

Projekt budynku wysokiego w konstrukcji trzonowo-szkieletowej

Mgr inż. Emilian Rzymki, dr inż. Marek Dohojda – promotor,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

1. Wprowadzenie

Budynki wysokie to budzące podziw i zachwycające kunsztem inżynierskim obiekty górujące ponad śródmiejskimi krajobrazami. Stanowią one swoiste pomniki świadczące o ludzkich możliwościach kształtowania otaczającej rzeczywistości i wychodzenia poza dotychczas zdefiniowane normy oraz ograniczenia. Ich wznoszenie zostało uwarunkowane potrzebą uzyskania jak największych powierzchni użytkowych na stosunkowo niewielkich terenach, które stały się niezwykle cenne w szybko rozwijających się aglomeracjach miejskich [4]. Z czasem oprócz odgrywania ról czysto praktycznych wieżowce zaczęły pełnić funkcję symboli świadczących o prestiżu mieszczących się w ich wnętrzach firm i instytucji.

2. Opis systemów konstrukcyjnych budynków wysokich

2.1. System ramowy

Kształtowanie budynków wysokich na podstawie systemu ramowego polega na zastosowaniu struktury składającej się z połączonych ze sobą belek stropowych oraz słupów. Szywność całego układu konstrukcyjnego uzyskuje się poprzez sztywność poszczególnych węzłów ramy lub poprzez zastosowanie dodatkowych skratowań pionowych.

Występowanie połączeń sztywnych wpływa na konieczność powiększania elementów w obszarze lokalizacji węzłów. Cechą charakterystyczną tego systemu jest wzajemna współpraca wszystkich elementów konstrukcji, co jest zjawiskiem korzystnym, ponieważ w przypadku wystąpienia uszkodzenia fragmentu budowli siły w nim występujące są przejmowane przez pozostałe elementy. Zapobiega to w znacznym stopniu postępującym katastrofom budowlanym. Przykładem tego zjawiska jest sytuacja, która miała miejsce podczas ataku terrorystycznego na bliźniacze wieże



Rys. 1. Bankers Trust Building z widocznym uszkodzeniem fragmentu słupa [W1]

World Trade Center w Nowym Jorku. W wyniku zawalenia jednego z wieżowców część jego stalowej konstrukcji wbiła się w sąsiadujący obiekt o nazwie Bankers Trust Building, powodując zniszczenie fragmentu słupa na odcinku czternastu kondygnacji. Mimo znacznej awarii budynek ten nie uległ całkowitemu zniszczeniu, dzięki redystrybucji sił na pozostałe elementy ramowej konstrukcji nośnej.

2.2. System trzonowy

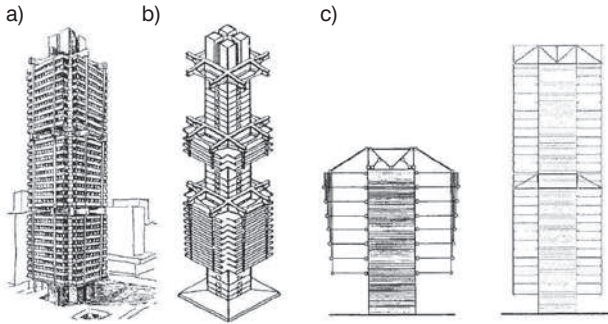
System trzonowy stanowi jeden z najpopularniejszych ustrojów konstrukcyjnych budynków wysokich. Charakteryzuje się zastosowaniem, najczęściej centralnie umieszczonego, żelbetowego trzonu nadającego budynkowi wymaganą sztywność przestrzenną. Głównym zadaniem rdzenia budynku jest przede wszystkim przenoszenie obciążeń poziomych od sił parcia wiatru oraz całkowity bądź częściowy udział w przenoszeniu obciążeń pionowych od ciężaru stropów i obciążeń użytkowych. Znane są rozwiązania, w których trzon budynku wysokiego nie jest usytuowany centralnie na rzucie budynku bądź znajduje się poza nim. Popularnym podejściem projektowym jest podział trzonu na kilka symetrycznych części w celu zapewnienia lepszego oświetlenia oraz przewietrzania wnętrza budynku.

Kolejną bardzo istotną zaletą trzonów jest możliwość umieszczenia w ich wnętrzu dźwigów windowych, instalacji wodno-kanalizacyjnych, elektrycznych, wentylacyjnych, klatek schodowych oraz pomieszczeń sanitarnych, co pozwala na swobodne zagospodarowanie pozostałej powierzchni wysokościowca. Oprócz ważnej funkcji użytkowej rdzeń budynku stanowi rodzaj swoistego schronu dla użytkowników obiektu na wypadek wystąpienia pożaru bądź różnego rodzaju awarii.

Wśród trzonowych ustrojów konstrukcyjnych można wyodrębnić kilka różniących się między sobą podsystemów [1]: wieszarowy, wspornikowy, szkieletowy, typu „trzon w trzonie”.

System trzonowo-wieszarowy

Główną ideą systemu trzonowo-wieszarowego jest zastosowanie konstrukcji wsporczych, do których podwieszane są stropy. Ze względu na występowanie dużych sił oraz związanych z tym faktem znacznych odkształceń konstrukcje te są w stanie przenieść obciążenie od maksymalnie 20 kondygnacji. W celu zwiększenia wysokości wieżowców konstrukcje wsporcze montuje się na kilku poziomach trzonu oraz na



Rys. 2. Zasada konstrukcji budynków trzonowo-wieszarowych: a) budynek administracyjny w Johannesburgu (zastosowanie żelbetonowych dźwigarów), b) First Bank Place, c) Commercial Union Building [1]

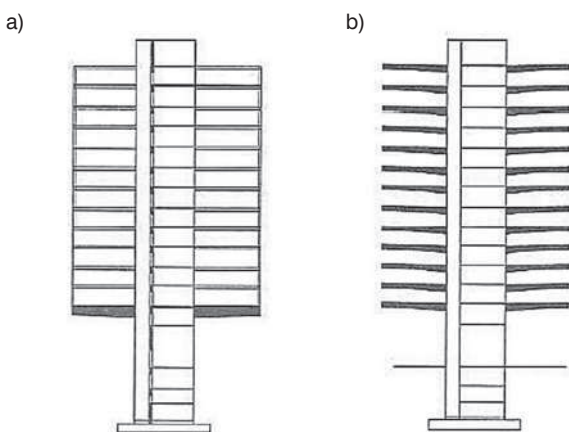
szczybie budynku. Minusem tego rozwiązania jest konieczność przeznaczenia znacznej części budynku na pomieszczenie wieszaków, które najczęściej zajmują objętość dwóch kondygnacji. Zaletą zaś jest całkowite uwolnienie rzutu budynku od słupów, co powoduje łatwość w zagospodarowaniu wnętrza budynku oraz sprawia wrażenie „lekkości” konstrukcji. Wieszaki wykonywane są jako stalowe kratownice bądź jako sprężane żelbetowe dźwigary.

Wysokościowce wyposażone w systemy trójwieszarowe osiągają wysokość nawet powyżej 100 m.

System trzonowo-wspornikowy

System trzonowo-wspornikowy charakteryzuje się zastosowaniem konstrukcji wsporczych, które w odróżnieniu od systemu wieszarowego stanowią podparcie dla elementów ściskanych budynku. Wsporniki skonstruowane w postaci żelbetonowych skrzyń generują znaczną koncentrację naprężeń w miejscu połączenia z trzonem, co ogranicza ich zastosowanie do przenoszenia obciążeń od około 10 kondygnacji. W celu zwiększenia wysokości budynku mogą być one stosowane co kilkanaście pięter [1].

Innym typem systemu trzonowo-wspornikowego jest rozwiązanie polegające na bezpośrednim mocowaniu każdej

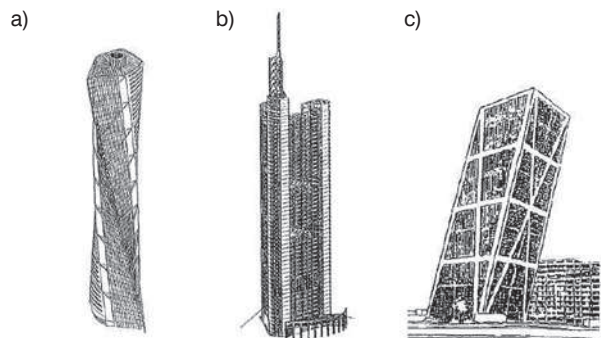


Rys. 3. Zasada konstrukcji systemu trzonowo-wspornikowego: a) pojedynczy wspornik żelbetowy; b) stropy wspornikowe [1]

kondygnacji do trzonu na zasadzie wspornika. Daje to możliwość całkowitego uwolnienia konstrukcji od słupów, co bardzo korzystnie wpływa na aspekty wizualne budynku. Rozwiązanie, które pozwala na najswobodniejsze aranżacje wewnątrz w budynkach wysokich, jest jednocześnie rozwiązaniem najmniej ekonomicznym. Ze względu na występowanie dużych wartości momentów wymagane jest zastosowanie trzonów o znacznych grubościach ścian, które w skrajnych przypadkach mogą osiągać nawet 160 cm. Ponadto stropy wspornikowe są zdolne osiągać jedynie około 6–8 m rozpiętości, co w dużym stopniu ogranicza rozmiar kondygnacji, a w konsekwencji zyski ze sprzedaży powierzchni użytkowej.

System trzonowo-szkieletowy

System trzonowo-szkieletowy stanowi najpopularniejsze rozwiązanie konstrukcyjne wieżowców osiągających około 250 m wysokości. Umożliwia swobodne kształtowanie bryły budynku, co we współczesnej architekturze stanowi istotny atut. Zasada działania systemu polega na wzajemnej współpracy trzonu oraz szkieletu złożonego ze słupów i belek stropowych bądź słupów połączonych bezpośrednio z płytami stropowymi. Betonowy rdzeń wieżowca przenosi wszystkie siły poziome powstałe w wyniku oddziały-

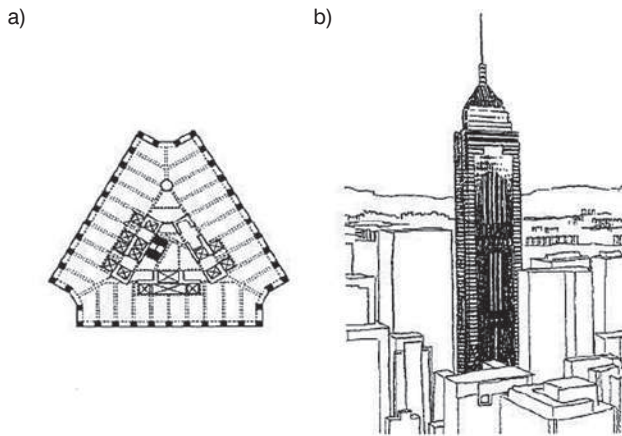


Rys. 4. Budynki wzniesione w konstrukcji trzonowo-szkieletowej: a) Turning Torso; b) Commerzbank; c) Puerta de Europa [1]

wania wiatru oraz zapewnia globalną sztywność budynku, natomiast słupy przenoszą obciążenia pionowe. Początkowo powszechnym rozwiązaniem konstrukcyjnym było wykonanie żelbetowego trzonu, do którego za pomocą połączeń przegubowych montowano stalowe belki stropowe. Wraz ze wzrostem jakości betonów oraz unowocześnianiem technologii robót budowlanych zaczęto stosować żelbetowe płyty łączone z pionowymi elementami konstrukcyjnymi w sposób monolityczny [1]. Na podstawie systemu trzonowo-szkieletowego zaprojektowano wieżowce, takie jak Turning Torso w Malmö charakteryzujący się skręconą o 90° geometrią bryły, Commerzbank we Frankfurcie mający trzy zewnętrzne trzony połączone za pomocą kratownic Vierendeela, jak również Puerta de Europa w Madrycie – bliźniacze wieże nachylone do poziomu pod kątem 14,3° każda. Przykłady te świadczą o bogatym spektrum możliwości wznoszenia budynków wysokich w systemie trzonowo-szkieletowym.

System „trzon w trzonie”

Trzony budynków, których wysokości sięgają około 300 m, stają się niewystarczające do przenoszenia wszystkich obciążeń poziomych. Znaczny wzrost oddziaływań wiatru w stosunku do wysokości sprawia, iż sam rdzeń jest zbyt wiotki, co powoduje powstanie dużych wartości wychyleń, a w konsekwencji pogorszenie warunków użytkowych obiektu. W celu zapewnienia odpowiedniej sztywności przestrzennej pracę

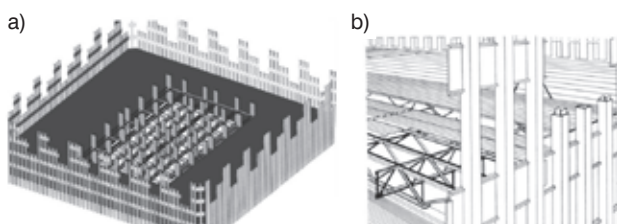


Rys. 5. Central Plaza: a) rzut kondygnacji powtarzalnej; b) perspektywa [1]

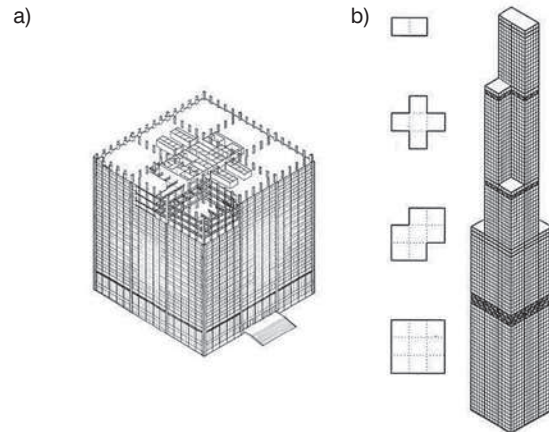
trzonu wspomaga się poprzez zastosowanie dodatkowych elementów konstrukcyjnych lokalizowanych w linii elewacji budynku. System ten stanowi rozwiązanie przejściowe między budynkami wznoszonymi w typowej konstrukcji trzonowej a budynkami powłokowymi [1]. Przykładem wieżowca zaprojektowanego w układzie typu „trzon w trzonie” jest Central Plaza w Hong Kongu.

2.3. System powłokowy

Wśród znacznej części najwyższych drapaczy chmur dominującym systemem konstrukcyjnym jest system powłokowy. Mimo iż w budynkach tego typu znajdują się trzony, to charakter ich pracy jest zupełnie inny w stosunku do typowego rdzenia. Najczęściej wykonywane są w postaci połączonych przegubowo stalowych słupów, które przenoszą wyłącznie obciążenia pionowe, zaś nie wpływają na ogólną sztywność struktury obiektu. Główną rolę konstrukcyjną, wobec obciążeń poziomych, przejmuje zewnętrzna powłoka



Rys. 6. World Trade Center: a) zasada konstrukcji [W2], b) zewnętrzna powłoka [W3]

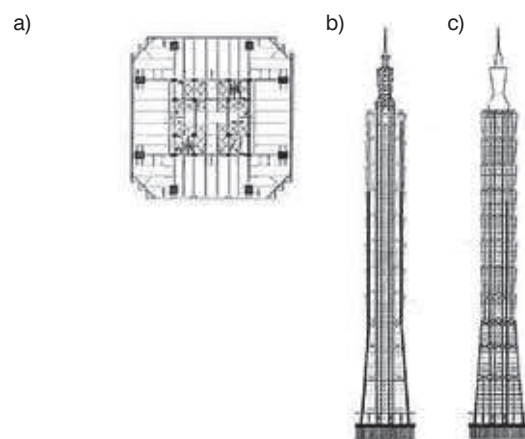


Rys. 7. Willis Tower: a) zasada konstrukcji, b) podział na moduły [W4]

zlokalizowana w linii elewacji. Wykonywana jest w postaci gęstej sieci słupów łączonych w sposób sztywny z poziomymi ryglami. Podparte przegubowo stropy wspomagają współpracę poszczególnych powłok w przenoszeniu sił od wiatru. Przykładami obiektów wykonanych w systemie powłokowym były budynki World Trade Center, w których zewnętrzny szkielet tworzyły stalowe słupy rozmieszczone co 1,02 m.

2.4. Megastruktura

Megastruktura to system konstrukcyjny wykorzystujący i rozwijający ideę ustroju powłokowego. Charakteryzuje się podziałem rzutu budynku na modularne części, na obrysach których występują wewnętrzne struktury powłokowe. Rozwiązanie to pozwala na uzyskanie dużej sztywności obiektu przy znacznej jego wysokości oraz eliminuje potrzebę stosowania wewnętrznego trzonu. Modularność daje możliwość urozmaiconego kształtowania bryły wieżowca, zaś brak trzonu – wnętrza obiektu. Ustrój megastruktury zastosowano w budynku Willis Tower (dawniej Sears Tower), który składa się z dziewięciu powłokowych modułów sięgających różnych wysokości wieżowca [2].



Rys. 8. Taipei 101: a) rzut kondygnacji powtarzalnej, b) przekrój budynku, c) układ konstrukcji w elewacji [1]

PRACE DYPLOMOWE

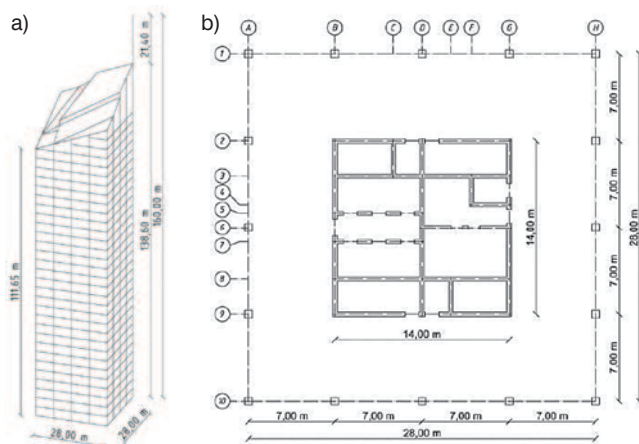
2.5. System megakolumn

Wśród najwyższych budynków, oprócz systemów powłokowych oraz megastruktur, można wyróżnić również ustrój konstrukcyjny, jakim są megakolumny. Wieżowce projektowane według tej struktury mają trzony, których praca w zasadniczy sposób wspierana jest przez kilka głównych słupów zlokalizowanych w linii elewacji. Słupy nazywane są megakolumnami ze względu na ich znaczne rozmiary, które mogą osiągać w przekroju 3,0x4,0 m (Taipei 101). Najczęściej mają one postać stalowych skrzyń wypełnionych żelbetem. Megakolumny łączą się z masywnym żelbetowym trzonem poprzez kratownice zlokalizowane na szczycie wieżowca oraz w kilku poszczególnych miejscach na wysokości budynku, zapewniając w ten sposób skuteczną współpracę w przenoszeniu sił poziomych. Rozwiązanie to uwalnia elewację od konieczności stosowania zewnętrznych powłok, co przekłada się na możliwość swobodnego jej formowania architektonicznego. Zastosowanie megakolumn warunkuje natomiast kształtowanie rzutu budynku, który powinien być symetryczny oraz stosunkowo powtarzalny [3].

3. Projekt budynku wysokiego

3.1. Ogólna charakterystyka obiektu

Budynek zaprojektowano na planie kwadratu o długości boku 28,0 m w osiach z centralnie sytuowanym żelbetowym trzonem o wymiarach 14x14 m oraz słupami rozmieszczonymi co 7 m na obwodzie. Powierzchnia trzonu stanowi 25% powierzchni całkowitej budynku, co jest wartością charakterystyczną dla współczesnych wieżowców. Obiekt ma 31 kondygnacji o wysokości 3,85 m każda, wśród których wyodrębniono 30 kondygnacji użytkowych oraz 1 kondygnację o przeznaczeniu technicznym zlokalizowaną na 29 poziomie. Wieżowiec do wysokości 123,20 m nad poziomem terenu składa się z części żelbetowej stanowiącej główny ustrój nośny, zaś powyżej niej wykonano stalową nadbudowę tworzącą konstrukcję dachu o nachyleniu 30°, która w najwyższym punkcie sięga wysokości 138,60 m n. p. t.



Rys. 9. Wymiary budynku: a) perspektywa, b) rzut kondygnacji powtarzalnej

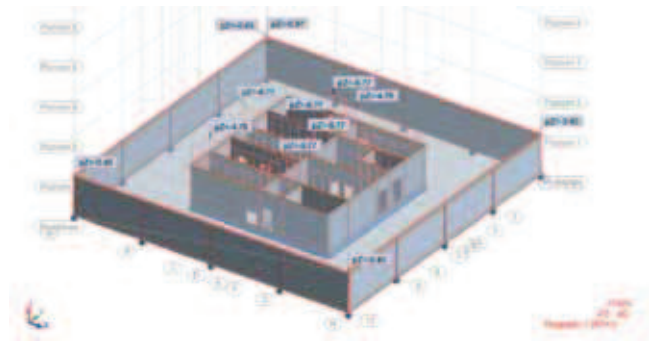
Zwieńczeniem wysokościowca jest iglica o długości 21,60 m, która sprawia, iż obiekt osiąga całkowitą wysokość 160,0 m. Trzon budynku składa się ze ścian obwodowych o grubości 35 cm oraz ścian wewnętrznych o grubości 30 cm, które wpływają na globalne usztywnienie struktury budynku oraz pełnią funkcję przegród pomieszczeń wewnętrznych. Stropy o grubości 35 cm zaprojektowano w systemie płytowo słupowym, które oprócz przenoszenia obciążeń pionowych pracują również na zasadzie tarcz poprzez przeniesienie obciążeń poziomych od sił wiatru na trzon budynku. Podparcie stropów stanowi 16 żelbetowych słupów o wymiarach przekroju poprzecznego 600x600 mm, które w zależności od wysokości położenia w konstrukcji wykonywane są z betonów klasy od C50/60 do C30/37.

Komunikację pionową w obiekcie zapewniają dwie klatki schodowe usytuowane na przeciwległych narożach trzonu oraz 7 wind o udźwigu 1275 kg każda.

3.2. Obciążenia stropów

Przy wyznaczaniu obciążeń stałych wzięto pod uwagę ciężar takich elementów jak: podłogi podniesione, instalacje, sufity podwieszane oraz warstwy wykończeniowe stropów według przewidywanego użytkowania budynku w poszczególnych jego strefach.

W przypadku powierzchni biurowej i technicznej ciężar płyty stropowej został uwzględniony w sposób automatyczny w programie Robot Structural Analysis jako ciężar własny konstrukcji. We wnętrzu trzonu stropy zamodelowano jako nieważkie okładziny, dlatego w tym przypadku uwzględniono dodatkowo ciężar stropu.



Rys. 10. Schemat układu obciążeń stałych na kondygnacji powtarzalnej

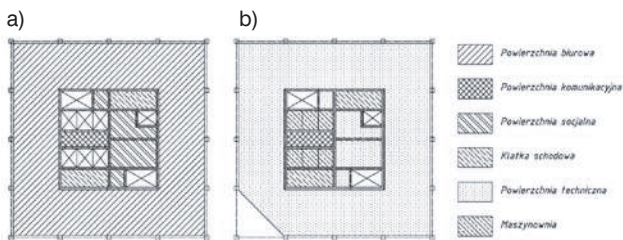
Tabela 1. Obciążenia użytkowe na 1 m² stropu dla poszczególnych kategorii powierzchni

L.p.	Typ powierzchni	Kategoria użytkowania wg [N1]	Obciążenie [kN/m ²]
1	Biurowa	B	3,0 (q_1)
2	Komunikacyjna	C3	5,0 (q_2)
3	Socjalna	A	2,0 (q_3)
4	Klatka schodowa	C3	5,0 (q_4)
6	Dachowa*	–	–

- Obciążenie od urządzeń wyposażenia technicznego: $q_5=5,0 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie od dźwigu windowego: $q_6=2,36 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie zastępcze od ścianek działowych: $q_7=1,2 \text{ kN/m}^2$

Tabela 2. Zestawienie wartości obciążeń stropu w poszczególnych strefach budynku

L.p.	Typ powierzchni	Obciążenia stałe [kN/m ²]		Obciążenia zmienne [kN/m ²]	
1	Biurowa	g_1	0,97	q_1	3,00
		-	-	q_7	1,20
		Σ	0,97	Σ	4,20
2	Komunikacyjna	g_2	6,77	q_2	5,00
		Σ	6,77	Σ	5,00
3	Socjalna	g_2	6,77	q_3	2,0
		-	-	q_7	1,20
		Σ	6,77	Σ	3,20
4	Klatka schodowa	g_3	4,78	q_4	5,00
		Σ	4,78	Σ	5,00
5	Techniczna	g_4	1,66	q_5	5,00
		Σ	1,66	Σ	5,00
6	Maszynownia	g_4	1,66	q_5	5,00
		-	-	q_6	2,36
		Σ	1,66	Σ	7,36



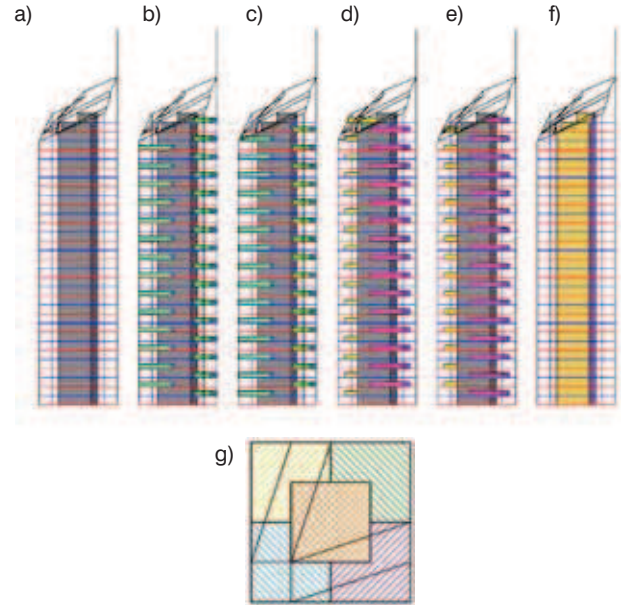
Rys. 11. Podział budynku ze względu na sposób użytkowania: a) kondygnacja powtarzalna, b) kondygnacja techniczna

W celu wyznaczenia najbardziej niekorzystnego rozkładu obciążeń użytkowych budynek podzielono na pięć części oraz wyznaczono dziewięć przypadków przyłożenia sił (EKSP1 – EKSP9). Poszczególne strefy budynku oznaczono kolorami. Opis przypadków:

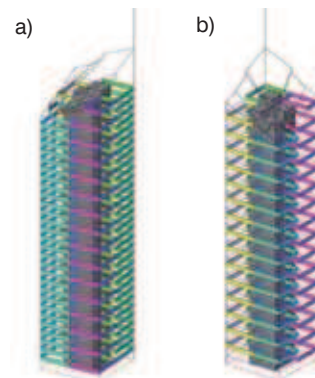
- EKSP1 – brak obciążeń użytkowych w całym budynku,
- EKSP2 do EKSP5 – obciążenie przyłożone w sposób szachownicowy w poszczególnych częściach budynku,
- EKSP6 – całkowite obciążenie trzonu przy jednoczesnym braku obciążeń w strefie poza trzonowej.

Przypadki od EKSP1 do EKSP6 zamodelowano w programie Robot Structural Analysis w taki sposób, aby na podstawie operatora „lub” wygenerować kombinacje automatyczne, w których poszczególne przypadki mogą występować jednocześnie bądź pojedynczo.

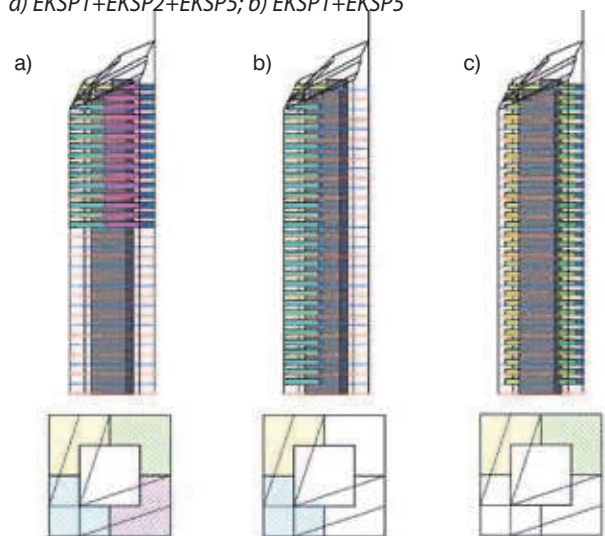
W celu analizy globalnej stateczności budynku oraz wyznaczenia maksymalnych sił w słupach zamodelowano przypadki EKSP7-EKSP9. Kombinacje przy udziale tych przypadków generowane są na podstawie operatora „albo”, który oznacza,



Rys. 12. Przypadki rozkładu obciążeń użytkowych w budynku: a) brak obciążeń – EKSP1, b) EKSP2, c) EKSP3, d) EKSP4, e) EKSP5, f) obciążony trzon – EKSP6, g) podział budynku na strefy przykładowa obciążeń użytkowych



Rys. 13. Przykładowe kombinacje rozkładu obciążeń użytkowych: a) EKSP1+EKSP2+EKSP5; b) EKSP1+EKSP5



Rys. 14. Przypadki rozkładu obciążeń użytkowych w budynku: a) EKSP7, b) EKSP8, c) EKSP9

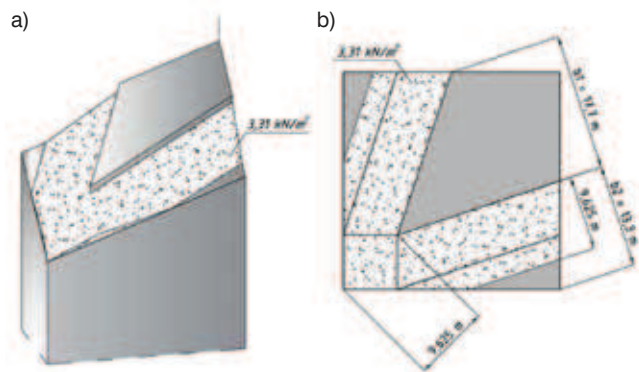
PRACE DYPLOMOWE

iz nie mogą one wystąpić jednocześnie ze sobą oraz innymi przypadkami obciążeń eksploatacyjnych. Dzięki temu rozwiązaniu uniknięto sytuacji, w której program analizowałby kombinacje duplikujące obciążenie w danej strefie. Opis przypadków:

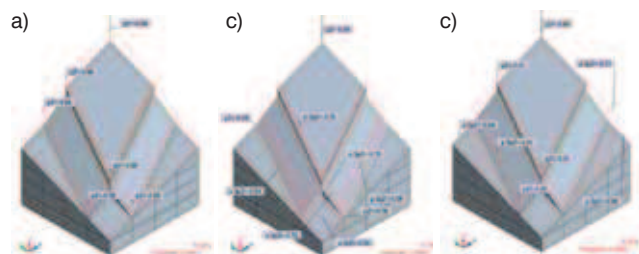
- EKSP7 – całkowite obciążenie strefy pozatrzonowej na poziomach od 17 do 31 (powyżej środka ciężkości budynku),
- EKSP8 – obciążenie połowy strefy pozatrzonowej wieżowca w kierunku parcia wiatru jak dla przypadku wiatr 1,
- EKSP9 – obciążenie połowy strefy pozatrzonowej wieżowca w kierunku parcia wiatru jak dla przypadku wiatr 2.

3.3. Obciążenie śniegiem

Ze względu na skośny układ połączenia dachowej może powstawać zjawisko zsuwania się mas śnieżnych, co przy znacznej wysokości budynku powoduje duże niebezpieczeństwo dla osób przebywających w pobliżu obiektu. W celach zapobiegawczych należałoby wyposażyć dach w urządzenia służące do usuwania nagromadzonego śniegu. Mając jednak świadomość, iż system może ulec awarii, w dalszej analizie uwzględniono wpływ obciążenia od śniegu. Założono możliwość gromadzenia się zasp śnieżnych wskutek występowania tzw. cienia aerodynamicznego. Ze względu na nietypowy kształt dachu obliczenia przeprowadzono w sposób przybliżony według algorytmu, jak dla dachów bliskich i przylegających do wyższych budowli ([N1]).



Rys. 15. Obciążenie zaspami w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej: a) perspektywa, b) rzut dachu

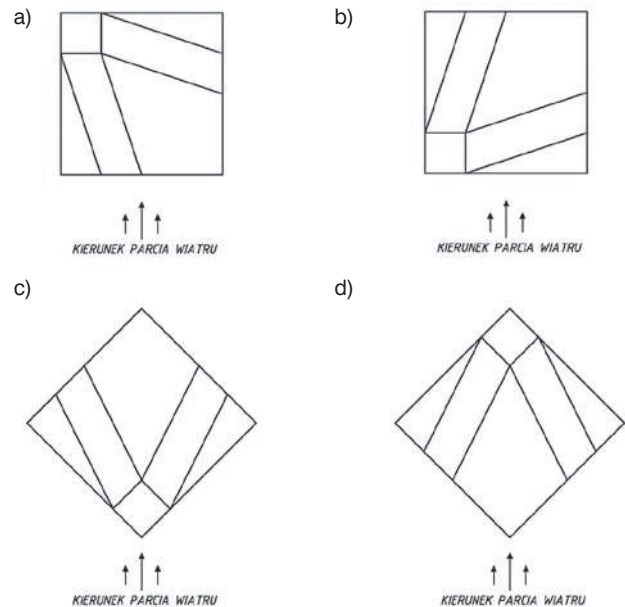


Rys. 16. Przypadki obciążeń śniegiem: a) przypadek SN1, b) przypadek SN2, c) przypadek SN3

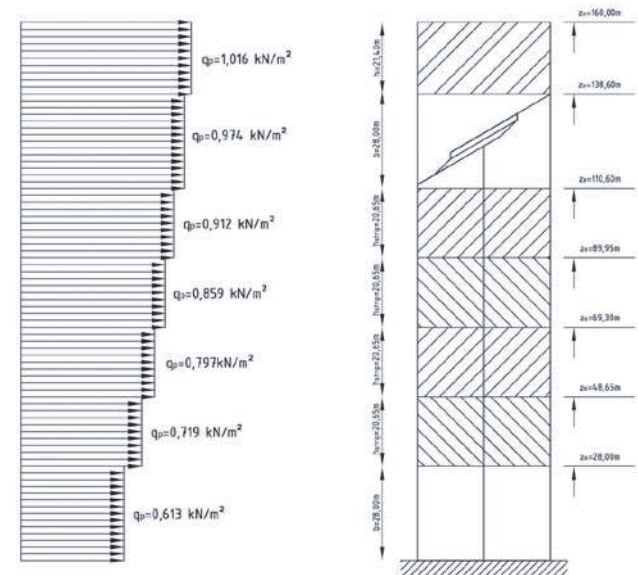
3.4. Obciążenie wiatrem

Ze względów bezpieczeństwa budynki wysokie należy poddawać szczegółowym badaniom obciążenia wiatrowego w specjalistycznych tunelach aerodynamicznych na podstawie pomniejszonego modelu obiektu. Jest to szczególnie wymagane przy nieregularnym kształcie bryły projektowanego budynku oraz przy specyficznym pokryciu powierzchni terenu powstałym na skutek występowania przyległych budowli [5].

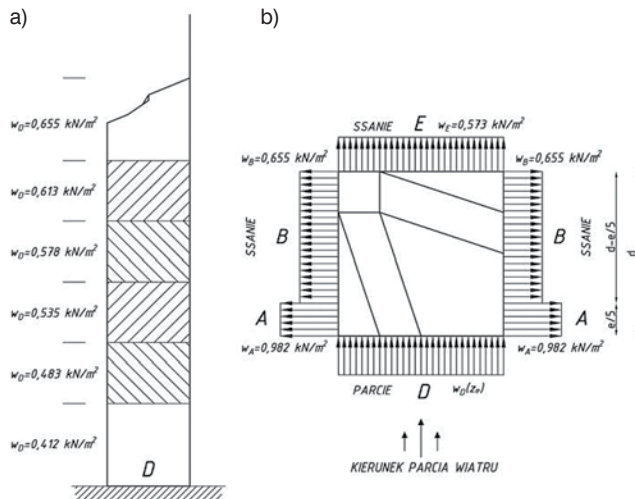
Badania powinny być przeprowadzone bezwzględnie przy obiektach o wysokości powyżej około 140 m [1].



Rys. 17. Kierunki parcia wiatru na konstrukcję budynku: a) wiatr 1, b) wiatr 2, c) wiatr 3, d) wiatr 4



Rys. 18. Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru na poszczególnych wysokościach budynku



Rys. 19. Rozkład obciążeń wiatrowych na ścianach budynku: a) ściana nawierzchnia „D”, b) pozostałe ściany

Mając na uwadze, iż wysokość do poziomu dachu projektowanego w pracy budynku nie przekracza w najwyższym punkcie 140 m oraz jego prostopadłościenna bryła minimalizuje możliwość powstawania lokalnych zmian formy parcia wiatru, wykonano obliczenia wyłącznie na podstawie normy [N2]. Wskazaną normę można stosować do budynków i budowli o wysokości do 200 m.

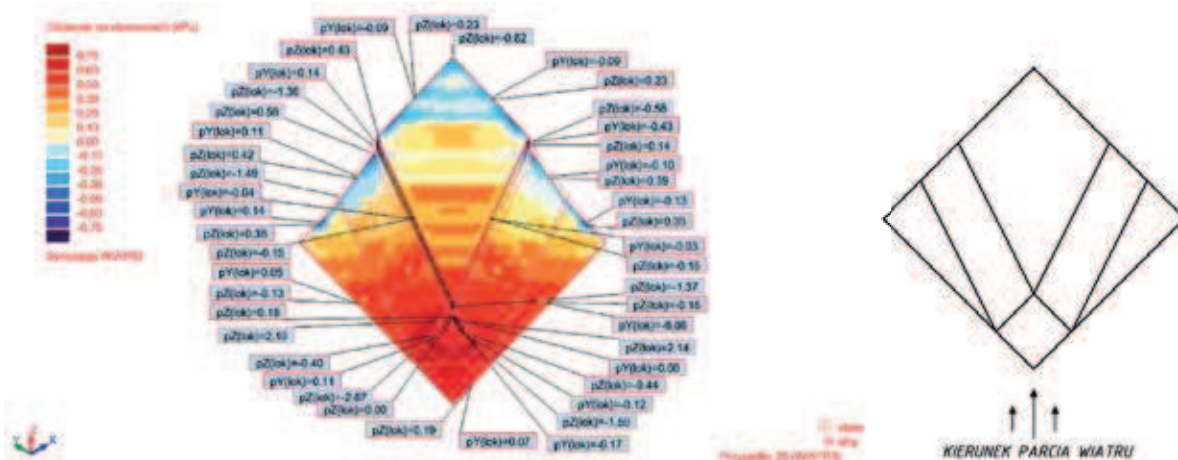
zawietrznej (obszar E) powstaje ssanie, którego wartości są stałe na całej wysokości budynku (w_A , w_B , w_E). Norma PN-EN 1991-1-4 nie zawiera instrukcji obliczeń obciążenia wiatrowego dachu, którego kształt byłby zbliżony do kształtu projektowanego. Analizę obciążenia wiatrowego przeprowadzono na podstawie symulacji wykonanej na modelu komputerowym w programie Robot Structural Analysis. Dach budynku poddano działaniu parcia wiatru obliczonego na podstawie normy na wysokości 110,6–138,6 m nad poziomem posadowienia dla IV kategorii terenu. W symulacji przeanalizowano 4 przypadki obciążenia wiatrem.

3.5. Siatka podziału na elementy skończone

W celu weryfikacji precyzji, wykonywanych w programie Robot Structural Analysis kalkulacji, przeprowadzono analizę siatki podziału MES dla stropu. Wprowadzono obciążenia stałe, a następnie porównano dwa rodzaje siatek różniących się stopniem zagęszczenia.

Po przeprowadzonej analizie ostateczna siatka podziału na elementy skończone została wygenerowana metodą Delaunaya – Kanga przy następujących parametrach:

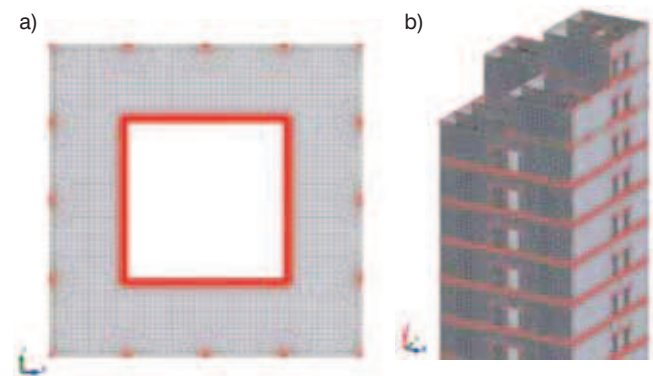
- maksymalny wymiar elementu skończonego wynosi 0,5 m;
- nad słupami wprowadzono emiterzy o początkowym wymiarze elementu skończonego równym 0,07 m oraz proporcji rozszerzalności równej 1,3;



Rys. 20. Obciążenie dachu wiatrem – przypadek „wiatr 3”

W pracy przeanalizowano cztery przypadki obciążenia wiatrem ze względu na kierunek jego działania. Dwa pierwsze uwzględniają kierunki wiatru prostopadłe do dwóch ścian budynku. Przypadki te wykorzystano w globalnej analizie całej konstrukcji. Pozostałe dwa warianty przedstawiają sytuację, w której wiatr wieje na krawędzie narożne budynku. Wykorzystano je wyłącznie w celu dokładniejszej analizy samej konstrukcji dachu.

Wiatr powoduje powstanie parcia (w_D) na nawierzchni elewacji budynku (obszar D), którego wartość wzrasta proporcjonalnie do wysokości budynku. Na ścianach równoległych do kierunku działania wiatru (obszary A, B) oraz na ścianie



Rys. 21. Zoptymalizowana siatka podziału na elementy skończone: a) strop kondygnacji powtarzalnej, b) trzon budynku

PRACE DYPLOMOWE

- wzdłuż ścian trzonu siatka podziału została zagęszczona do maksymalnego wymiaru elementu skończonego wynoszącego 0,08 m.

3.6. Analiza stropów

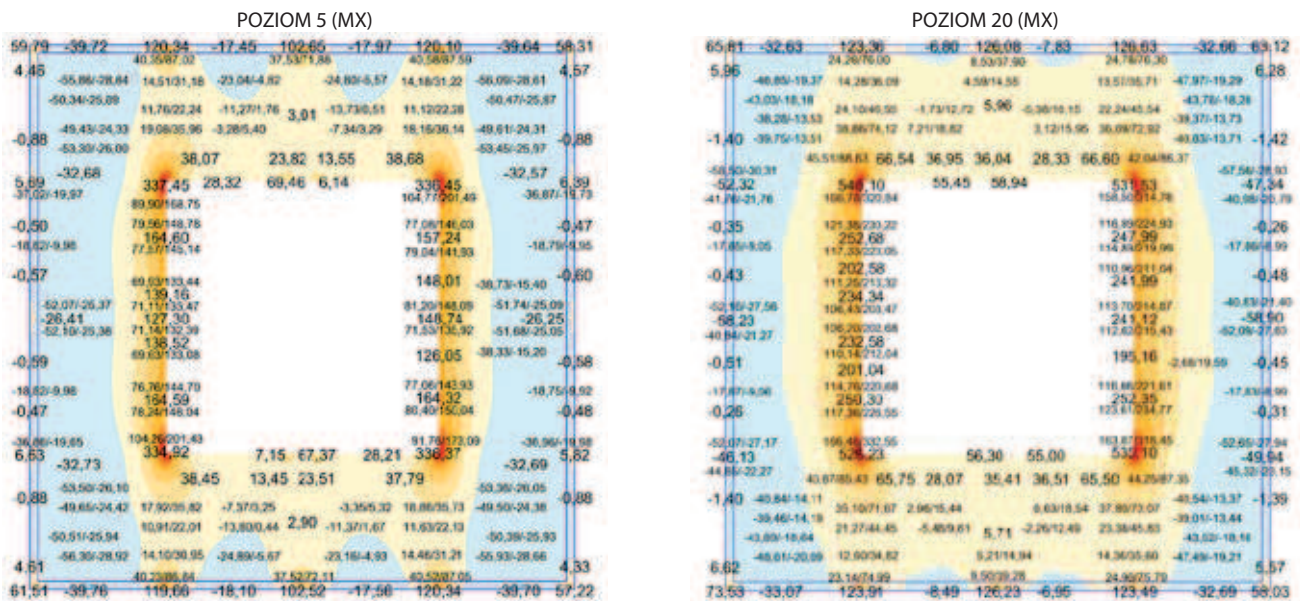
W pracy przeanalizowano mapy rozkładu momentów (M_x oraz M_y) w stropach, wygenerowane na podstawie kombinacji SGN (Ponderacje) dla kondygnacji 1, 5, 10, 15, 20, 25 oraz ostatniej kondygnacji o powtarzalnej geometrii stropu – 28. Na podstawie analizy wyników obliczeń stwierdzono, iż wartości momentów zarówno dodatnich, jak i ujemnych wzrastają wraz ze wzrostem poziomu położenia kondygnacji w budynku. Na wysokości pierwszego stropu maksymalny dodatni moment M_x wynosi 239,11 kNm/m, zaś ujemny –78,31 kNm/m. Dla porównania wartość dodatniego momentu M_x na poziomie stropu nr 28 wynosi 576,93 kNm/m (wzrost o 141%), natomiast moment ujemny sięga –138,54 kNm/m (wzrost o 77%). Zjawisko wzrostu momentów dodatnich oraz ich zasięgu występuje w okolicy trzonu budynku, zaś nad słupami momenty dodatnie pozostają stosunkowo podobne.

Momenty M_y wykazują nieco większe wartości w stosunku do momentów M_x .

Wzrost momentów zginających wynika z dwóch głównych czynników. Podstawowym powodem tego zjawiska są przemieszczenia poziome budynku, które osiągają większe wartości w górnych partiach obiektu. Na skutek wychylenia trzonu dochodzi do wzrostu sił w miejscu sztywnego połączenia stropu ze ścianami oraz zwiększenia deformacji płyty. Drugim znaczącym czynnikiem, powodującym wzrost i zasięg momentów dodatnich, są poziome przemieszczenia słupów, które pod wpływem obciążenia w stanie granicznym nośności ulegają deformacji skutkującej ich skróceniem. Efekt skrócenia słupów jest tym większy im wyżej położona jest kondygnacja.

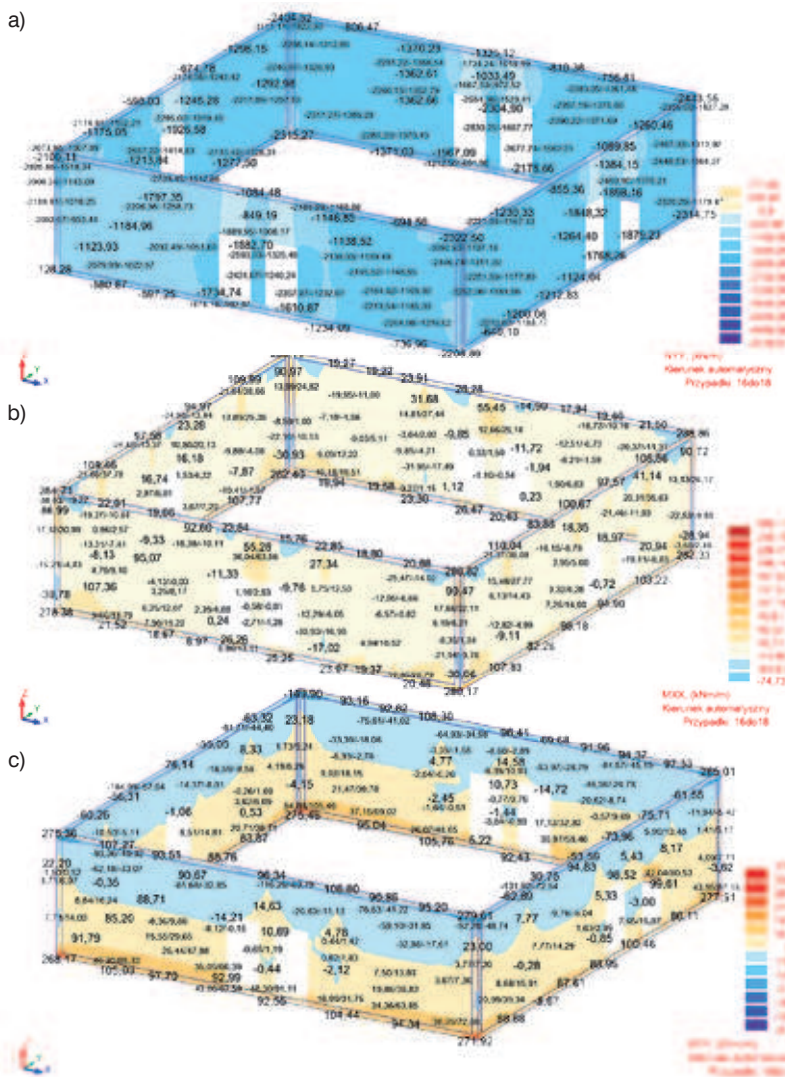
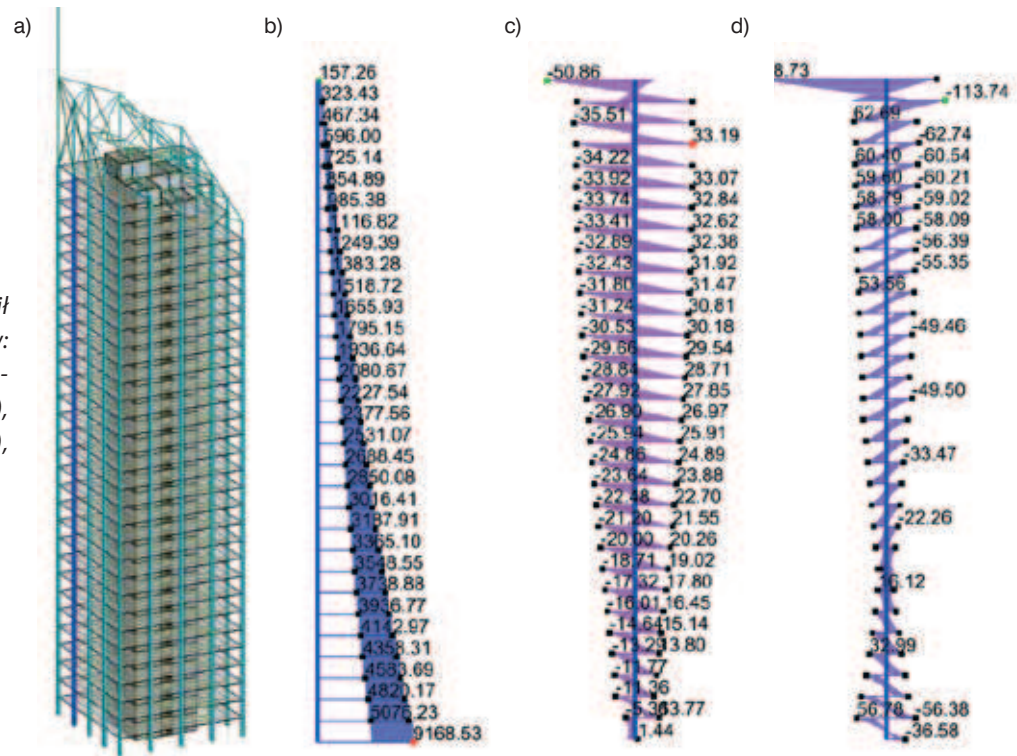
3.7. Analiza słupów

Maksymalne siły podłużne w słupach wynoszą około 9200 kN na poziomie posadowienia konstrukcji. Siły poprzeczne oraz momenty zginające osiągają największe wartości na najwyższych kondygnacjach. Jest to efekt sztywnego



Rys. 22. Wpływ efektu globalnego skrócenia słupów na deformację stropów

Rys. 23. Wykresy obwiedni sił dla wskazanego ciągu słupów: a) położenie słupów w konstrukcji, b) siły normalne (Fx), c) momenty zginające (My), d) momenty zginające (Mz)



Rys. 24. Mapy rozkładu sił w trzonie – poziom 15: a) siły normalne, b) momenty względem osi pionowej, c) momenty względem osi poziomej, d) deformacja trzonu

połączenia stalowych słupów konstrukcji dachu z żelbetowymi słupami budynku. Skrajna siła rozciągająca o wartości 12,68 kN występuje w słupie zlokalizowanym bezpośrednio poniżej dolnej krawędzi narożnej dachu.

3.8. Analiza trzonu

Z przeprowadzonej analizy trzonu wynika, iż największa siła normalna ściskająca wynosi około 6255 kN. Wartość ta stanowi ekstremum zlokalizowane w węźle w podstawie trzonu na przecięciu osi G z osią nr 2. Na podstawie mapy rozkładu sił stwierdzono, że uśrednione wartości wyznaczone w środkach elementów skończonych są w rzeczywistości mniejsze (około 5000 kN). Oprócz sił ściskających występują również siły rozciągające, których koncentracja znajduje się w narożach trzonu, nieco powyżej połączeń ze stropami, jak również w okolicach nadproży otworów drzwiowych. Wraz ze wzrostem wysokości maleją siły ściskające, zaś zwiększa się udział momentów zginających, które na najwyższych kondygnacjach osiągają 300 kNm/m (około dwukrotny wzrost w stosunku do poziomu 1 budynku).

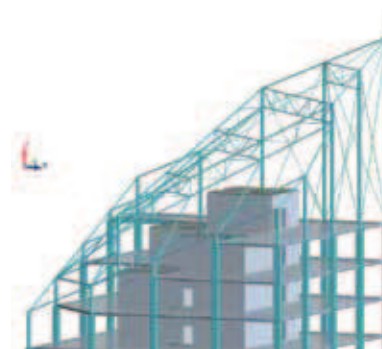
Zaprojektowana struktura trzonu składająca się ze ścian o grubościach 35 oraz 30 cm zapewnia uzyskanie wymaganej sztywności budynku. Analiza przemieszczeń obiektu wykazała, iż maksymalne przemieszczenie trzonu w stanie granicznym nośności wynosi 5,1 cm w kierunku osi X. Maksymalne przewidywane poziome wychylenie budynku spełnia zatem warunek stanu granicznego użyteczności dla budynków wysokich i potwierdza tezę o dużej sztywności wieżowców żelbetowych.

Maksymalne globalne przemieszczenie dla węzłów trzonu jest nieco wyższe – wynosi 5,7 cm przy kombinacji SGN 3155. Wartość ta stanowi wypadkową przemieszczenia poziomego oraz pionowego.

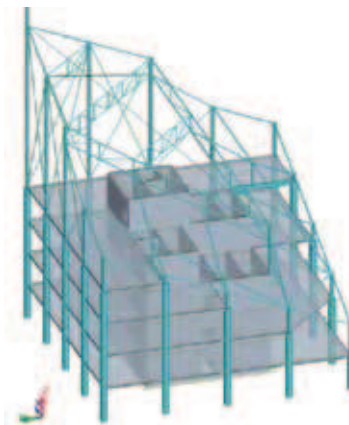
3.9. Konstrukcja dachu

Dach stanowi zwieńczenie projektowanego budynku mające na celu nadanie mu ciekawej formy architektonicznej. Elementami użytymi do jego konstrukcji są stalowe rury okrągłe RO o zmiennych średnicach, jak również zróżnicowanej klasie stali w zależności od sił panujących w poszczególnych prętach. Niekiedy wymiary kształtowników podyktowane zostały względami geometrycznymi z powodu skomplikowanych połączeń w węzłach. Głównym czynnikiem świadczącym o wyborze rur okrągłych jest możliwość stosowania połączeń prętów zbiegających się pod różnymi kątami, co daje duże możliwości formowania kształtu dachu. Kolejnym atutem tego kształtownika jest zdolność do jednakowego przenoszenia obciążeń względem sił przykładanych z dowolnego kierunku w płaszczyźnie przekroju.

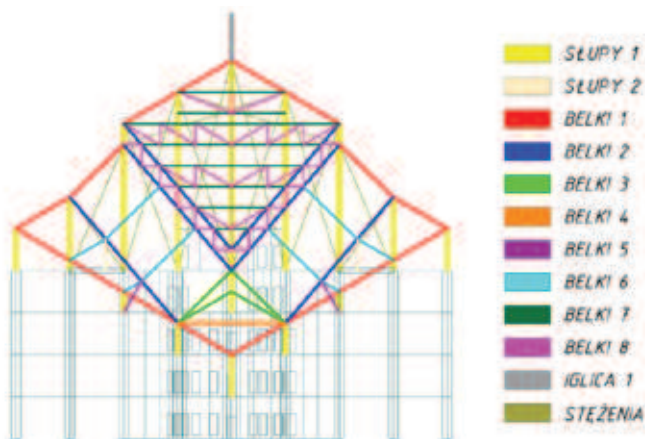
Zasada konstrukcji dachu polega na sztywnym połączeniu słupów stalowych z głównymi żelbetowymi słupami konstrukcji budynku. Nadają one zasadniczą sztywność strukturze dachu. Belki połączone ze słupami przegubowo za pomocą sworzni. Takie rozwiązanie daje możliwość zastosowania mniejszych



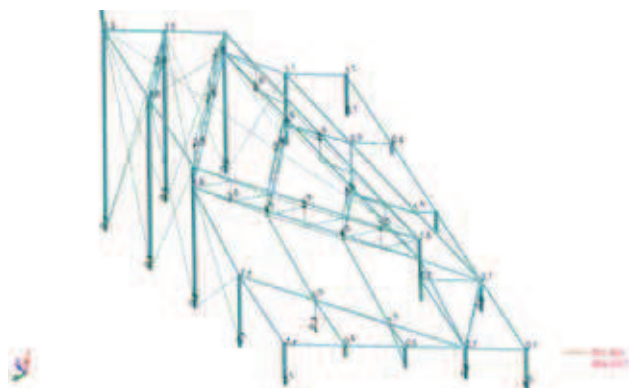
Rys. 25. Zasada konstrukcji dachu, widok A



Rys. 26. Zasada konstrukcji dachu, widok B



Rys. 27. Podział elementów dachu na grupy



Rys. 28. Maksymalne ugięcia konstrukcji dachu dla charakterystycznej kombinacji stanu granicznego użyteczności

przekrojów belek, a także powoduje uproszczenie pod względem wykonawstwa połączeń w trakcie wznoszenia budowli. Negatywnym skutkiem takiego rozwiązania jest konieczność zastosowania betonu dużej wytrzymałości w miejscu połączenia słupów na skutek występowania znacznych momentów zginających. Połączenia belek względem siebie zaprojektowano jako spawane na podstawie geometrycznego wyprofilowania kształtowników rurowych.

Przekroje belek oraz słupów zwymiarowano w programie Robot Structural Analysis. Wszystkie elementy konstrukcji podzielono na 12 grup, wśród których program selekcjonował pręty najbardziej obciążone. Zostały one przeanalizowane według zasad obowiązujących w normach PN-EN 1993-1. Wyświetlenia poszczególnych belek i słupów mieszczą się w zakresie od 71 do 89%, co uznano za wartości bezpieczne. Wyświetlenie przekroju w iglicy wynosi zaledwie 10%, jednakże jest to poddyktowane spełnieniem warunku stanu granicznego użytkowności ze względu na maksymalne wychylenia.

Maksymalne ugięcie dachu wynosi 5,5 cm. Występuje ono w przęśle o rozpiętości 19,8 m, a więc nie przekracza warunku stanu granicznego użytkowności.

4. Podsumowanie

Niniejsze opracowanie poświęcone zostało omówieniu podstawowych charakterystyk dotyczących wznoszenia specyficznych obiektów budowlanych, jakimi są budynki wysokie, jak również zaprojektowaniu oraz analizie konstrukcji wieżowca według własnej koncepcji architektonicznej.

W pracy przedstawiono obliczenia wartości sił od obciążeń stałych, eksploatacyjnych, śniegowych oraz parcia wiatru, a także określono sposób ich oddziaływania na konstrukcję. Ukazano metody komputerowego budowania modelu obliczeniowego poprzez podział konstrukcji na elementy skończone oraz tworzenie relacji pomiędzy przyłożonymi obciążeniami w taki sposób, aby wyznaczyć krytyczne przypadki oddziaływań. Na podstawie uzyskanych wyników dokonano analizy sił przekrojowych oraz naprężeń występujących w konstrukcji, ponadto ukazano charakter zmian ich wartości na poszczególnych kondygnacjach. Ze względu na obszerność zagadnienia, jakim jest projekt budynku wysokiego, w pracy zwymiarowano wybrane charakterystyczne fragmenty konstrukcji takie jak:

- słup żelbetowy na poziomie 1 kondygnacji,
- ścianę trzonu w podstawie obiektu,
- strop kondygnacji powtarzalnej na wysokości 15 poziomu,
- stalowe słupy oraz belki konstrukcji dachu,
- wybrane połączenia konstrukcji dachu.

Zasadniczą część obliczeń wykonano przy użyciu programów komputerowych, takich jak Robot Structural Analysis i MASTER EC3 oraz metodami analitycznymi na podstawie obowiązujących norm projektowych.

Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzono, iż żelbetowa konstrukcja trzonowo-szkieletowa zapewnia

uzyskanie dużej sztywności budynku poprzez ograniczenie maksymalnych wychyleń poziomych do wartości 5,1 cm, która jest znacznie mniejsza od maksymalnych dopuszczalnych przemieszczeń w obiektach o takiej wysokości. Wraz ze wzrostem wysokości wieżowca zasadnym jest zastosowanie w obiekcie słupów o mniejszych wymiarach przekroju poprzecznego bądź niższej klasie betonu w stosunku do słupów położonych w dolnych partiach budynku. Stwierdzono, iż istotnym zjawiskiem związanym z konstruowaniem słupów jest efekt ich skrócenia pod wpływem występujących obciążeń, co może mieć również wpływ na sposób podparcia stropów, a w konsekwencji powstawanie w nich dodatkowych obciążeń. Trzon oraz stropy wraz ze wzrostem konstrukcji poddawane są działaniu większych momentów zginających na skutek przemieszczeń struktury budynku, co wymaga zastosowania większych powierzchni zbrojenia. Wysokościowce stanowią niewątpliwie obiekty wymagające pod względem projektowym, jak również wykonawczym. Globalne efekty oddziaływań w postaci przemieszczeń oraz odkształceń powodują konieczność wnikliwej analizy konstrukcji oraz uwzględnienia wielu niezbędnych aspektów na etapie planowania w celu zapewnienia bezpieczeństwa i komfortu osób będących ich użytkownikami.

Niewątpliwie trud ten jest warty poniesienia, by stworzyć obiekty wspaniałe, świadczące o możliwościach technicznych ludzkości i ich wyobraźni – a takimi właśnie są budynki wysokie.

Praca wyróżniona w Konkursie na Najlepsze Prace Magisterskie obronione na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW w Roku Akademickim 2017/2018 na kierunku Budownictwo

BIBLIOGRAFIA

- [1] Pawłowski A. Z., Cała I., Budynki wysokie, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2013
- [2] Bródka J., Stalowe konstrukcje hal i budynków wysokich, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź, 1994
- [3] Praca zbiorowa, Budownictwo Ogólne, tom 4, Arkady, Warszawa, 2009
- [4] Taranath B. S., Structural Analysis and Design of Tall Buildings. McGraw-Hill Book Company, New York, 1988
- [5] Rawska-Skotniczy A., Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według eurokodów, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2014
- [6] Khan F. R., Optimization of Building Structures, University of Illinois, 1996

NORMY

- [N1] PN-EN 1991-1-3 Oddziaływanie na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania śniegu
- [N2] PN-EN 1991-1-4 Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru
- EUROKOD 0 Podstawy projektowania konstrukcji
- EUROKOD 1 Oddziaływanie na konstrukcje
- EUROKOD 2 Projektowanie konstrukcji z betonu
- EUROKOD 3 Projektowanie konstrukcji stalowych

STRONY INTERNETOWE

- [W1] debunking911.com
- [W2] willyloman.wordpress.com
- [W3] 911research.wtc7.net
- [W4] studfiles.ru