

# Analiza uwzględnienia zginania dwukierunkowego oraz sposobu posadowienia elementu ściskanego w układzie płytowo-słupowym

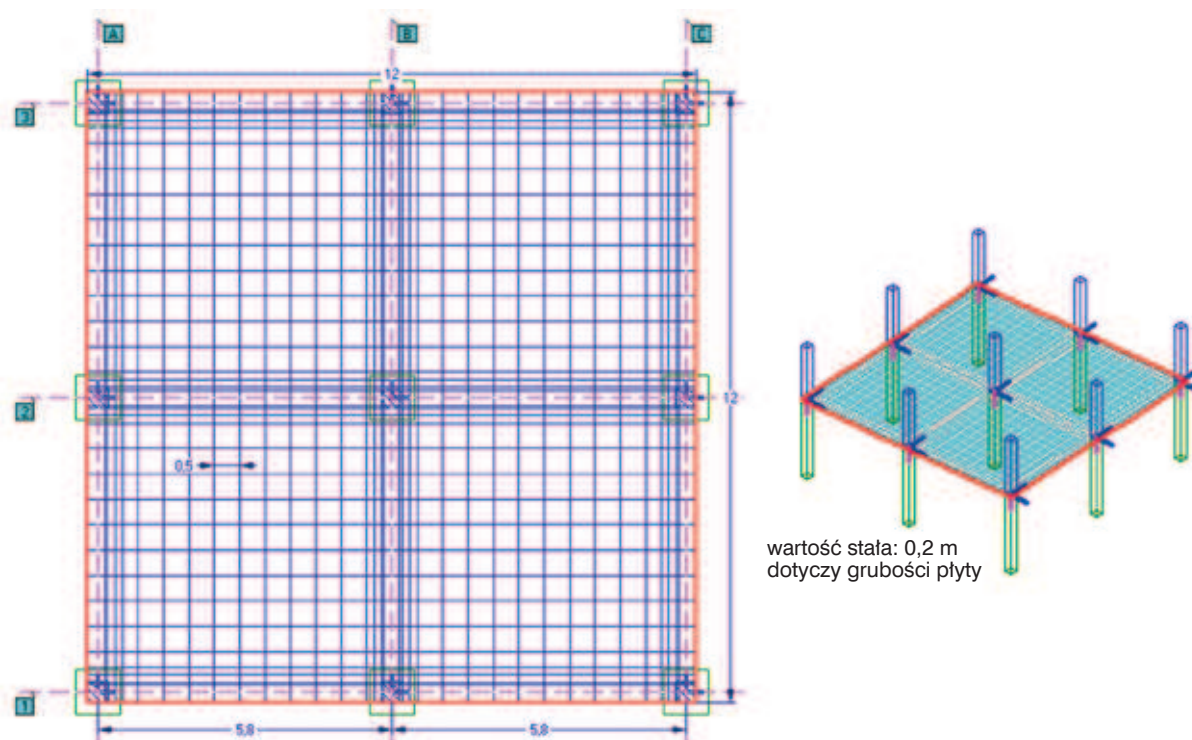
Dr inż. Jarosław Siwiński, prof. dr hab. inż. Adam Stolarski,  
Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji, Wojskowa Akademia Techniczna

## 1. Wprowadzenie

Celem niniejszej pracy jest przedstawienie analizy wytrzymałości słupów konstrukcyjnych z uwzględnieniem zginania jedno- i dwukierunkowego, przy zastosowaniu „niesymetrycznych” kombinacji obciążeń globalnych oraz lokalnych wraz z uwzględnieniem sposobu posadowienia słupów na podłożu podatnym i niepodatnym.

Uwzględnianie zginania dwukierunkowego w analizie elementów ściskanych występujących w konstrukcji płytowo-słupowej jest często pomijane. Najczęściej spotykanym sposobem weryfikacji jest wyznaczenie nośności słupa w przypadku oddziaływania siły osiowej i momentów zginających niezależnie dla każdego kierunku. Sposób takiego postępowania występuje m.in. w pracach Starosolskiego [10], Łapko – Jensena [7]

oraz Kobiaka – Stachurskiego [6]. Natomiast w normie Eurokod 2 [3] podano sposób uproszczony weryfikacji; czy i w jaki sposób oddziaływania takie należy uwzględniać w przypadku stwierdzenia takiej konieczności. Kolejnym problemem jest sposób zastosowania odpowiedniej kombinacji obciążeń wg norm Eurokod 0 [1] oraz Eurokod 1 [2]. Sposoby wyznaczania kombinacji lokalnych i globalnych zostały przedstawione m.in. w pracach Biegusa [4], [5], Rawskiej – Skotnicznej [8] oraz Siwińskiego i Stolarskiego [9]. W żadnej z tych prac nie przedstawiono jednak sposobu wyznaczenia najbardziej niekorzystnych wartości sił wewnętrznych w słupach wspierających układ płytowy, tj. konstrukcji płytowo-słupowej. Zauważyć należy przy tym, że błędne wyznaczenie wartości obciążeń powoduje zdyskwalifikowanie projektu już w jego początkowych



Rys. 1. Schemat oraz podział siatki MES stropu międzykondygnacyjnego referencyjnego

fazach opracowania, natomiast uproszczone postępowanie przy wyznaczaniu sił wewnętrznych nie wywołuje takiego skutku.

Następnym istotnym problemem występującym w procesie projektowania układów płytowo-słupowych jest uwzględnienie podatności podpór. W opracowaniu Starosolskiego [10] zapisano: „W przypadku zastąpienia podparcia ścianą podparciem podporami niepodatnymi otrzymujemy kilkunastoprocentowy nadmiar momentów w strefie centralnej, co w pewnych przypadkach może być akceptowane” oraz „w przypadku określania sił poprzecznych na krawędzi ściany różnice pomiędzy modelami będą o wiele większe”. Jako modele należy rozumieć modele numeryczne ze zdefiniowanymi różnymi rodzajami podpór, tj. podatnych i niepodatnych.

## 2. Podstawowe parametry referencyjnej konstrukcji płytowo-słupowej

Do analizy przyjęto układ płytowo-słupowy o konstrukcji monolitycznej żelbetowej przedstawiony schematycznie wraz z podziałem siatki MES na rysunku 1.

Grubość płyty przyjęto równą  $g_{pl} = 20$  cm. Rozstaw osiowy słupów przyjęto  $5,8 \text{ m} \times 5,8 \text{ m}$  przy całkowitym wymiarze płyty  $12,0 \text{ m} \times 12,0 \text{ m}$ . Zastosowano słupy o wymiarach  $0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$  o wysokości  $h = 3,5$  m na parterze i  $h = 2,5$  m na kondygnacji wyższej.

Posadowienie słupów zaprojektowano w postaci stóp fundamentowych o wymiarach  $b \times l \times h = 0,9 \text{ m} \times 0,9 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$  na modelowym podłożu typu Winklera o sztywności  $10 \text{ MPa/m}$ . Przyjęto obciążenie stałe od ciężaru własnego i warstw wykończeniowych stropu  $G_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$  oraz obciążenie użytkowe  $Q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  uwzględniające obciążenie zastępcze

od ścianek działowych na podstawie normy Eurokod 1 [2]  $Q_{k,śd} = 0,5 \text{ kN/m}^2$ .

Na podstawie założonej klasy XC1 ekspozycji środowiska wg tablicy 4.1 w normie Eurokod 2 [3] przyjęto minimalną dopuszczalną klasę betonu C20/25.

W modelu numerycznym płyty stropowej zastosowano 1444 płaskie elementy skończone połączone w 1521 węzłach. Przeprowadzono obliczenia numeryczne 4653 równań równowagi metodą elementów skończonych dla obciążeń statycznych.

## 3. Kombinacje obciążeń

W analizie sił wewnętrznych uwzględniono kombinacje normowe globalne i lokalne na podstawie normy Eurokod 0 [1] oraz pracy Siwińskiego i Stolarskiego [9]. Podstawowym wzorem do wyznaczania kombinacji globalnej SGN jest wzór 6.10 w normie [1]:

$$E_D = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,j} Q_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \right\} \quad (1)$$

gdzie:

$E_D$  – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań, takiego jak siła wewnętrzna, moment lub wektor, reprezentujący kilka sił wewnętrznych lub momentów,

$E$  – efekt oddziaływania,

$G_{k,x}$  – charakterystyczne obciążenie stałe,

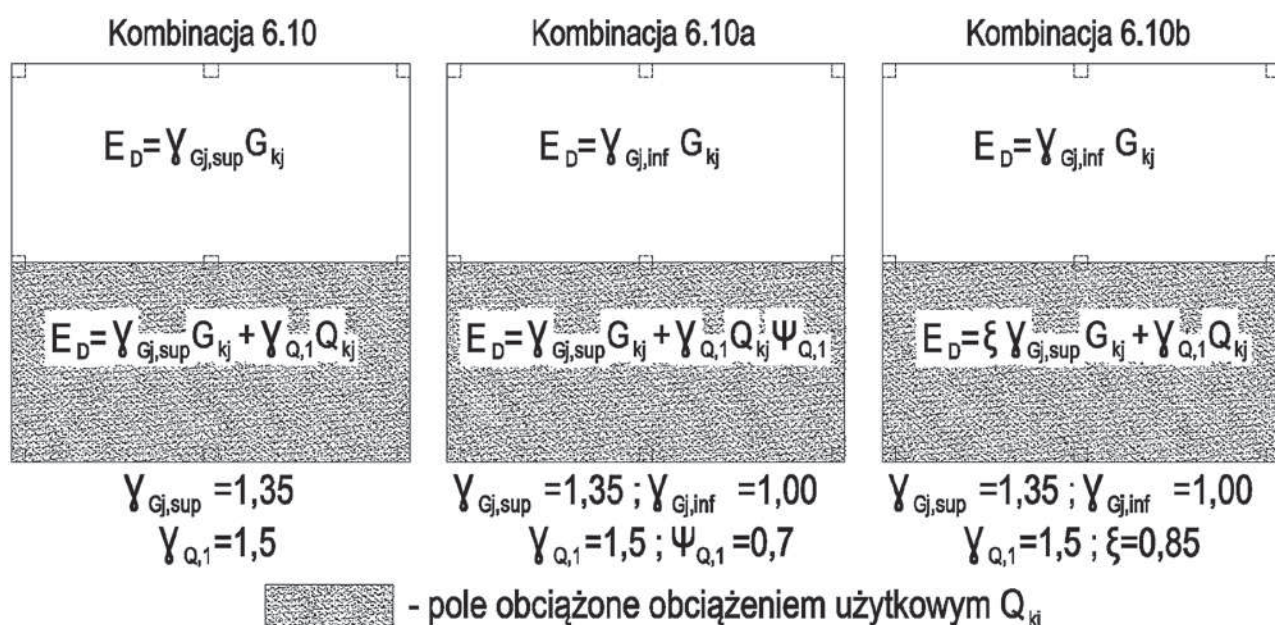
$P_k$  – charakterystyczne obciążenie sprężające (w prezentowanym przykładzie obliczeniowym nie występuje),

$Q_{k,x}$  – charakterystyczne oddziaływania zmienne,

$\gamma_{G,x}$  – współczynnik częściowy obciążenia stałego,

$\gamma_{Q,x}$  – współczynniki częściowe obciążeń zmiennych,

$\Psi_{0,i}$  – współczynnik dla wartości kombinacyjnej zmiennego oddziaływania towarzyszącego wyznaczony



**Rys. 2.** Schemat graficzny zastosowania kombinacji obciążeń globalnych i lokalnych (uwaga: oznaczenia kombinacji przyjęto wg normy [1])

na podstawie tabeli 2 znajdującej się w pracy Siwińskiego i Stolarskiego [9].

W pracy zastosowano również zmniejszenie obciążeń poprzez uwzględnienie kombinacji lokalnych wyrażonych formułami 6.10a i 6.10b wg normy [1]:

$$E_D = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,I} \Psi_{0,I} Q_{k,I} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{0,I} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \right\}, \quad (2)$$

$$E_D = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,I} Q_{k,I} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{0,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \right\}, \quad (3)$$

gdzie:

$$\xi = 0,85.$$

Na rysunku 2 przedstawiono schemat określania wartości współczynników obciążeniowych dla trzech zastosowanych kombinacji, tj. 6.10, 6.10a i 6.10b wg normy [1], dla wybranego schematu obciążenia (pasma). Powierzchnia kropkowana oznacza obszar występowania obciążeń użytkowych  $q_k$ . Obliczeniowe wartości oddziaływań wyznacza się na podstawie zależności (1), (2) i (3). Szczegółowe informacje dotyczące kombinacji lokalnych, globalnych oraz wartości współczynników bezpieczeństwa i sposobu ich zastosowania zawarto w normie Eurokod 0 [1] oraz w pracy Siwińskiego i Stolarskiego [9].

#### 4. Wyniki obliczeń sił wewnętrznych

Na podstawie przedstawionych informacji dotyczących referencyjnego modelu fizycznego oraz sposobu uwzględnienia rozkładu i kombinacji obciążeń wykonano model numeryczny płyty stropowej w oprogramowaniu ABC Płyta oraz przeprowadzono obliczenia sił wewnętrznych reakcji i momentów zginających dla kierunków  $x$  i  $y$  słupa przedstawionego na rysunku 3.

W tabeli 1 przedstawiono wyniki reakcji odczytanych w słupie środkowym, tj. siły osiowej  $N$ , momentu zginającego w płaszczyźnie  $x$  oznaczonego jako  $M_x$  oraz



Rys. 3. Lokalizacja analizowanego słupa

momentu zginającego w płaszczyźnie  $y$  oznaczonego jako  $M_y$ .

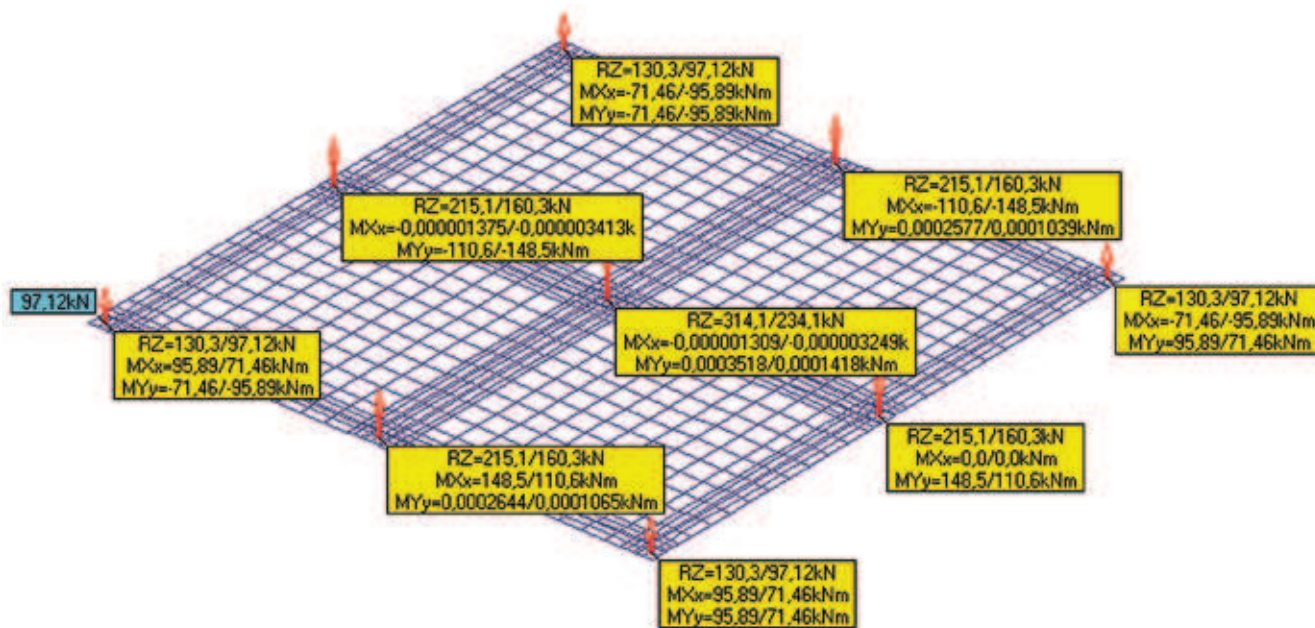
Tabela 1. Wyniki sił wewnętrznych w zależności od schematu obciążenia i zastosowanego wzoru kombinacyjnego

Schemat obciążenia	Siła wewnętrzna	Siły wewnętrzne – wg ECO		
		6,10	6,10a	6,10b
	N [kN]	314,1	290,1	279,0
	Mx [kNm]	0,0	0,0	0,0
	My [kNm]	0,0	0,0	0,0
	N [kN]	294,1	276,1	250,0
	Mx [kNm]	17,3	12,1	11,8
	My [kNm]	17,3	12,1	11,8
	N [kN]	275,7	263,2	223,3
	Mx [kNm]	24,1	16,9	16,4
	My [kNm]	24,1	16,9	16,4
	N [kN]	274,1	262,1	221,7
	Mx [kNm]	0,0	0,0	0,0
	My [kNm]	34,6	24,2	23,5
	N [kN]	254,1	248,1	193,0
	Mx [kNm]	17,3	12,1	11,8
	My [kNm]	17,3	12,1	11,8

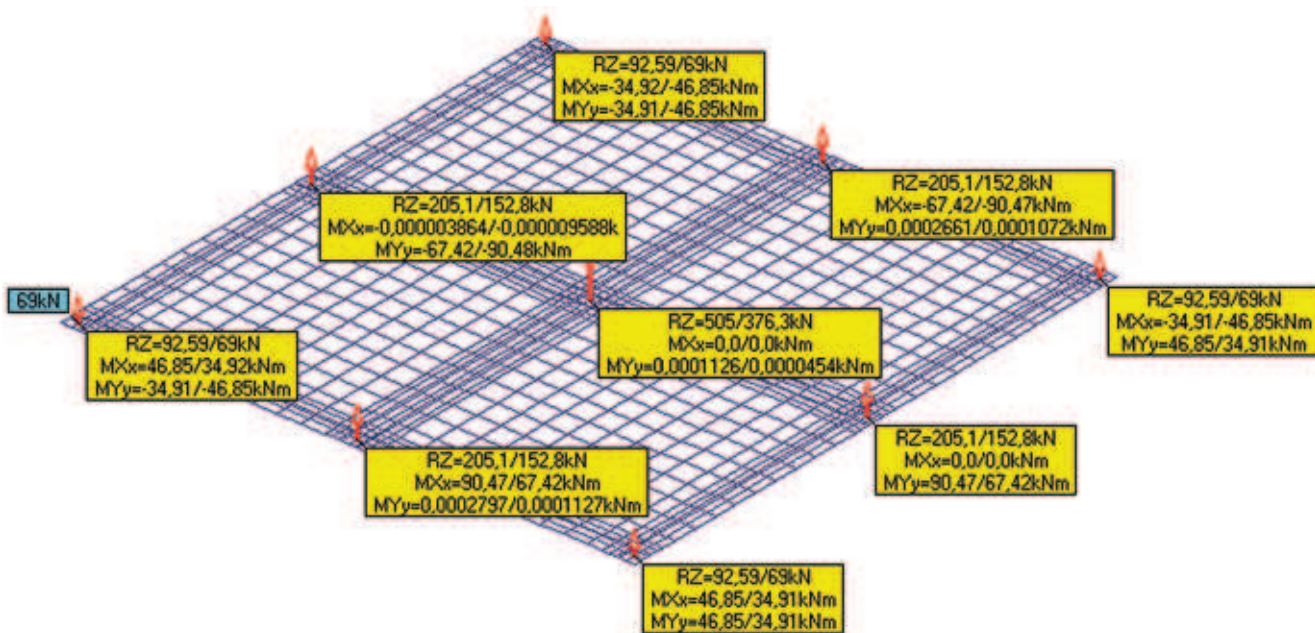
Zauważyć możemy, że wyniki momentów zginających dla schematów 2 i 5 mają takie same wartości, co jest wynikiem równoważenia się symetrycznego obciążenia względem słupa środkowego. Zastosowanie kombinacji lokalnej 6.10a pozwala na zmniejszenie obciążenia obliczeniowego oddziaływującego na słup o ok. 8%, natomiast przy zastosowaniu kombinacji 6.10b zmniejszenie to wynosi 11%. Maksymalne momenty zginające w jednej płaszczyźnie występują przy 4 schemacie obciążenia, natomiast dla zginania w dwu płaszczyznach przy zastosowaniu schematu 3. Analizując rozkład momentów w schemacie 3 obciążenia dla poszczególnych kombinacji lokalnych, widoczne jest znaczące zmniejszenie wartości momentu zginającego odpowiednio o 30% i 32% przy zastosowaniu kombinacji lokalnej 6.10a i 6.10b w stosunku do wartości bazowej wyznaczonej na podstawie wzoru 6.10. Analogiczna zależność widoczna jest dla pozostałych schematów obciążeń.

Podkreślić należy również, że przedstawione wyniki sił wewnętrznych wyznaczonych za pomocą oprogramowania ABC Płyta wyznaczono z uwzględnieniem podparcia słupów na stopach fundamentowych na podłożu podatnym, sprężystym typu Winklera o sztywności 10 MPa/m oraz z uwzględnieniem podatności słupów.

W celu zilustrowania wpływu podatności podłoża i podatności słupów przedstawiono analizę sił wewnętrznych we wszystkich słupach układu płytowo-słupowego. Poniżej na rysunku 4 przedstawiono wyniki reakcji słupów dla kombinacji globalnej i 1 schematu obciążenia wg tabeli 1 z uwzględnieniem podatności podłoża i podatności słupów.



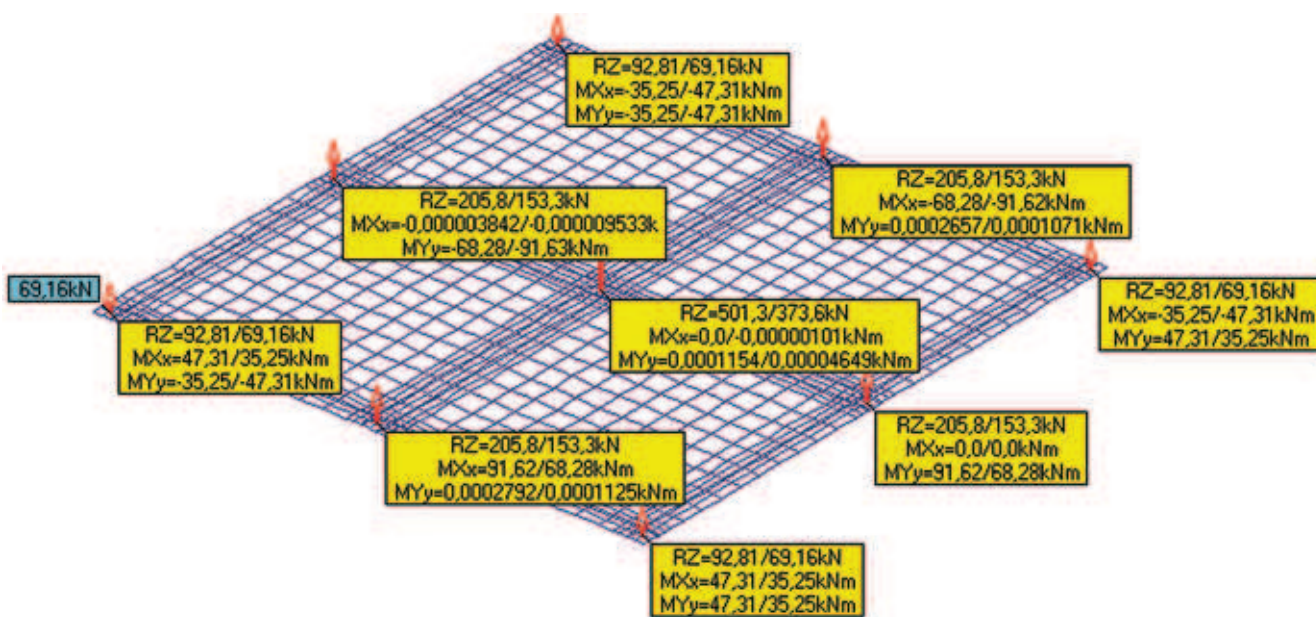
Rys. 4. Reakcje w słupach z uwzględnieniem podatnego posadowienia i podatności słupów



Rys. 5. Reakcje w słupach z uwzględnieniem sztywnego podparcia płyty

Natomiast na rysunku 5 przedstawiono reakcje w słupach przy zastosowaniu sztywnego podparcia płyty. Zauważyć możemy duże rozbieżności w rozkładzie sił wewnętrznych. Reakcja słupa środkowego wynosząca 505 kN jest o 60% większa w stosunku do reakcji określonej przy uwzględnieniu podatności podłoża pod stópą fundamentową i podatności samego słupa, tj. skrócenia słupa w wyniku oddziaływania obciążenia. Zauważyć należy również, że zwiększenie wartości reakcji w słupie środkowym powoduje jednocześnie redystrybucję, zmniejszenie wartości reakcji w słupach skrajnych.

Z kolei na rysunku 6 przedstawiono wyniki rozkładu reakcji słupów przy uwzględnieniu tylko podatności słupa na kierunku pionowym, ale na sztywnym podparciu słupów w stopach fundamentowych. Zauważyć możemy tylko nieznaczne rozbieżności w stosunku do wartości przedstawionych na rysunku 5 dla pełnego podparcia sztywnego. Całkowite wypadkowe obciążenie na kierunku pionowym w każdym z rozważanych przypadków jest identyczne i wynosi 1696,0 kN. Różnice reakcji poszczególnych słupów spowodowane są wpływem zdefiniowanego



Rys. 6. Reakcje w słupach z uwzględnieniem podatności pionowej słupów sztywno podpartych

obciążenia oraz uwzględnieniem sztywności połączeń węzłowych słupów i płyty stropowej oraz modelu podłoża gruntowego. Zastosowane oprogramowanie umożliwia uwzględnienie sztywności podłoża i całej konstrukcji, pozwalając uzyskać dokładniejsze wyniki. Brak uwzględnienia tych czynników może wpływać na zwiększenie oszacowania nierównomierności osiadania stóp fundamentowych. W pracy posłużono się uproszczeniem, przyjmując sztywność podłoża typu Winklera w stronę „bezpieczną” równą 10 MPa/m. Podczas projektowania najlepiej jest wyznaczyć sztywność rzeczywistego podłoża warstwowego na podstawie wyników badań geotechnicznych, co pozwoli na dokładne zaprojektowanie konstrukcji, ale wydłuży czas potrzebny do przeprowadzenia obliczeń projektowych.

### 5. Uwzględnienie zginania ukośnego wg normy EC2

Na podstawie punktu 5.8.9 normy EC2 [3] jako pierwsze przybliżenie można przyjąć obliczanie zbrojenia słupa dla każdej płaszczyzny zginania oddzielnie z pominięciem projektowania zbrojenia wypadkowego. W przypadku tym imperfekcje należy brać pod uwagę tylko w płaszczyźnie bardziej niekorzystnej. Mimośrody w odpowiednich płaszczyznach przedstawiono na rysunku 7. Zgodnie z zapisami normy [3] sprawdzanie uwzględnienia zginania dwukierunkowego nie jest wymagane, jeżeli spełnione są warunki:

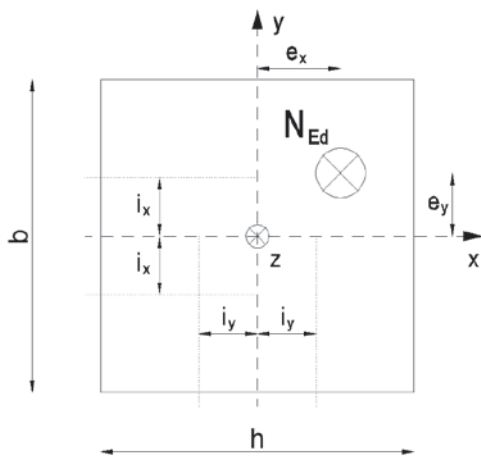
$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} \leq 2 \text{ i } \frac{\lambda_y}{\lambda_x} \leq 2 \tag{4}$$

$$\frac{e_x}{h_{eq}} : \frac{e_y}{b_{eq}} \leq 0,2 \text{ lub } \frac{e_y}{b_{eq}} : \frac{e_x}{h_{eq}} \leq 0,2 \tag{5}$$

gdzie:  
*b*, *h* – szerokość i wysokość przekroju słupa,  
 $\lambda_x = l_{0,x}/i_x$ ,  $\lambda_y = l_{0,y}/i_y$  – smukłości odpowiednio względem osi *x* i *y*,  
*b<sub>eq</sub>*, *h<sub>eq</sub>* – szerokość i wysokość zastępcza przekroju słupa obliczana wg zależności,

$$b_{eq} = i_y \sqrt{12} \text{ i } h_{eq} = i_x \sqrt{12} \tag{6}$$

*i<sub>x</sub>*, *i<sub>y</sub>* – promienie bezwładności odpowiednio względem osi *x* i *y*,  
*e<sub>x</sub>*, *e<sub>y</sub>* – mimośrody słupa odpowiednio względem osi *x* i *y* wg zależności:



Rys. 7. Mimośrody w przekroju słupa

$$e_x = \frac{M_{Edy}}{N_{Ed}}, e_y = \frac{M_{Edx}}{N_{Ed}} \quad (7)$$

$M_{Edy}, M_{Edx}$  – momenty obliczeniowe odpowiednio względem osi  $x$  i  $y$  (z uwzględnieniem efektów II rzędu),  
 $N_{Ed}$  – wartość obliczeniowa siły podłużnej przy odpowiedniej kombinacji obciążeń.

W przypadku gdy warunki przedstawione zależnościami (4) i (5) nie są spełnione łącznie, to należy uwzględnić dwukierunkowe zginanie. W normie EC 2 [3] proponowano uproszczoną metodę sprawdzania nośności bazującą na warunku stanu granicznego:

$$\left(\frac{M_{Edx}}{M_{Rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a < 1,0 \quad (8)$$

gdzie:

$M_{Rdx}, M_{Rdy}$  – momenty graniczne odpowiednio względem osi  $x$  i  $y$ ,

$A_c$  – pole przekroju betonu,

$A_s = \Sigma(A_{s1} + A_{s2})$  – całkowite pole przekroju zbrojenia podłużnego jako suma zbrojenia krawędziowego,

$f_{cd}$  – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,

$f_{yd}$  – obliczeniowa granica plastyczności stali,

$a = a(N_{Ed}/N_{Rd})$  – wykładnik potęgi wg tabeli 2.

$N_{Ed} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$  – nośność graniczna przekroju przy obciążeniu podłużnym,

**Tabela 2.** Wartości wykładnika potęgi

Przekroje prostokątne			Przekroje kołowe i eliptyczne	
$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0	wszystkie
a	1,0	1,2	2,0	2,0

W celu przeprowadzenia obliczeń przyjęto dwa warianty obciążenia oznaczone jako A i B, na których podstawie zwymiarowano zbrojenie słupa:

- wariant obciążenia A: maksymalna wartość siły podłużnej określona na podstawie obliczeń numerycznych i odpowiadająca jej wartość momentu zginającego ( $N_{max}, M$ ),
- wariant obciążenia B: maksymalna wartość momentu zginającego i odpowiadające jej wartości siły podłużnej ( $M_{max}, N$ ).

W pracy nie analizowano stropów wyższych kondygnacji. Do dalszych obliczeń przyjęto, że strop kondygnacji wyższej jest stropem płaskim pełniącym funkcję tarasu o takich samych obciążeniach użytkowych jak strop międzykondygnacyjny. W związku z powyższym założeniem przyjęto, że wszystkie wartości sił podłużnych zamieszczone w tabeli 2 zostaną dwukrotnie powiększone. Takie zwiększenie siły podłużnej nie ma wpływu na wartości momentów zginających. W tabeli 3 przedstawiono schematy obciążenia płyty, na których podstawie których wyznaczono siły podłużne i momenty zginające oddziaływujące na słup oraz wyężenia słupa.

**Tabela 3.** Wyężenie słupa środkowego

Schemat obciążenia	Siła wewnętrzna	Siły wewnętrzne – wg ECO			Wyężenie elementu $\mu$		
		6.10	6.10a	6.10b	6.10	6.10a	6.10b
1	2	3	4	5	6	7	8
	N [kN]	628,2	580,2	558,0	0,311	0,288	0,277
	Mx [kNm]	0,0	0,0	0,0			
	My [kNm]	0,0	0,0	0,0			
	N [kN]	588,2	552,2	500,0	0,310	0,286	0,260
	Mx [kNm]	17,3	12,1	11,8			
	My [kNm]	17,3	12,1	11,8			
	N [kN]	551,4	526,4	446,6	0,305	0,280	0,242
	Mx [kNm]	24,1	16,9	16,4			
	My [kNm]	24,1	16,9	16,4			
	N [kN]	548,2	524,2	443,4	0,298	0,278	0,238
	Mx [kNm]	0,0	0,0	0,0			
	My [kNm]	34,6	24,2	23,5			
	N [kN]	508,2	496,2	386,0	0,272	0,259	0,205
	Mx [kNm]	17,3	12,1	11,8			
	My [kNm]	17,3	12,1	11,8			

W kolumnach 6–8 tabeli 3 zaprezentowano wyniki wyężenia elementów  $\mu$  pod wpływem oddziaływania sił wewnętrznych w stosunku do nośności słupa, przy zastosowaniu zbrojenia  $A_s = \{4\#12 \text{ mm}\}$ , którą uznano jako bazową i równą  $N_{Rd} = 2019,6 \text{ kN}$  wyznaczoną na podstawie zależności:

$$\mu = \frac{M_{Ed,s}}{M_{Rd}} \quad (9)$$

gdzie:

$$M_{Ed,s} = \sqrt{M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2},$$

$M_{Ed,x}$  – moment obciążenia zewnętrznego na kierunku  $x$ ,

$M_{Ed,y}$  – moment obciążenia zewnętrznego na kierunku  $y$ ,

$$M_{Rd} = M_c + M_{s1} + M_{s2},$$

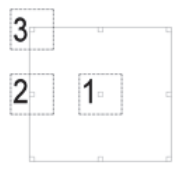
$M_c$  – moment przenoszony przez beton w strefie ścisanej,

$M_{s1}$  – moment przenoszony przez zbrojenie  $A_{s1}$  (w strefie rozciąganej lub mniej ścisanej),

$M_{s2}$  – moment przenoszony przez zbrojenie  $A_{s2}$  (w strefie ścisanej).

W przypadku zastosowania schematu 2, uwzględniając zginanie dwukierunkowe, wyężenie słupa zmniejszyło się o 3,2% w stosunku do pełnego obciążenia wg schematu 1. Zauważyć możemy również znaczącą różnicę, jeżeli weźmiemy pod uwagę zginanie jednokierunkowe wg schematu 4 i zginanie dwukierunkowe wg schematów 2 i 3. Zarówno w jednym, jak i w drugim przypadku element poddany obciążeniom względem dwóch osi wykazuje większe wyężenie pomimo, że moment zginający wg schematu 4 jest większy

**Tabela 4.** Wyniki wyężenia typów słupów przy zastosowaniu kombinacji 6.10

Schemat lokalizacji słupów	Nr słupa	Siła wewnętrzna wg 6.10	Podłoże sprężyste typu Winklera	Wyężenie	Podłoże sztywne	Wyężenie
	Słup 1	N [kN]	1010,0	0,499	628,2	0,311
		Mx [kNm]	0,0		0,0	
		My [kNm]	0,0		0,0	
	Słup 2	N [kN]	410,2	0,629	430,0	1,490
		Mx [kNm]	67,4		110,6	
		My [kNm]	0,0		0,0	
	Słup 3	N [kN]	185,2	0,627	260,4	1,462
		Mx [kNm]	34,9		71,5	
		My [kNm]	34,9		71,5	

o 100% w stosunku do schematu 2 i o 43,5% w stosunku do schematu 3. Należy również zwrócić uwagę na zastosowanie kombinacji obciążeń lokalnych 6.10 a i 6.10b według EC0 [1]. W analizowanym przykładzie wartościami miarodajnymi są wyniki uzyskane na podstawie kombinacji 6.10a, które wykazują zmniejszenie wyężenia słupa w zakresie 5–8% w stosunku do kombinacji podstawowej 6.10.

W tabeli 4 przedstawiono wyniki wyężenia typów słupów przy zastosowaniu kombinacji 6.10. Parametry geometryczno-materiałowe słupa pozostały bez zmian.

Zauważyć możemy, że w przypadku słupa środkowego nastąpiło zmniejszenie wyężenia słupa, natomiast w przypadku analizy słupów oznaczonych jako 2 i 3 w schemacie tabeli 4 zauważamy gwałtowny wzrost wyężenia w stosunku do nośności słupa. Przekroczenie granicznej wartości wyężenia 1,0 oznacza awarię konstrukcji oraz możliwe jej konsekwencje łącznie z postępującym zniszczeniem całego obiektu. Podkreślić należy również, że przyjęty do analizy słup o wymiarach 40 × 40 cm ma wyężenie maksymalne 0,311. Wymiar słupa przyjęto z uwagi na analizowanie przebicia z obszaru przypadającego na słup, tj. 36 m<sup>2</sup>. Projektując słup z uwagi na SGN na poziomie wyężenia ok. 80–95% różnice spowodowane uwzględnianiem zginania dwukierunkowego mogą być dużo większe i mogą mieć istotny wpływ na przekroczenie wartości nośności przekroju słupa równej 100%.

## 6. Podsumowanie

Szerokie możliwości stosowania oprogramowania numerycznego 2D i 3D pozwalają na przeprowadzenie dokładnych obliczeń. Należy przypomnieć natomiast, że to projektant ponosi odpowiedzialność za poprawne wykonanie obliczeń konstrukcji. Większość oprogramowania dostępnego na polskim rynku w umowach licencyjnych zawiera klauzulę, że producenci oprogramowania nie ponoszą odpowiedzialności, za wyniki uzyskane z wykorzystaniem oprogramowania wspomagającego obliczenia i projektowanie. Podsumowując oprogramowanie, które ułatwia proces projektowania powinno zostać umiejętnie wykorzystane przez osobę odpowiedzialną

(projektanta), a uzyskane wyniki powinny być skontrolowane na różnych etapach prac projektowych. Stosowanie kombinacji lokalnych oznaczanych za [2] jako 6.10a i 6.10b pozwala na zgodne z normą zmniejszenie wyężenia konstrukcji oraz bardziej ekonomiczne projektowanie. Z kolei pominięcie podatności fundamentów w zależności od zastosowanego układu konstrukcyjnego może spowodować zarówno lokalne zmniejszenie, jak również zwiększenie wartości oddziaływań w zależności od lokalizacji rozważanego elementu konstrukcyjnego. Bardzo ważna z punktu widzenia projektanta jest analiza warunków posadowienia oraz ukształtowania konstrukcji z możliwym uwzględnieniem sztywności i współpracy poszczególnych elementów konstrukcji. Przeprowadzenie prawidłowej identyfikacji konstrukcji oraz wykorzystanie nowoczesnych technik komputerowych pozwala na dokładniejsze, bardziej bezpieczne i oszczędne projektowanie.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji, Polski Komitet Normalizacyjny. Warszawa, październik 2004
- [2] PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2004
- [3] PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, wrzesień 2008
- [4] Biegus A., Eurokody. Projektowanie konstrukcji budowlanych według Eurokodów. Zeszyt 1. Część 1. Podstawy projektowania konstrukcji, PWB Media, Warszawa 2011
- [5] Biegus A., Podstawy projektowania i oddziaływania na konstrukcje budowlane, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2014
- [6] Kobiak J., Stachurski W., Konstrukcje żelbetowe, tom 1, wydanie 5, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1984
- [7] Łapko A., Jensen B. Ch., Podstawy projektowania o algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych. Wydanie I. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2006
- [8] Rawska-Skotniczny A., Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według Eurokodów, Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa 2013
- [9] Siwiński J, Stolarski A., Analiza uwzględnienia współczynników kombinacyjnych zmniejszających obciążenia na podstawie normy Eurokod 0, Przegląd Budowlany nr 3/2015, Warszawa 2015
- [10] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe wg Eurokodu 2 i norm związanych, tom 2, wydanie XIII. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2011