sup>	238 m <sup>3</sup>	0,31 m <sup>3</sup>	0,35 m <sup>3</sup>	0,34 m <sup>3</sup>	78 m <sup>3</sup>

W analizowanym przypadku słupy zespolone charakteryzowały się zbliżoną nośnością oraz polem przekroju, ale mniejszą sztywnością (w ujęciu obliczeniowym) oraz znacznie wyższymi kosztami wykonania. W obiektach wysokościowych, w których siły osiowe w elementach pionowych są znacznie większe, a wykonanie słupów żelbetowych wiąże się z koniecznością zwiększenia przekroju, istnieje możliwość pełnego wykorzystania zalet słupów zespolonych tj. utrzymania mniejszego gabarytu przy zachowaniu wysokiej wytrzymałości. W świetle powyższych spostrzeżeń można stwierdzić, że stosowanie elementów zespolonych w niskich budynkach biurowych może być ekonomicznie nieuzasadnione.

**Praca dyplomowa została wyróżniona w 2023 r. w Konkursie im. prof. Władysława Kuczyńskiego na najlepszą pracę dyplomową wykonaną na Wydziale Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej.**

BIBLIOGRAFIA

- [1] Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. 2022, poz.1225)
- [2] PN-EN 1992-1-2:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe
- [3] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne dla budynków
- [4] PN-EN 1994-1-2:2008 Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe
- [5] PN-EN 1994-1-1:2008 Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [6] European Technical Assessment ETA-013/0136. JORDAHL punching shear reinforcement JDA, Deutsches Insitut für Bautechnik, Berlin, 2020
- [7] Szmigiera E., Niedośpiał M., Grzeszykowski B., Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2019
- [8] Spécifications Techniques pour le logiciel LTBeamN, Réference projet: DRV/22-RCM-XXX/001-A, CTICM, 2022
- [9] Sedlacek G., Hoffmeister B., Trumpf H., Composite bridge design for small and medium spans – Final report, Publications Office of the European Union, 2003
- [10] Dujmović D., Androić B., Lukačević I., Composite structures according to Eurocode 4, Worked Examples, Ernst & Sohn, 2015
- [11] Starosolski W., Wybrane zagadnienia komputerowego modelowania konstrukcji inżynierskich, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 2003
- [12] Starosolski W., Wieczorek B., Wieczorek M., Biuletyn techniczny nr 6. Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2015
- [13] Urban T., Goldyn M., Przykłady obliczeń płaskich stropów, zeszyt nr 3, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź, 2007
- [14] Informacyjny cennik materiałów budowlanych, stawek robocizny kosztorysowej i najmu sprzętu – III kwartał 2023 r., Wolters Kluwer Polska
- [15] Kucharczuk W., Labocha S., Konstrukcje zespolone stalowo – betonowe budynków, Arkady, 2008