

## **Wpływ imperfekcji na pracę statyczno-wytrzymałościową typowego rusztowania**

**Ewa Błazik-Borowa<sup>1</sup>, Jakub Gontarz<sup>2</sup>**

*<sup>1</sup> Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: <sup>1</sup>e.blazik@pollub.pl, <sup>2</sup>j.gontarz@pollub.pl*

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki obliczeń statycznych nieliniowych w odniesieniu do typowego rusztowania budowlanego w przypadku, gdy jest ono eksploatowane. W badaniach analizowano wpływ wielkości imperfekcji oraz ich lokalizacji. Stwierdzono, że niedoskonałości geometryczne powodują wzrost sił wewnętrznych, przy czym największy wzrost zachodzi w elementach najniżej zlokalizowanych. Ponadto większe naprężenia uzyskano, gdy imperfekcje zamodelowano jako regularne przesunięcia pomostów w poziomie, niż w przypadku, gdy ułożono je zgodnie z formą wybożenia.

**Słowa kluczowe:** rusztowania budowlane, imperfekcje, metoda elementów skończonych, nieliniowość geometryczna w analizie statycznej

### **1. Wprowadzenie**

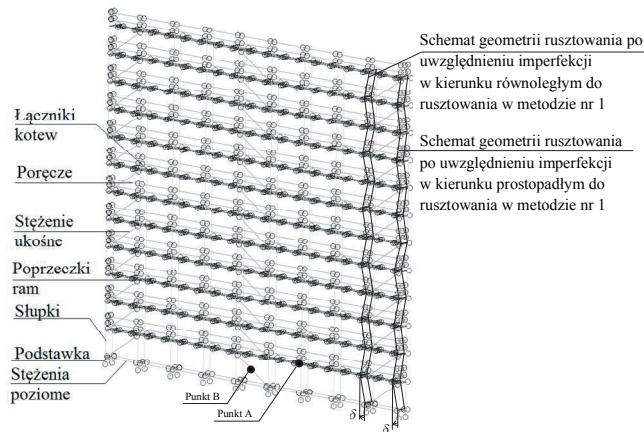
W związku z tym, że konstrukcje budowlane nigdy nie mają idealnej geometrii, to w analizie statyczno-wytrzymałościowej należy uwzględniać wpływ imperfekcji geometrycznych. Rusztowania budowlane są specyficznymi konstrukcjami stalowymi, ponieważ są one wielokrotnie składane z elementów systemowych. Połączenia elementów stwarzają możliwość obrotu elementów a więc wprowadzają dodatkowe niekorzystne zmiany w geometrii konstrukcji. Dlatego zalecenia, opisujące sposób uwzględniania imperfekcji dla ramowych konstrukcji stalowych, zamieszczone w Eurokodzie 3 [1], są w normie rusztowaniowej PN-EN 12811 [2] uściślone, np. poprzez wskazanie sposobu obliczania obrotu elementów w miejscach ich łączenia. W przypadku rusztowań o możliwości wystąpienia imperfekcji decyduje też sam producent rusztowań, który umieszcza szczegółowe informacje o dopuszczalnych odchyłkach podczas montażu oraz, w niektórych przypadkach, informuje o konieczności kontroli stanu technicznego. Ten ostatni aspekt jest ciągle nie unormowany i zakłada się, że elementy rusztowania są systematycznie kontrolowane a ich geometria jest niemal idealna.

W artykule [3] przedstawiono badania lokalnych imperfekcji łukowych i globalnych imperfekcji przechyłowych w rusztowaniach na różnych budowach na terenie Australii. Średnie zanotowane odchylenie węzłów, czyli imperfekcje globalne wyniosły 1,6 mm/m, natomiast maksymalne 2,8 mm/m. Wielkości te były liczone jako iloraz wychylenia do wysokości konstrukcji czyli np. przy wysokości rusztowania równej około 24,0 m, która według norm europejskich jest traktowana jako maksymalna wysokość typowego rusztowania. Oznacza to, że średnie wychylenie z płaszczyzny może wynieść 38,4 mm a maksymalne wychylenie nawet 67,2 mm. Według normy europejskiej [2] przy trzpieniu o długości co najmniej 150 mm dla ram fasadowych można przyjąć wychylenie równe 5,0 mm/m, ale tylko na długości równej wysokości jednego słupka czyli najczęściej

odchylenie wyniesie 10,0 mm przy wymiarze słupka równym 2,0 m. Jest to więc znacznie mniejsza wartość niż imperfekcje stwierdzone w pracy [3].

W normach [1] i [2] zaproponowano dwie metody kształtowania geometrii, uwzględniającej imperfekcje:

- uwzględnienie przesunięć węzłów na poziomie pomostów, przy czym przesunięcia kolejnych pomostów należy skierować w przeciwną stronę a kierunek przesunięć powinien być zgodny z obciążeniem poziomym, którym jest najczęściej wiatr [2] (dalej metoda będzie nazywana metodą nr 1, rys.1),
- przyłożenie imperfekcje zgodnie z formą wybozczenia [1] (dalej metoda będzie nazywana metodą nr 2).



Rys. 1. Model obliczeniowy rusztowania z zaznaczonymi rodzajami elementów

W pracy wykonano analizy numeryczne dla dwóch wyżej wymienionych metod uwzględniania imperfekcji i na ich podstawie dokonano analizy wpływu wielkości i układu imperfekcji geometrycznych na pracę statyczną rusztowań budowlanych.

## 2. Opis analiz numerycznych

### 2.1. Opis modelu numerycznego rusztowania

Analiza numeryczna wpływu imperfekcji na pracę statyczną wykonano w odniesieniu do rusztowania fasadowego firmy ALTRAD MOSTOSTAL o wysokości 24,2 m (rys.1), które w normach [2, 4, 5] jest traktowane jako rusztowanie typowe. Szerokość rusztowania w osiach elementu wynosi 0,732 m a długość 27,648 m (9 modułów o rozstawie 3,072 m). Elementy rusztowania, które zamodelowano elementami prętowymi, wykonane są ze stali o następujących parametrach: gęstość objętościowa  $\rho=7,87 \text{ t/m}^3$ , moduł Younga  $E=2,03 \cdot 10^8 \text{ kPa}$ , współczynnik Poissona  $\nu=0,29$  i obliczeniowej granicy plastyczności  $f_y=290,0 \text{ MPa}$ . Charakterystyki geometryczne tych elementów zestawiono w tab.1. Pomosty rusztowania z powodu skomplikowanego kształtu są zastąpione układem prętów kratowych, które zostały tak dobrane, aby oddać sztywność poziomą pomostów. Elementy kratowe o zastępczym przekroju  $A=0,1 \text{ mm}^2$  i module Younga  $E=3,2 \cdot 10^8 \text{ kPa}$  są wstawione w formie skratowanie i boków pomostu. W modelu zastosowano połączenia sztywne i przegubowe. Następujące połączenia przyjęto jako połączenia sztywne: podstawka-słupek ramy, słupek-słupek, poprzeczka ramy-słupek i łącznik kotwy-słupek. Połączenia przegubowe zlokalizowano na końcach stężeń i poręczy. Warunki brzegowe zostały przyjęte na podstawie normy

[2], tzn. oparcie rusztowania na gruncie zamodelowano podporami przegubowymi, blokującymi przesuwu w trzech kierunkach, a mocowanie łączników kotwiących zamodelowano podporami, blokującymi przesuwu w płaszczyźnie poziomej.

W celu sprawdzenia wpływu imperfekcji na pracę statyczną rusztowania jego geometria jest zmieniana poprzez przesunięcia węzłów. W przypadku metody nr 1 węzły są tak przesuwane, aby uzyskać przesunięcia w poziomie pomiędzy poziomami poszczególnych pomostów (rys. 1), a w przypadku metody nr 2 przesunięcia węzłów są zgodne z formą wybożenia, uzyskaną przy najniższym współczynniku obciążenia krytycznego  $\alpha_{cr}$ .

Tabela 1. Charakterystyki geometryczne elementów rusztowania

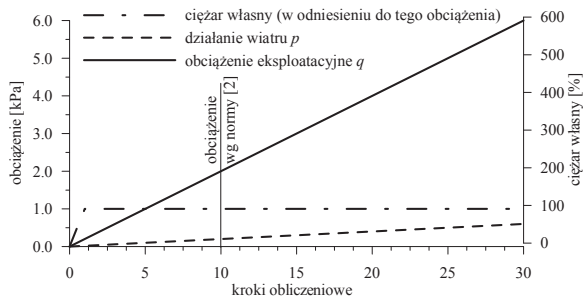
Nr	Rodzaj element	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$J_1$ [cm <sup>4</sup> ]	$J_2$ [cm <sup>4</sup> ]	$J_3$ [cm <sup>4</sup> ]	$W_2$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_3$ [cm <sup>3</sup> ]
1	Podstawka $\phi 38 \times 4$	4,273	12,519	6,259	6,259	3,294	3,294
2	Słupki ram $\phi 48.3 \times 2.7$	3,868	20,178	10,089	10,089	4,178	4,178
3	Poprzeczki ram o przekroju U	4,175	0,14573	12,751	17,027	4,558	7,095
Stężenie ukośne							
4	w płaszczyźnie pionowej $\phi 42.0 \times 2.7$	3,333	12,932	6,466	6,466	3,079	3,079
5	Poręcze $\phi 38.0 \times 2.7$	2,994	9,382	4,691	4,691	2,469	2,469
6	Łączniki kotew $\phi 48.3 \times 3.2$	4,534	23,171	11,586	11,586	4,797	4,797
7	Stężenie poziome $\phi 42.0 \times 2.7$	3,333	12,932	6,466	6,466	3,079	3,079

gdzie:  $A$  – pole przekroju,  $J_1$  – sztywność przy skręcaniu,  $J_2$  i  $J_3$  – momenty bezwładności,  $W_2$  i  $W_3$  – wskaźniki wytrzymałości przy zginaniu.

## 2.2. Opis metodyki obliczeń i wariantów obliczeniowych

W ramach badań wykonano analizę stateczności układu o idealnej geometrii oraz wykonano analizy nieliniowe z uwzględnieniem nieliniowości geometrycznej i materiałowej w odniesieniu do układów ze zmienioną geometrią, uwzględniającą imperfekcje. Jednak dla badanego zakresu obciążeń nie przekroczono granicy plastyczności, a więc nieliniowość materiałowa w praktyce nie ma znaczenia dla wyników badań, analizowanych w pracy.

Według normy [2] podczas sprawdzenia nośności konstrukcji rusztowania należy uwzględnić ciężar własny konstrukcji, działanie wiatru oraz obciążenie eksploatacyjne w dwóch różnych sytuacjach: rusztowanie jest eksploatowane przy dopuszczalnej prędkości wiatru i rusztowanie nie jest eksploatowane a podstawowe obciążenie konstrukcji to działanie silnego wiatru. W niniejszej pracy ograniczono analizę do pierwszej sytuacji, ale wykonano je nie tylko dla wartości normowych dla klasy 3 obciążenia wg normy [2] (ciężar własny według danych materiałowych, obciążenie eksploatacyjne na najwyższym poziomie pomostów równe 2,0 kN/m<sup>2</sup> i poniżej obciążenie pomostów równe 1,0 kN/m<sup>2</sup> oraz działanie wiatru przy założeniu ciśnienia równego 0,2 kN/m<sup>2</sup>), ale również sprawdzono zachowanie konstrukcji w zakresie zmian obciążenia od zera do wartości stanowiących trzykrotność obciążeń normowych. Wykresy zmian obciążenia pokazano na rys. 2. Cały ciężar własny jest uwzględniony w pierwszym kroku, natomiast pozostałe dwa obciążenia wzrastają równomiernie z zachowaniem proporcji między nimi tak, aby osiągnąć dla kroku 10 wartości normowe.



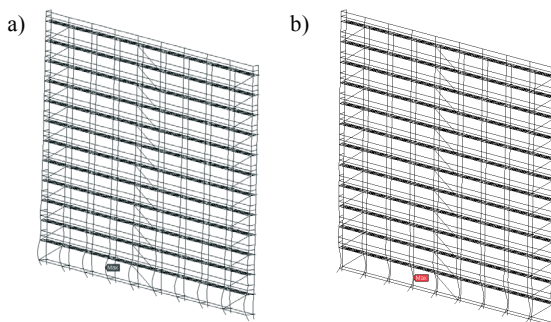
Rys. 2. Wykresy zmian obciążeń podczas obliczeń komputerowych

Sytuacja, w której rusztowanie jest eksploatowane, jest analizowana w dwóch wariantach, związanych z kierunkiem działania wiatru: wiatr działa wzdłuż rusztowania (wariant I) i w kierunku do niego prostopadłym (wariant II). W metodzie nr 1 kierunek wychyleń pomostów pokrywa się z kierunkiem działania wiatru. W obliczeniach analizowane są zmiany wartości wychYLEŃ  $\delta$  (rys.1) od 0,0cm do 4,0cm. W metodzie nr 2 w przypadku różnych kierunków działań wiatru uzyskuje się różne formy wybočenja a to skutkuje także innym układem imperfekcji. Tutaj wyszukiwany jest węzeł o maksymalnym przesunięciu wypadkowym. Następnie geometria całego układu jest tak zmieniana, aby rusztowanie przyjęło kształt zgodny z formą wybočenja a przesunięcie wyznaczonego węzła  $\delta$  zmieniało się od 0,0cm do 4,0cm. W analizach wyników będą porównywane obliczenia z obu metod modelowania imperfekcji przy tych samych maksymalnych wartościach  $\delta$ , ponieważ podczas montażu rusztowań nie sprawdza się jak często występują imperfekcje, lecz ile wynosi maksymalne wychYLEŃ rusztowania.

### 3. Analiza wyników obliczeń

#### 3.1. Analiza stateczności

Analiza stateczności została wykonana w celu wyznaczenia formy wybočenja. Obciążenia w obliczeniach wyniosły odpowiednio: cały ciężar własny, ciśnienie wiatru na powierzchnię przyłożenia  $q=0,1 \text{ kN/m}^2$  i obciążenie eksploatacyjne  $p=1,0 \text{ kN/m}^2$ .



Rys. 3. Formy wybočenja rusztowania: a) przy wietrze o kierunku działania wzdłuż rusztowania, b) przy wietrze o kierunku działania prostopadłe do rusztowania

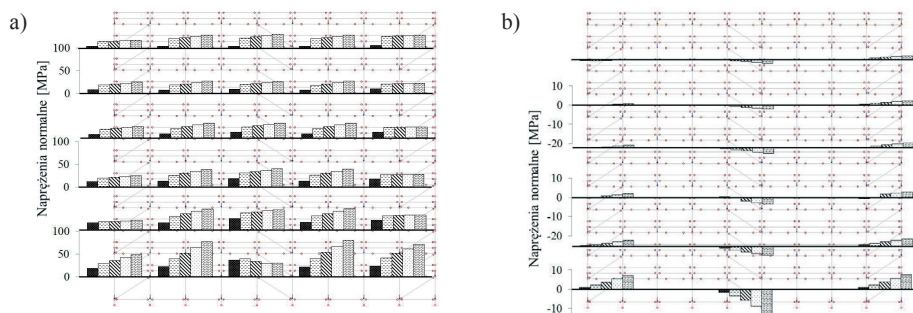
Na rys. 3 pokazano formy wybočenja w przypadku obu wariantów działania wiatru. W obu wariantach obciążenia wiatrem uzyskano zbliżony mnożnik obciążenia krytycznego równy  $\alpha_{cr}=8,6$ , ponieważ w sytuacji eksploatacji rusztowania, obciążenie pomostów ma największy wpływ na pracę konstrukcji. Na tym rysunku wskazano także węzły



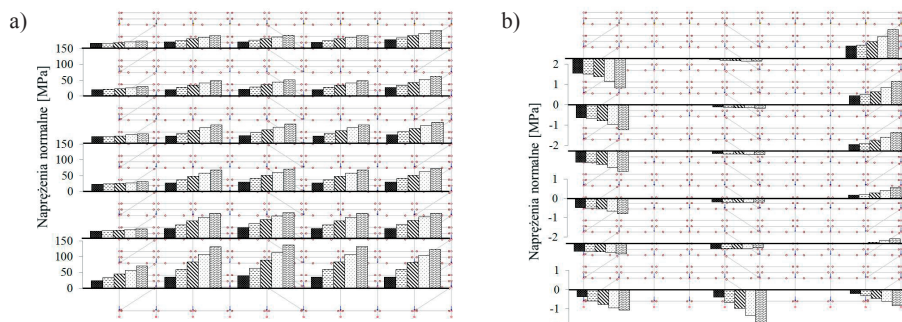
o maksymalnym wypadkowym przesunięciu. Jak widać na rys. 3, odkształceni ulegają przede wszystkim słupki ram od strony zewnętrznej a węzły z maksymalnym przesunięciem znajdują się na słupku najniższego poziomu ram.

### 3.2. Wyniki obliczeń

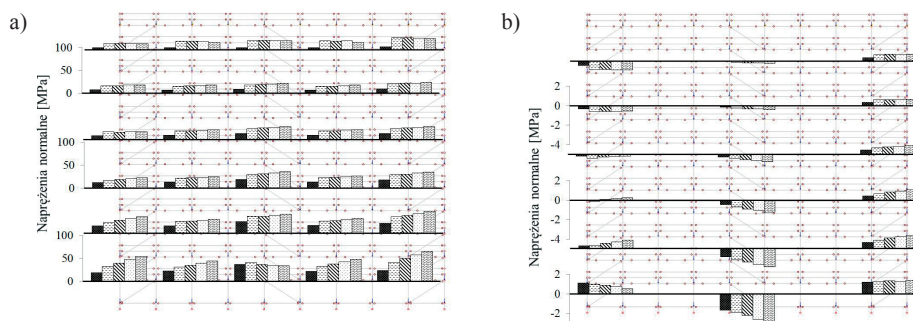
Po wykonaniu obliczeń dla 34 zadań wyniki zestawiono w dwóch wersjach. Na rys. 4, rys. 5, rys. 6 i rys.7 przedstawiono zmiany naprężeń normalnych w kroku 10, czyli przy obciążeniu odpowiadającym klasie 3 normy [2], w zależności od wielkości imperfekcji. Naprężenia na tych rysunkach są sumą naprężeń od sił normalnych i momentów zginających w dwóch płaszczyznach. Rozmieszczenie poszczególnych wykresów odpowiada lokalizacji elementów, w odniesieniu do których je wykonano.



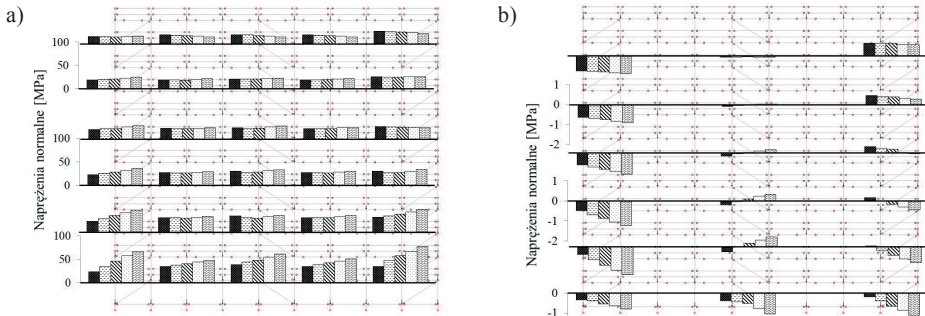
Rys. 4. Naprężenia normalne przy wietrze równoległym do rusztowania i metodzie nr 1 modelowania imperfekcji w 10 kroku obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach; ■  $\delta=0,0m$ , ▨  $\delta=1,0m$ , ▩  $\delta=2,0m$ , □  $\delta=3,0m$ , ▤  $\delta=4,0m$ .



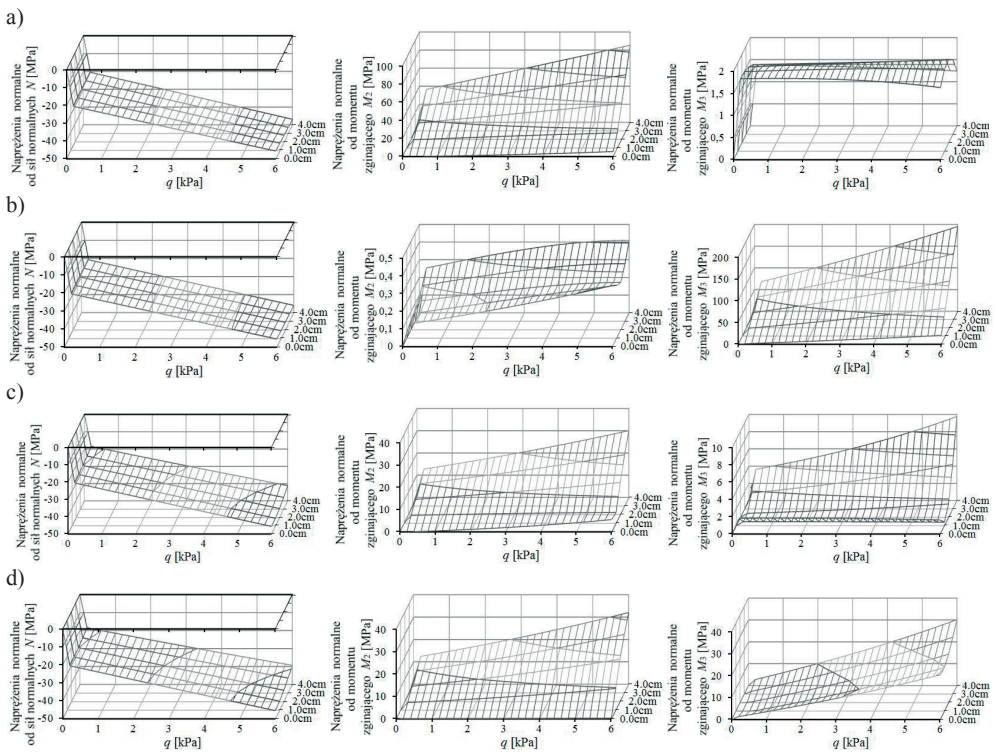
Rys. 5. Naprężenia normalne przy wietrze prostopadłym do rusztowania i metodzie nr 1 modelowania imperfekcji w 10 kroku obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach



Rys. 6. Naprężenia normalne przy wietrze równoległym do rusztowania i metodzie nr 2 modelowania imperfekcji w 10 kroku obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach



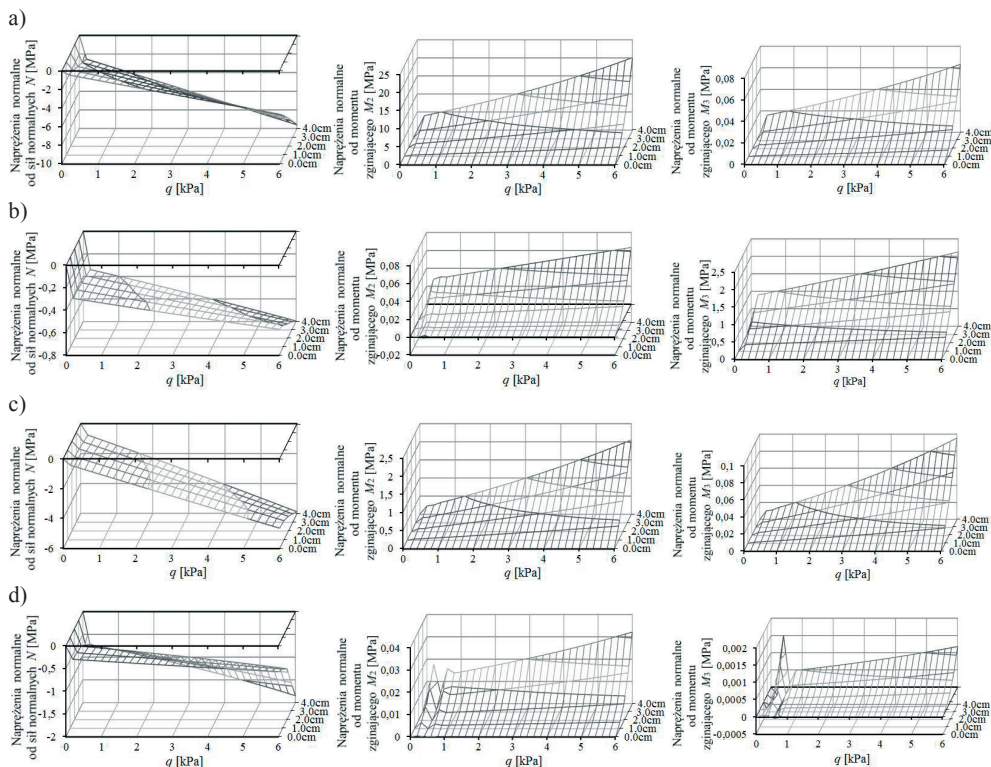
Rys. 7. Naprężenia normalne przy wietrze prostopadłym do rusztowania i metodzie nr 2 modelowania imperfekcji w kroku 10 obliczeń: a) wartości bezwzględne w słupkach, b) w stężeniach



Rys. 8. Wykresy zmian naprężeń normalnych w słupku w p. A (rys.1): a) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 1, b) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 1, c) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 2, d) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 2

Na podstawie tych czterech rysunków stwierdzono, że jedne z większych naprężeń w słupkach występują w p. A, a w stężeniach w p. B (rys. 1). W odniesieniu do tych punktów konstrukcji wykonano rys. 8 i rys. 9, gdzie pokazane są zmiany naprężeń wraz ze wzrostem obciążenia, przyłożonego zgodnie z rys. 2, i w zależności od wielkości imperfekcji. W celu sprawdzenia jaki wpływ mają poszczególne siły wewnętrzne na rys. 8 i rys. 9 rozdzielono naprężenia od poszczególnych sił wewnętrznych: sił normalnych  $N$ , momentów zginających  $M_2$  względem osi  $x_2$  lokalnych elementów, które są prostopadłe do płaszczyzny rusztowania, i momentów zginających  $M_3$  względem osi  $x_3$  lokalnych elementów, które są z lokalizowane w płaszczyźnie rusztowania. W odniesieniu do obciążeń normowych

według normy [2] analizowane typowe rusztowanie fasadowe spełnia stany graniczne nośności przy imperfekcjach, dochodzących do 4cm.



Rys. 9. Wykresy zmian naprężeń normalnych w stężeniu w p. B (rys. 1): a) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 1, b) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 1, c) kierunek wiatru równoległy do rusztowania, metoda 2, d) kierunek wiatru prostopadły do rusztowania, metoda 2.

W słupkach otrzymano największe naprężenia przy kierunku działania wiatru prostopadłym do rusztowania, natomiast stężenia wyraźnie bardziej są wytężone, gdy wiatr działa w płaszczyźnie rusztowania. W całym rusztowaniu uzyskano większe naprężenia, gdy imperfekcje były modelowane metodą nr 1. Warto też zwrócić uwagę na fakt, że najniżej zlokalizowane słupki i stężenia są najbardziej narażone na wzrost naprężeń z powodu powstania niedoskonałości geometrycznych w konstrukcjach.

Z rys. 8 wynika, że w zasadzie siła normalna w słupkach, otrzymana z obliczeń, nie zależy od wielkości imperfekcji. Natomiast wzrost wytężenia słupków następuje z powodu wzrostu momentów zginających. W przypadku konstrukcji o idealnej geometrii momenty w słupkach są niemal zaniedbywalne, ale wraz ze wzrostem imperfekcji naprężenia od momentów zginających także wzrastają i przekraczają znacznie wartości naprężeń od sił normalnych. W stężeniach wytężenie przekrojów w analizowanym zakresie obciążeń jest na poziomie około 10% nośności. W stężeniach wraz ze wzrostem wielkości imperfekcji wzrastają wszystkie siły wewnętrzne. W przypadku momentów zginających widać wyraźny wzrost pochodnej momentów zginających względem imperfekcji. Należy więc przypuszczać, że przy dalszym nieznacznym wzroście niedoskonałości w dolnych stężeniach mogą gwałtownie wzrosnąć naprężenia normalne.

#### 4. Podsumowanie

Na podstawie analiz statystycznych, przeprowadzonych w pracy w odniesieniu do typowego rusztowania fasadowego przy obciążeniu eksploatacyjnym, należy stwierdzić że wzrost imperfekcji do 4 cm nie zagraża nośności konstrukcji. Zwiększenie niedokładności wykonania rusztowania bądź zwiększenie jego wysokości może już prowadzić do przekroczenia nośności elementów konstrukcji. Na te efekty najbardziej narażone są elementy w najniższym poziomie ram. Dlatego przy wyższych rusztowaniach dolne słupki należałoby wzmocnić albo np. stworzyć ramy do stosowania na poziomy dolne poprzez zwiększenie grubości ścianek ram. Natomiast w przypadku stężeń należałoby na dole zamiast typowych stężeń do rusztowań fasadowych montować stężenia zakończone złączami. Z porównania obu metod modelowania imperfekcji wynika, że przy metodzie nr 1 uzyskuje się większe naprężenia, a więc konstrukcja jest po bezpieczniejszej stronie. Poza tym wprowadzanie imperfekcji za pomocą tej metody jest wygodniejsze, dlatego, podsumowując, z pracy wynika, że stosowanie w praktyce inżynierskiej metody nr 1 modelowania imperfekcji jest uzasadnione bardziej niż metody nr 2.

#### Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- 2 PN-EN 12811-1: Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy – Część 1: rusztowania, Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania.
- 3 Chandrangu T., Rasmussen K.J.R. Investigation of geometric imperfections and joint stiffness of support scaffold system. *Journal Of Constructional Steel Research* 67 (2011) 576-579.
- 4 PN-EN 12810-1: Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – część 1: Specyfikacje techniczne wyrobów
- 5 PN-EN 12810-2: Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – część 2: Specjalne metody projektowania konstrukcji

### The impact of values and modelling method on the static-strength work of a typical scaffolding

Ewa Błazik-Borowa<sup>1</sup>, Jakub Gontarz<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: <sup>1</sup>e.blazik@pollub.pl, <sup>2</sup>j.gontarz@pollub.pl*

**Abstract:** This paper describes the results of static non-linear calculations in reference to a typical building scaffolding, in the case when the scaffolding is operated. The influence of the value and localization of imperfections was analyzed in the researches. It was found that the geometrical imperfections cause the increase of internal forces, and the highest increase occurs in the lowest elements. Higher normal stresses were also obtained when imperfections were modelled as regular horizontal displacements of decks than in the case, when they were arranged according to the form of buckling.

**Keywords:** scaffolding, imperfection, Finite element method, nonlinear geometry in the static analysis