

Projektowanie budynków o konstrukcji żelbetowej słupowo-phytowej

Mgr inż. Mateusz Moroz, dr inż. Piotr Knyziak – promotor, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska

1. Wprowadzenie

W Polsce, podobnie jak i na całym świecie, uwidacznia się wyraźny trend migracji ludności z terenów wiejskich do miast. Według statystyk już ponad połowa z nas mieszka i pracuje właśnie w miastach. Napływający do aglomeracji miejskich ludzie muszą gdzieś mieszkać i pracować. W przeciwieństwie do terenów wiejskich, gdzie przeważa zatrudnienie w przemyśle rolniczym, leśnym itp., mieszkańcy miast przeważnie pracują w biurach, stąd też biorąc pod uwagę napływ nowych pracowników do miast, przemiany gospodarcze i obecne trendy rynkowe, konieczne jest zapewnienie im wszystkim odpowiedniej powierzchni biurowej do pracy [11]. Do niedawna duże powierzchnie budynków, w szczególności otwarte, wiązano z powierzchniami biurowymi, jednak epidemia COVID-19 wykazała, że również w zakresie budownictwa mieszkaniowego należy myśleć o istotnie większych powierzchniach mieszkań niż obecnie. Biorąc pod uwagę trendy wymuszone epidemią COVID-19 [3], należy się spodziewać, że będą poszukiwane na rynku mieszkania o większej powierzchni, tak aby zapewnić większy komfort pracy i wypoczynku w domu. Zarówno pracodawcy, jak i pracownicy byli zmuszeni w przyspieszonym tempie poznać techniki pracy na odległość. W wielu przypadkach okazało się, że ta forma jest tańsza dla pracodawcy (mniejsze koszty najmu i utrzymania powierzchni biurowych), ale i korzystna dla wielu pracowników (brak dojazdów do pracy). Możliwe, że część biurowców zostanie zaadaptowana na budynki mieszkalne.

Rozwój metod komputerowych doprowadził do tego, że można policzyć i zaprojektować prawie dowolnie skomplikowaną konstrukcję. W wielu przypadkach można odnieść takie wrażenie, czytając opisy programów inżynierskich. Jednak wciąż należy pamiętać o ograniczeniach i problemach kryjących się w detalach, zarówno wynikających z geometrii konstrukcji, jak i metody elementów skończonych. Przed 20 laty [4, 5] problemy związane z oprogramowaniem dotyczyły budowy modeli przestrzennych, wymiany informacji, zwłaszcza pomiędzy konkurencyjnymi programami. Obecnie dzięki rozwojowi oprogramowania w kierunku BIM większość programów umożliwia szeroką wymianę danych, ale w szczególności problemy wciąż pozostają lub pojawiają się

nowe. Mniej doświadczeni użytkownicy mogą popełnić błędy. Z jednej strony budowa programów, konfiguracja narzędzi, zestawy typowych elementów konstrukcyjnych, automatyzacja procesów mają na celu uproszczenie i przyspieszenie projektowania, jednak z drugiej strony tylko doświadczeni użytkownicy świadomie wybierają typy elementów (prętowe, powłokowe, bryłowe), znają ich ograniczenia i w nietypowych sytuacjach potrafią prawidłowo model dostosować. Osobnym zagadnieniem, ale bardzo ważnym jest interpretacja otrzymanych wyników. Ten etap często jest pomijany, wyniki przyjmowane są „bo tak program policzył”. Brakuje oceny poprawności rozwiązania, oceny wyłączenia elementów w poszczególnych grupach i pojedynczych elementów, optymalizacji nie tylko pod kątem minimalizacji zużycia materiału, ale również uzyskania wyważonego zapasu bezpieczeństwa w zależności od pełnienia przez elementy funkcji w konstrukcji (elementy kluczowe, główne, drugorzędne). Wybór rodzaju modelowania – trójwymiarowy czy dotyczący wydzielonych elementów – nie gwarantuje optymalności rozwiązania w zakresie zużycia materiału, czy też kosztu konstrukcji. Proces projektowania jest znacznie bardziej skomplikowany i wymaga uwzględnienia licznych czynników na każdym etapie. Przyjmowane rozwiązania mają spełniać minimalne wymagania normowe, a nie być minimalnymi. W rozumieniu inżynierskim nadmiarowość to zwiększone bezpieczeństwo, użyteczność, często również trwałość konstrukcji i mniejsze koszty utrzymania, a nawet dalsza perspektywa w zakresie modyfikacji konstrukcyjnych (nadbudowy, przebudowy). W momencie projektowania nadmiarowość konstrukcji jest kosztem, ale w sytuacjach awaryjnych okazuje się docenianą zaletą mierzoną liczbą osób, które nie poniosły śmierci lub nie zostały kalekami [6, 7].

Wiele nowo projektowanych budynków charakteryzuje się typową, nieskomplikowaną konstrukcją, do której zaprojektowania nie jest konieczne zastosowanie modeli trójwymiarowych w zakresie obliczeń statycznych i wymiarowania. W takich przypadkach można znacząco zredukować złożoność obliczeniową modeli poprzez podział konstrukcji na elementy wydzielone będące osobnymi zagadnieniami. Jest to tradycyjny sposób projektowania budynków poprawiający przejrzystość modeli, zmniejszający złożoność problemów, które należy uwzględnić w jednym wydzielonym modelu.

Artykuł przedstawia techniki projektowania budynków o konstrukcji żelbetowej słupowo-płytowej jako zbioru elementów wydzielonych, bez wykorzystania BIM i modeli trójwymiarowych. Przypomina rozwiązania, które w wielu przypadkach mogą być wystarczające i uzasadnione.

2. Konstrukcje płytowo-słupowe

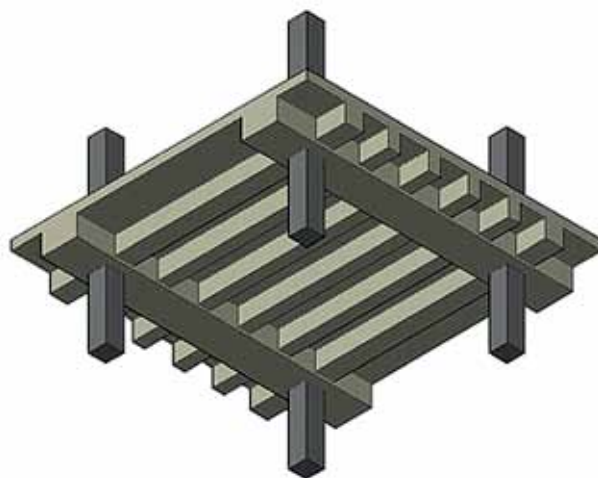
Dawniej budynki szkieletowe konstruowano w oparciu o ustrój płytowo-żebrowy (rys. 1). W tego typu konstrukcjach płyta stropowa opiera się na ruszcie tworzącym układ podciągów i żeber, które to z kolei podparte są na siatce słupów. Dziś tego typu konstrukcje uważa się za przestarzałe i wyparły je konstrukcje o ustroju płytowo-słupowym (rys. 2), w którym płyty stropowe są bezpośrednio podparte słupami bez użycia belek pośrednich lub stropy grzybkowe, w których płyta oparta jest na słupie za pośrednictwem głowicy (rys. 3). Konstrukcje wykonane w postaci ustroju płytowo-słupowego są podatne na działanie sił poziomych, dlatego usztywnia się je za pomocą żelbetowych trzonów komunikacyjnych (rys. 4) lub żelbetowych ścian wewnętrznych i zewnętrznych. Stosuje się także rozwiązanie, w którym ustrój płytowo-słupowy jest połączony z konstrukcją ścianową (rys. 5). Częstość rozwiązań jest zamknięcie ustroju płytowo-słupowego belką krawędziową, która ułatwia zaprojektowanie ekonomicznych przekrojów płyty żelbetowej i jej zbrojenia. Ustrój płytowo-słupowy jest bardzo często wykorzystywany w budynkach biurowych i mieszkalnych, ale także w budynkach użyteczności publicznej, takich jak szkoły, szpitale czy hotele.

Niewątpliwą zaletą tego typu ustroju konstrukcyjnego są między innymi: nieskomplikowany kształt i szybkie do wykonania deskowanie, łatwość przeprowadzania instalacji pod sufitem, estetyka wewnętrzna i zewnętrzna obiektu, a brak belek wewnętrznych pozwala na obniżenie wysokości kondygnacji, za czym idzie oszczędność materiałów użytych do budowy. Ponadto system płaskich płyt opartych na siatce słupów pozwala zwiększyć liczbę kondygnacji, przy jednoczesnym niezwiększaniu całkowitej wysokości budynku [2].

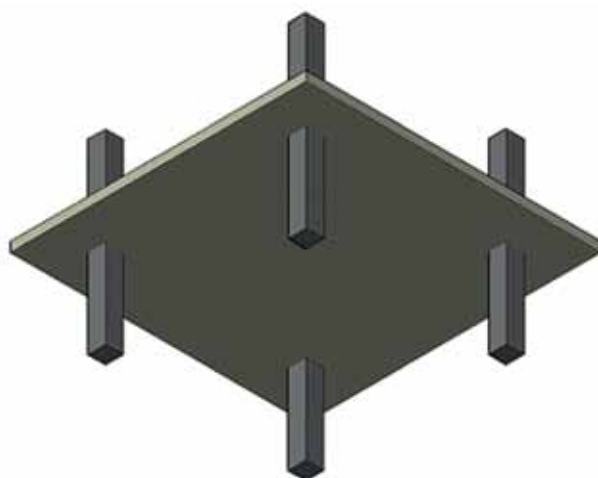
3. Opis techniczny budynku

Przedmiotem opracowania jest budynek biurowy o powierzchni ok. 11 000 m² i kubaturze ok. 34 000 m³, zlokalizowany w Warszawie. Wysokość około 24 m klasyfikuje obiekt do kategorii budynków średniowysokich. Biurowiec składa się z sześciu kondygnacji nadziemnych i jednej podziemnej, w której mieści się garaż. Część nadziemna w całości została przeznaczona na powierzchnię biurową.

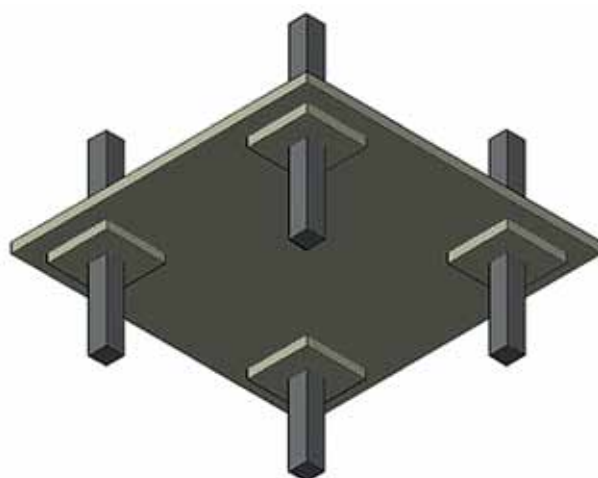
Budynek oparto na planie zbliżonym do trójkąta prostokątnego, natomiast część podziemną powiększono o powierzchnię w kształcie prostokąta przyległego do przeciwprostokątnej, tworzącej obrys głównej części biurowca. Budynek został zaprojektowany jako konstrukcja monolityczna



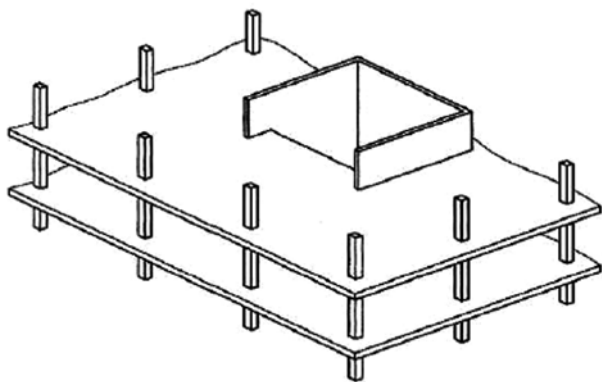
Rys. 1. Przykład stropu płytowo-żebrowego [12]



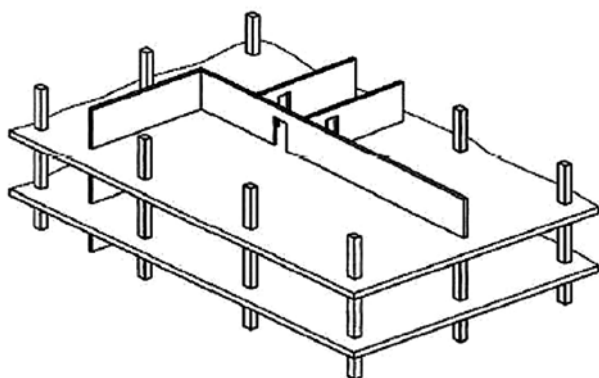
Rys. 2. Przykład stropu płytowo-słupowego [12]



Rys. 3. Przykład stropu grzybkowego [12]



Rys. 4. Ustrój płytowo-słupowy usztywniony żelbetowym trzonem [1]



Rys. 5. Ustrój płytowo-słupowy połączony z konstrukcją ścianową [1]



Rys. 6. Wieżowiec Rondo 1 – przykład budynku biurowego o ustrój płytowo-słupowym [13]

o ustroju słupowo-płytowym, usztywnionym w narożach poprzez ściany żelbetowe, przechodzące przez całą wysokość budynku.

Komunikacja wewnętrzna odbywa się za pośrednictwem dwóch klatek schodowych i trzech szybów windowych, zlokalizowanych w centralnej części budynku (główna klatka schodowa i dwa szyby windowe) oraz w południowo-wschodniej części budynku (klatka schodowa i jeden szyb windowy). W centralnej

części budynku zlokalizowano atrium o powierzchni około 40 m², które mieści się na pierwszym piętrze i przebiega przez kolejne 5 kondygnacji, zwieńczone na dachu szklaną kopułą.

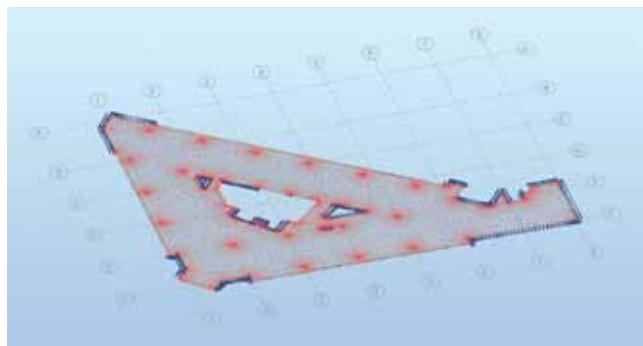
4. Obliczenia statyczne i wymiarowanie elementów konstrukcyjnych budynku

4.1. Analiza płyty stropowej

Rozpatrzono dwie grubości płyty stropowej oraz wybrano korzystniejszy wariant. W pierwszym wariantcie poszczególne kondygnacje oddzielono stropami o grubości 25 cm, w drugim natomiast 27 cm. Stropy oparto na siatce słupów 7,20×7,20 m. Płyty stropowe zaprojektowano z betonu klasy C25/30, a do zbrojenia przyjęto stal żebrowaną klasy B500C o wytrzymałości charakterystycznej 500 MPa.

Model obliczeniowy

Płytę stropową zamodelowano w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 jako powłokę z typem zbrojenia – strop żelbetowy (czyste zginanie). W płycie uwzględniono otwory w miejscach ciągów komunikacyjnych, atrium i pionów instalacyjnych. Przeanalizowano zasadność brania pod uwagę w modelu poszczególnych otworów w płycie.



Rys. 7. Model płyty stropowej w programie

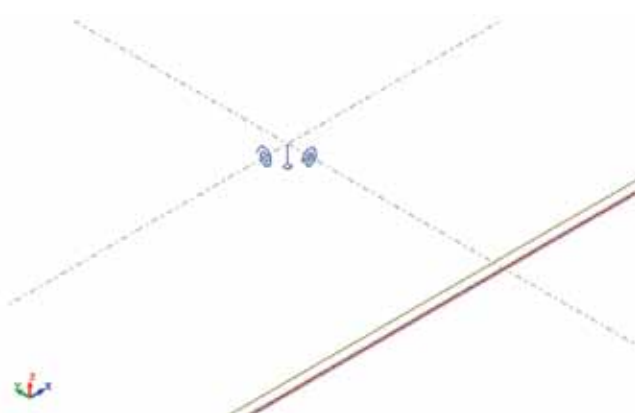
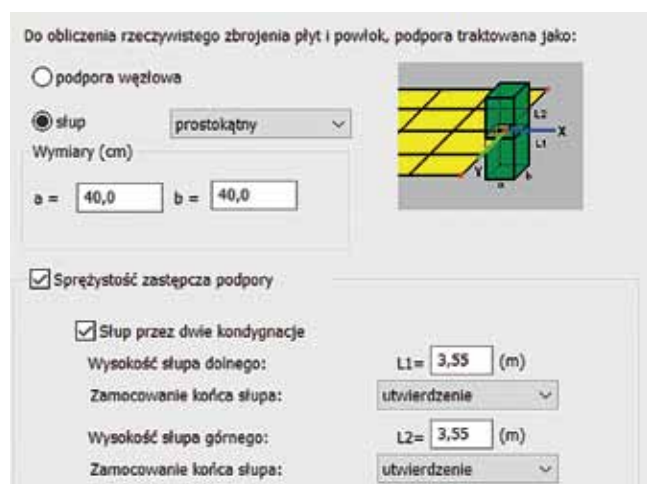
Do wykonania siatkowania płyty stropowej elementami skończonymi użyto metody Delaunay+Kang, siatkę zagęszczono w punktach charakterystycznych (takich jak np. naroża i uskoki płyty) i węzłach podporowych (w miejscach lokalizacji słupów). Zastosowanie wybranego siatkowania pozwoliło otrzymać lepsze jakościowo wyniki i dane w miejscach szczególnie istotnych, przede wszystkim w miejscach lokalizacji słupów.

Słupy zamodelowano jako sprężyste podpory węzłowe o wymiarach i wysokości zgodnie z rzutem i przekrojem budynku (rys. 8). Model ten umożliwia wprowadzenie charakterystyk podatności.

Ściany żelbetowe zewnętrzne i wewnętrzne zamodelowano jako sprężyste podpory liniowe o wymiarach i wysokości zgodnie z rzutem i przekrojem budynku (rys. 9).

Rozkład obciążeń i kombinacje

Obciążenia stałe przyłożono na całej powierzchni płyty (obciążenia stałe to m.in. ciężar własny, warstwy wykończeniowe, instalacje, sufit podwieszany), natomiast obciążenia

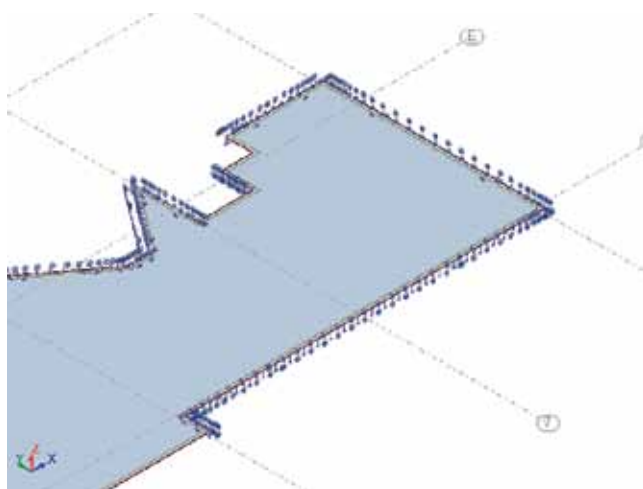
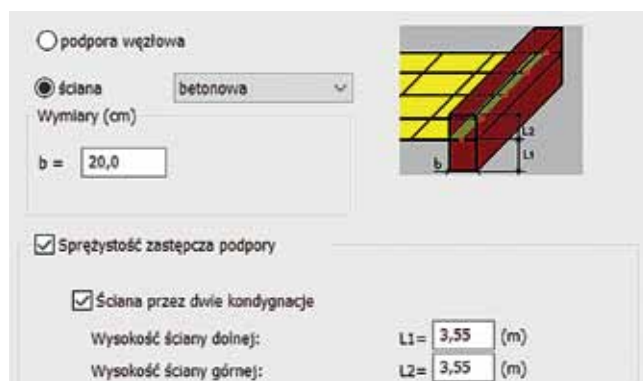


Rys. 8. Zamodelowany słup na skrzyżowaniu dwóch osi konstrukcyjnych

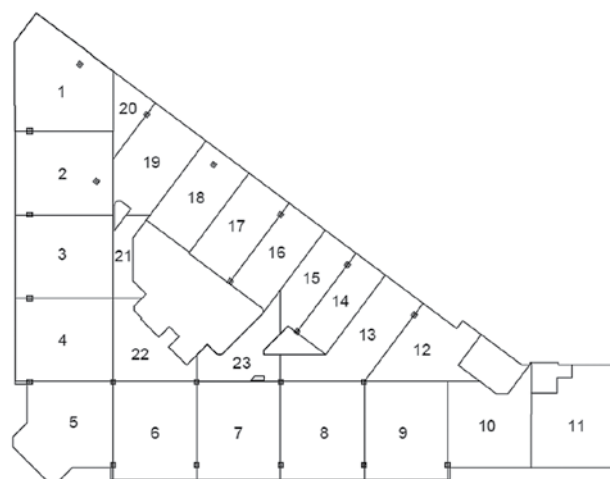
zmienne rozmieszczono w polach wydzielonych podparami (obciążenia zmienne to m.in. obciążenie od ścianek działowych, obciążenie użytkowe kat. B). W tym celu płytę podzielono na 23 pola o różnej powierzchni, co wynikało ze złożonej geometrii płyty (rys. 10). Następnie w programie utworzono dziesięć kombinacji obciążeń ręcznych SGN i trzy kombinacje SGU. Uznano taki zestaw za wystarczający. Liczba pól obciążeń zmiennych uniemożliwiła wykorzystanie funkcji automatycznego wykonania zestawienia kombinacji obciążeń. Już przy liczbie 15 pól obciążeń zmiennych wyczerpywana jest domyślna dostępna liczba kombinacji, a złożoność obliczeniowa procesu dla wyższych liczb prowadzi do nieefektywności obliczeń lub niewystarczających zasobów sprzętowych. Trójkątny kształt płyty stropu stanowił pewną uciążliwość w procesie doboru niekorzystnych kombinacji obciążeń.

Interpretacja wyników

Na podstawie uzyskanych wyników (mapy momentów i mapy zbrojenia) zaprojektowano płytę stropową dwukierunkowo zbrojoną prętami żebrowanymi #12/250 mm (siatka podstawowa). W obszarach, gdzie nie został spełniony SGN i SGU, siatkę podstawową zagęszczono. Przeprowadzono analizę wyników w punktach szczególnych, np. nad słupami.

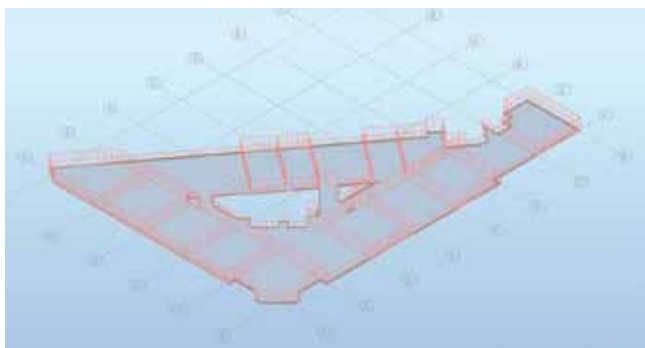


Rys. 9. Zamodelowane zewnętrzne ściany żelbetowe w modelu płyty stropowej

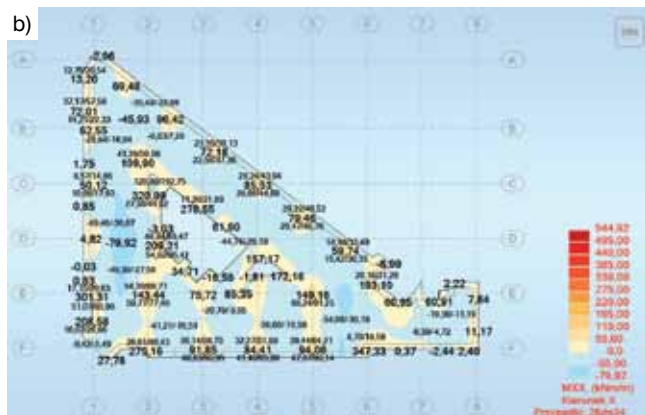
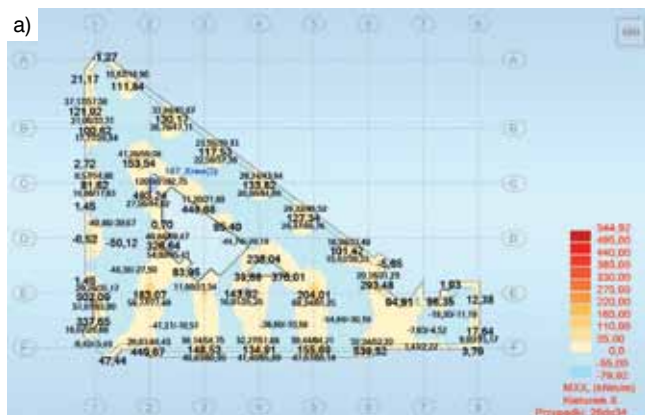


Rys. 10. Podział płyty na pola dla obciążeń zmiennych

Ze względu na złożony kształt płyty zaprojektowano siatkę podstawową w dwóch układach, jeden na przyprostokątnych, drugi na przeciwprostokątnej budynku (rys. 14.). Z tego względu wyniki również interpretowano w dwóch układach lokalnych.



Rys. 11. Przykładowy rozkład obciążeń – rozkład obciążeń dla kombinacji SGN numer 1



Rys. 12. Mapa momentów M_x dla obciążenia według kombinacji SGN nr 1 (a), mapa momentów M_y dla obciążenia według kombinacji SGN nr 1 (b)

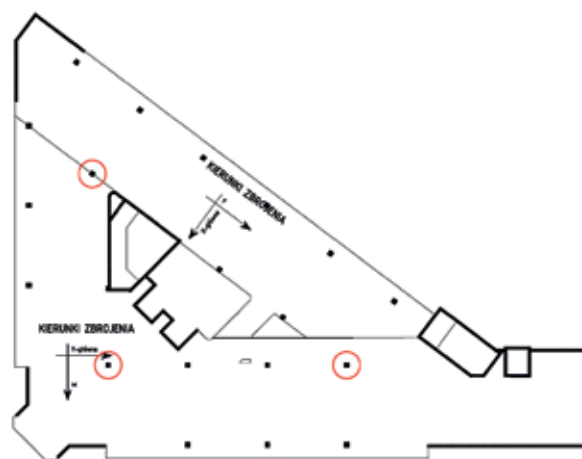
Z obliczeń wynika, że płyta stropowa w trzech obszarach podporowych, w obu wariantach grubości 25 cm i 27 cm, ma niewystarczającą nośność na przebiecie, dlatego w tych obszarach płytę pogrubiono do 40 cm grubości (słupy zaznaczone na czerwono na rysunku 14) i zastosowano odpowiednio wygięte zbrojenie na przebiecie (rys. 15).

Wybór wariantu grubości płyty stropowej

Na podstawie danych zebranych w trakcie obliczeń dla obu wariantów grubości płyty stropowej wyciągnięto następujące wnioski:

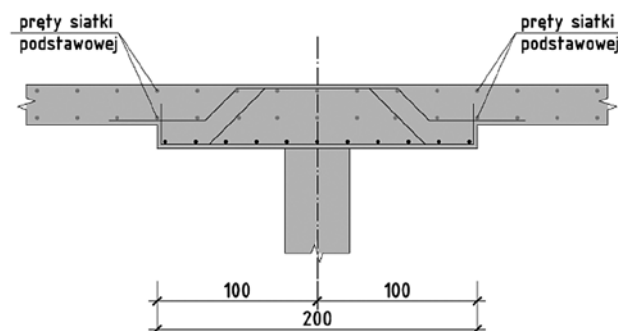
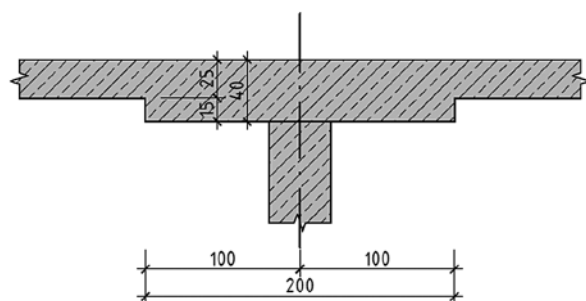


Rys. 13. Zbrojenie teoretycznie na kierunku X dolne $[cm^2/m]$ (a), zbrojenie teoretycznie na kierunku X górne $[cm^2/m]$ (b)



Rys. 14. Kierunki ułożenia siatki podstawowej w płycie stropowej

- wnioski przemawiające za przyjęciem płyty stropowej o grubości 27 cm:
 - zmniejszenie ugięcia maksymalnego stropu, zmniejszenie wpływu ugięć na ścianki działowe,
 - mniej obszarów płyty, które należy dozbroić,
 - zastosowanie grubszej płyty stropowej powoduje zwiększenie odporności ogniowej (w przypadku płyt wieloprzęsłowych ze zbrojeniem górnym i dolnym konstrukcyjnym; tak jak w rozpatrywanym przypadku),



Rys. 15. Szczegół pogrubienia płyty stropowej i zbrojenie na przebiecie

- większa grubość zwiększa nośność zbrojenia płyty na zginanie i przekroju przy słupach na przebiecie;
- wnioski przemawiające za przyjęciem płyty stropowej o grubości 25 cm:
 - płyta o grubości 25 cm to mniej o około 170 m³ betonu, co powoduje zmniejszenie obciążenia o 425 ton,
 - mniejszy ciężar sumaryczny wszystkich płyt stropowych może wiązać się z możliwością zmniejszenia grubości płyty fundamentowej i zmniejszenia wymiarów słupów oraz zmniejszenia ilości zbrojenia w słupach,
 - cieńsza płyta to obniżenie każdej kondygnacji o 2 cm lub zmniejszenie wysokości budynku o około 14 cm.

Po przeanalizowaniu wszystkich wniosków – za i przeciw pogrubianiu płyty stropowej, stwierdzono, że korzystniejszym wariantem jest wariant I z płytą stropową o grubości 25 cm. Głównym kryterium wyboru były kwestie ekonomiczne. Po podsumowaniu przybliżonych kosztów generowanych przez konieczność wykonania płyty grubszej o 2 cm, przy uwzględnieniu wszystkich kondygnacji, otrzymano całkowity koszt na poziomie ok. 70 000 zł. Wybór wariantu II wiązałby się ze zmniejszeniem ilości zbrojenia potrzebnego do wykonania stropów, co podaną kwotę obniżyłoby, jednak to na siatkę podstawową zbrojenia zużyta zostanie największa ilość stali, a siatka ta w obu wariantach jest taka sama (ok. 65% całkowitego zbrojenia stropu). Mimo mniejszej ilości dogęszczeń siatki podstawowej, różnice w ilości stali potrzebnej do zazbrojenia stropów są zbyt małe, aby wariant II był opłacalny.

4.2. Analiza płyty fundamentowej

Fundamentem budynku jest żelbetowa płyta fundamentowa, posadowiona na gruncie rodzimym – płyta na podłożu sprężystym. Grubość płyty wynosi 60 cm, z pogrubieniem do 120 cm pod słupami. Została zaprojektowana z betonu wodoszczelnego klasy C30/37 o stopniu wodoszczelności W4. Do zbrojenia przyjęto stal żebrowaną klasy B500C o wytrzymałości charakterystycznej 500 MPa.

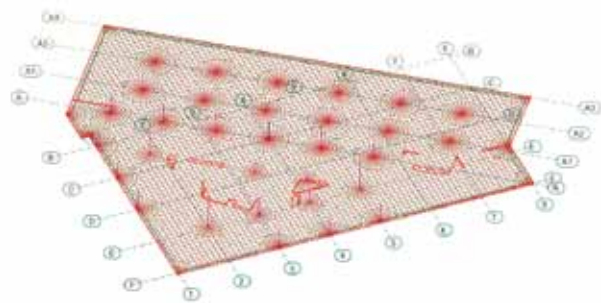
Model obliczeniowy

Płyta została zamodelowana jako płyta na podłożu sprężystym z typem zbrojenia – czyste zginanie. Ze względu na brak informacji o warunkach gruntowo-wodnych przyjęto, że pod budynkiem znajduje się grunt o współczynniku sprężystości podłoża równym $K_z = 8000 \text{ kN/m}^3$. Jest to informacja kluczowa przy projektowaniu płyty fundamentowej. Warunki gruntowe, w tym poziom wody gruntowej, muszą być dobrze rozpoznane.

Do wykonania siatkowania płyty stropowej elementami skończonymi użyto metody Delaunay+Kanga, a siatkę dogęszczono w punktach charakterystycznych oraz pod słupami poprzez zastosowanie emiterów [9].

Rozkład obciążeń i kombinacje

Na płycie fundamentowej przyłożono dwa obciążenia. Pierwsze z nich to ciężar własny, dodany automatycznie w programie (obliczany na podstawie parametrów geometrycznych i materiałowych), drugi natomiast to obciążenia z wyższych kondygnacji budynku. Obciążenia z wyższych kondygnacji przenoszone przez słupy zamodelowano poprzez dodanie w miejscach styku słupów z płytą fundamentową sił skupionych, natomiast obciążenia przekazywane na płytę przez ściany żelbetowe zamodelowano poprzez dodanie sił liniowych odpowiadającym długości ścian i przypisano im odpowiednie wartości (rys. 16). W modelu nie dodano obciążeń



Rys. 16. Model płyty fundamentowej w programie i z przyłożonymi obciążeniami

generowanych przez pojazdy zaparkowane w garażu podziemnym, ponieważ uznano je za obciążenia korzystne. W programie utworzono po jednej kombinacji SGN i SGU.

Interpretacja wyników

Na podstawie wyników (mapy momentów i mapy zbrojenia) zaprojektowano płytę fundamentową dwukierunkowo zbrojoną prętami żebrowanymi #20/250 mm (siatka podstawowa), którą dogęszczono prętami #20 w miejscach, gdzie nośność siatki podstawowej jest niewystarczająca. Przeprowadzono analizę wyników w punktach szczególnych, np. pod siłami skupionymi reprezentującymi obciążenie ze słupów. W tym modelu było to bardziej pracochłonne, niż w przypadku stropu. W modelu stropu dla podpór słupowych o kształcie zbliżonym do kwadratu można było wykorzystać wyniki uzyskiwane w ramach dostępnej w programie funkcji automatycznej redukcji wartości momentu zginającego nad podporą.

Płytę fundamentową zazbrojono w jednym prostokątnym układzie współrzędnych (strop ze względu na geometrię – w dwóch układach obróconych względem siebie).

Grubość płyty pod wszystkimi słupami została zwiększona z 60 cm do 120 cm, w celu zabezpieczenia płyty fundamentowej przed przebicciem (rys. 19). Zbrojenie na przebiccie w płytach fundamentowych z reguły nie jest stosowane.

4.3. Analiza tarczy ściennej

Zewnętrzne ściany budynku zaprojektowano jako żelbetowe ściany monolityczne o grubości 20 cm (na kondygnacji -1 pogrubione do 25 cm), powiązane ze stropami za pośrednictwem wieńców żelbetowych i zakotwione w płycie fundamentowej. Ściany zaprojektowano z betonu klasy C25/30, a do zbrojenia przyjęto stal żebrowaną klasy B500C o wytrzymałości charakterystycznej 500 MPa.

Model obliczeniowy

Tarcza została zamodelowana jako wydzielony element konstrukcji w płaskim stanie naprężenia. Wybrano typ zbrojenia – powłokę żelbetową (zginanie + ściskanie/rozciąganie). Zakotwienie tarczy w płycie fundamentowej zamodelowano jako sprężystą podporę liniową, o grubości 60 cm (odpowiadającą grubości płyty fundamentowej).

Do wykonania siatkowania elementami skończonymi użyto metody Delaunay+Kang, a siatkę zagęszczono w punktach charakterystycznych, takich jak np. naroża otworów okiennych i bramy garażowej. W przypadku tworzenia modelu MES tarczy występują najbardziej złożone zagadnienia dotyczące doboru rozmiaru elementów skończonych, zasad dogęszczania [8]. W przypadkach, gdy tarcza podparta jest słupami lub ścianami usytuowanymi prostopadle do płaszczyzny tarczy, lub w jej konstrukcji występują filarki słupowe, należy przeprowadzić szczegółową analizę doboru rozmiaru elementów skończonych w odniesieniu do szerokości podparcia lub przekroju filarka [8].

Rozkład obciążeń i kombinacje

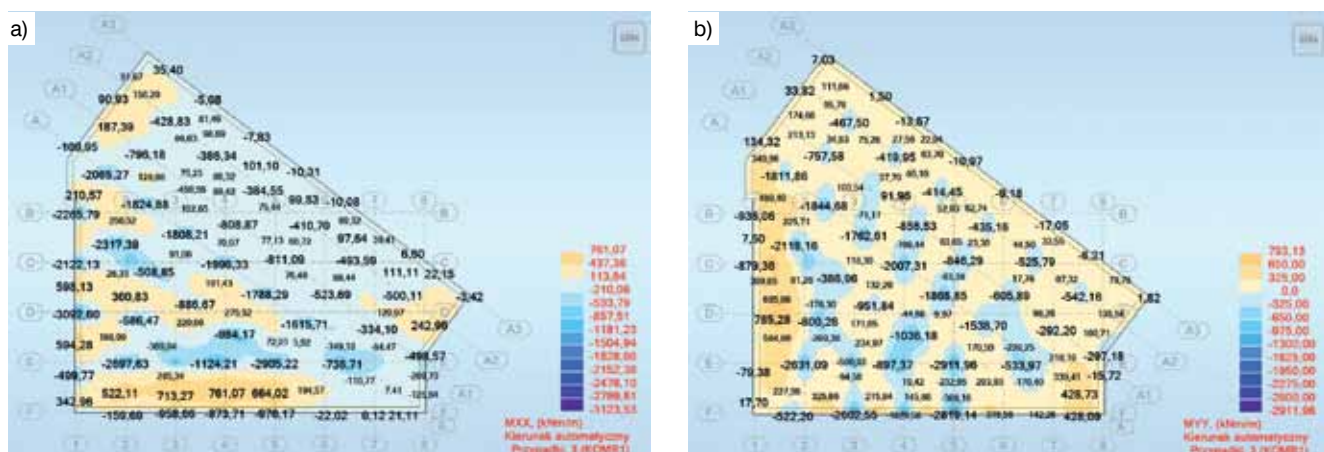
Do tarczy ściennej przyłożono dwa obciążenia. Pierwsze z nich to ciężar własny, dodany automatycznie w programie, drugi natomiast to obciążenie z płyt kondygnacji budynku. W obliczeniach nie wzięto pod uwagę obciążenia wiatrem, ponieważ obiekt nie jest narażony na silne działanie wiatru, a występujące w konstrukcji elementy ścienne w wystarczającym stopniu usztywniają budynek. Obciążenia z wyższych kondygnacji oddziałujących na tarczę zamodelowano poprzez dodanie w miejscach połączenia tarczy ze stropami obciążeń liniowych o wartości odczytanej z modelu płyty stropowej. W programie utworzono po jednej kombinacji ręcznej SGN i SGU.

Interpretacja wyników

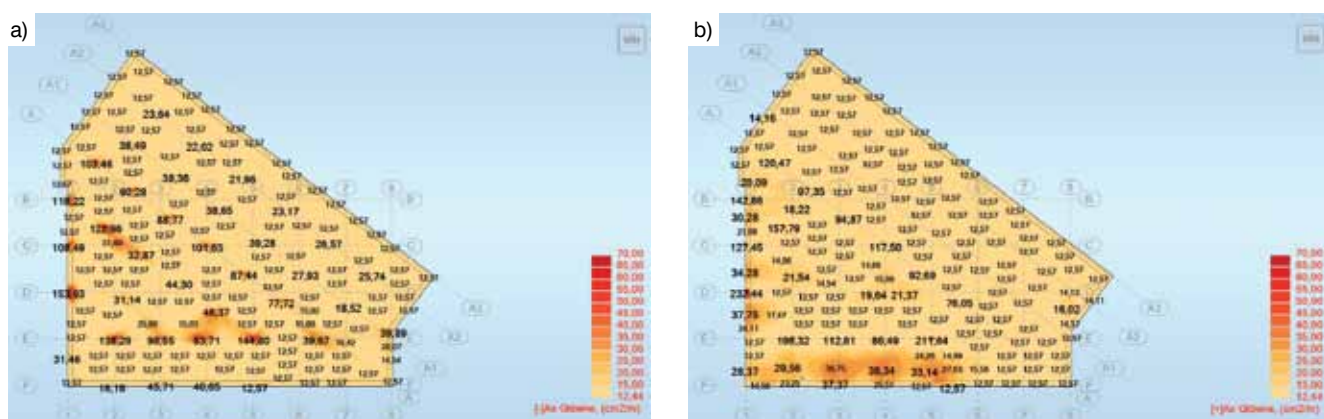
Tarczę ścienną zazbrojono siatką podstawową z prętów o średnicy 12 mm co 250 mm na obu kierunkach. Siatkę dogęszczono w strefie nad bramą garażową prętami #12 i #16, zgodnie z zasadami dotyczącymi tarcz ściennych [8]. W miejscach styku płyt stropowych z tarczą przewidziano wieńce żelbetowe, zbrojone czterema prętami #12. W wieńcach zakotwione zostanie zbrojenie dochodzące z płyty stropowej. W narożach tarczy zaprojektowano wieńiec pionowy zbrojony czterema prętami #12 (rys. 23). Naroża otworów w tarczy wzmocniono ukośnymi prętami #12 układanymi pod kątem 45°. Zbrojenie wieńców i elementów pionowych ma zapewnić integralność konstrukcji również w sytuacjach awaryjnych. Jest to rozwiązanie stosowane w polskim budownictwie od dawna, zarówno w budynkach o konstrukcji tradycyjnej, jak i prefabrykowanej [6, 7].

4.4. Analiza słupów

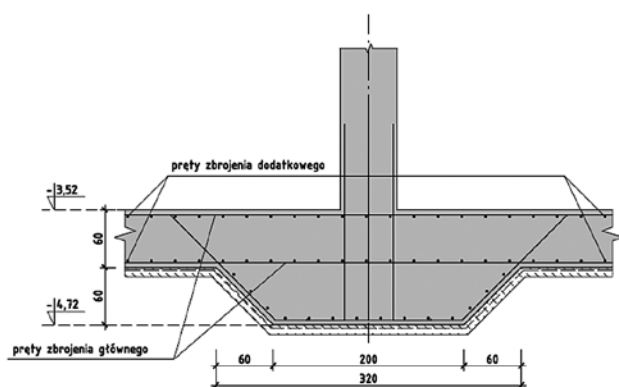
Słupy przechodzące przez całą wysokość budynku zakotwiono w płycie fundamentowej i powiązano monolitycznie ze stropami międzypiętrowymi i stropodachem. Przyjęto słupy o zmiennym przekroju (w dolnej części budynku o wymiarach 60×60 cm, w środkowej 50×50 cm, w górnej 40×40 cm), co wynika z oddziałujących na nie obciążeń i optymalizacji zużycia materiałów. Słupy zaprojektowano z dwóch klas betonu, co wynika z różnych klas ekspozycji dla podziemnej i nadziemnej części budynku. Słupy na kondygnacjach od 0 do +5 zaprojektowano z betonu klasy C25/30, natomiast słupy kondygnacji -1 z betonu klasy C30/37. Do zbrojenia przyjęto stal zbrojeniową o wysokiej ciągliwości B500C. Analizie poddano najbardziej wyężony słupek. Obliczenia przeprowadzono w trzech przekrojach na różnych kondygnacjach budynku: +4, +1, -1. Maksymalna siła podłużna w słupie wynosi 6500 kN w poziomie posadowienia. Słupy zwymiarowano metodą analityczną [10]. Wymiarowanie zbrojenia przeprowadzono w dwóch kierunkach, z wykorzystaniem krzywych interakcji. Założono, że przekrój jest symetrycznie zbrojony. Zaprojektowane słupy zostały zbrojone na kondygnacjach od -1 do +2 ośmioma prętami #16, na kondygnacjach od +3 do +5 czterema prętami #12, z użyciem strzemion o średnicy 8 mm.



Rys. 17. Mapa momentów M_x dla obciążenia według kombinacji SGN nr 1 (a), mapa momentów M_y dla obciążenia według kombinacji SGN nr 1 (b)



Rys. 18. Zbrojenie teoretycznie na kierunku X dolne [cm^2/m] (a), zbrojenie teoretycznie na kierunku X górne [cm^2/m] (b)

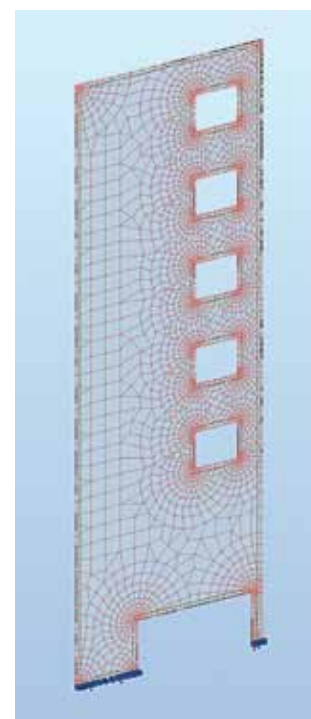


Rys. 19. Szczegół pogrubienia płyty fundamentowej pod słupem i przyjętego zbrojenia

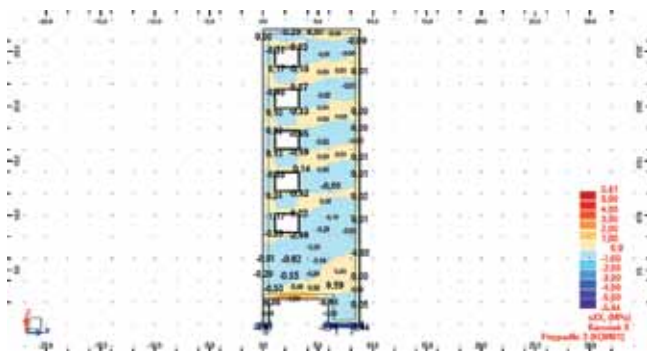
5. Podsumowanie

Wybór prowadzenia analizy konstrukcji w układzie 2D lub 3D wiąże się z pewnymi korzyściami, ale i z niedogodnościami. Konstrukcje o kondygnacjach powtarzalnych w planie nie muszą być liczone za pomocą modeli 3D, nie muszą wykorzystywać elementów technologii BIM. Warty uwagi są mniejsza złożoność obliczeniowa, mniejsze

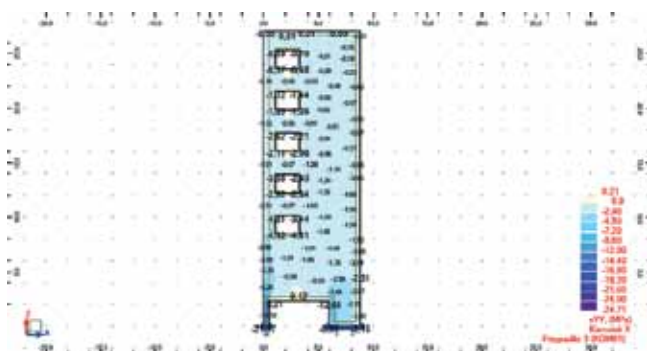
ryzyko popełnienia błędu, łatwiejsza ocena poprawności rozwiązania. Wydzielone, płaskie modele ustrojów płytowo-słupowych pozwalają na wykonanie poprawnych obliczeń stropów o skomplikowanej geometrii. Należy jednak pamiętać, że w każdym przypadku typu modelu nie wolno zapominać o ograniczeniach i problemach wynikających ze stosowania metody elementów skończonych oraz o odpowiedniej interpretacji otrzymanych wyników, np. występowania zjawiska tzw. piku momentu w strefach podporowych płyt oraz szczegółowych zagadnień w tarczach ściennych.



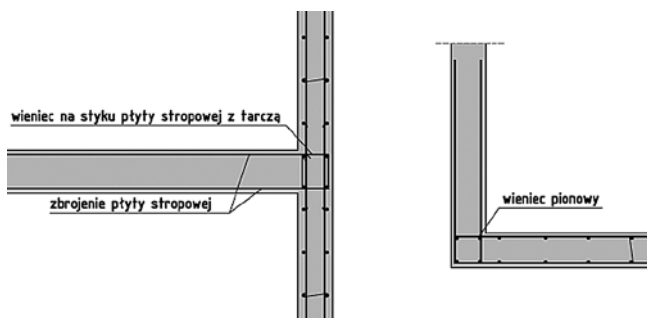
Rys. 20. Model tarczy ściennej w programie



Rys. 21. Mapa naprężeń σ_x [MPa]



Rys. 22. Mapa naprężeń σ_y [MPa]



Rys. 23. Schemat wykonania wieńców na styku płyty stropowej z tarczą i wieńca pionowego

Artykuł powstał na podstawie pracy magisterskiej nagrodzonej w Konkursie na Najlepsze Prace Magisterskie obronione na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW w Warszawie w roku akademickim 2019/2020 na kierunku Budownictwo pod patronatem PZITB.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2011
- [2] Sahab M. G., Ashour A. F., Toropov V. V., Cost optimisation of reinforced concrete flat slab buildings. *Engineering Structures* 27/2005, str. 313–322
- [3] Tokazhanov G., Tleuken A., Guney M., Turkyilmaz A., Karaca F., How is COVID-19 Experience Transforming Sustainability Requirements of Residential Buildings? A Review. *Sustainability* 2020, 12(20):8732
- [4] Knyziak P., Jądra modelowania przestrzennego. *ACIS i Parasolid. CAD/CAMFORUM* 5/2001, str. 15–18
- [5] Knyziak P., ACIS i Parasolid – porównanie, *CAD/CAMFORUM* 6/2001, str. 9–11
- [6] Knyziak P., Konstrukcje budynków wielopłytowych w sytuacjach awaryjnych, *Inżynieria i Budownictwo* 75(9)2019, str. 404–408
- [7] Knyziak P., The impact of construction quality on the safety of prefabricated multi-family dwellings, *Engineering Failure Analysis*, tom 100, 2019, str. 37–48, DOI:10.1016/j.engfailanal.2019.02.042
- [8] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, tom 3, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2013
- [9] Ambroziak A., O obliczeniach płyt fundamentowych, *Przegląd Budowlany* 5/2018
- [10] Knauff M., Golubińska A., Knyziak P., Tablice i wzory do projektowania konstrukcji żelbetowych z przykładami obliczeń, wydanie drugie, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2014
- [11] <https://www.theguardian.com/news/datablog/2009/aug/18/percentage-population-living-cities>
- [12] http://www.kablobeton.pl/stropy_kablobetonowe.html
- [13] <http://czarnota.org/gallery/displayimage.php?pid=5760>
- [N1] PN-EN 1990:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N2] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- [N3] PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem
- [N4] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [N5] PN-EN 1992-1-2:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe
- [N6] PN-EN 13670:2011: Wykonywanie konstrukcji z betonu

