

Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki
Wydział Inżynierii Lądowej
Instytut Mechaniki Budowli
Katedra Statyki i Dynamiki Budowli



mgr inż. Alicja Kowalska

***ANALIZA WPŁYWU ELEMENTÓW
NIEKONSTRUKCYJNYCH NA CHARAKTERYSTYKI
DYNAMICZNE BUDYNKÓW***

ROZPRAWA DOKTORSKA

Promotor:

prof. dr hab. inż. Janusz Kawecki

KRAKÓW, 2007r.



*Składam serdeczne podziękowanie
Panu prof. dr hab. inż. Januszowi Kaweckiemu
Za wszelką udzieloną pomoc, życzliwość,
a w szczególności za cierpliwość i wnikliwe uwagi
przekazywane mi w trakcie pisania niniejszej rozprawy*

Alicja Kowalską



1. Wstęp

1.1. Geneza tematu.

Odpowiedź budowli na działanie dynamiczne zależy od wartości parametrów charakteryzujących to działanie oraz od charakterystyki dynamicznej samej budowli. Charakterystyka dynamiczna budowli najczęściej wyrażona jest za pomocą zbioru częstotliwości drgań własnych, odpowiadających im postaci drgań oraz wartości parametru opisującego tłumienie drgań. Parametr ten przedstawiany jest najczęściej jako bezwymiarowy logarytmiczny dekrement tłumienia drgań δ albo ułamek tłumienia krytycznego ζ .

Wpływ różnych czynników na charakterystykę dynamiczną budowli jest przedmiotem wielu badań. Wyniki tych badań uwzględnia się przy opracowywaniu zasad kształtowania modeli obliczeniowych budowli. Modele te zaś wykorzystuje się w obliczeniach projektowych lub diagnozach technicznych dotyczących budowli.

Odpowiednie opracowanie informacji o charakterystykach dynamicznych budowli uzyskanych na podstawie obliczeń modelowych oraz pomiarów przeprowadzonych na rzeczywistych obiektach może posłużyć do skonstruowania uproszczonych wzorów, które wiążą wybrane wartości charakterystyk dynamicznych z wielkościami opisującymi obiekt. Takie analizy i zaproponowane na ich podstawie wzory w odniesieniu do niektórych charakterystyk dynamicznych budynków podano w [29]. Ukształtowane w ten sposób uproszczone wzory obliczeniowe mogą być przydatne w obliczeniach projektowych (w szczególności budynków niskich i średniowysokich) i są wprowadzane również do norm projektowania (por. załącznik 3 w [38]).

Komputerowe metody analizy konstrukcji ułatwiają kształtowanie modeli obliczeniowych obiektów budowlanych (por.[6]). Jednak w obliczeniach wymagających dokładniejszego odwzorowania budowli przez jej model obliczeniowy (np. analiza budynku na działania sejsmiczne albo parasejsmiczne) konieczne staje się uwzględnienie w modelu obliczeniowym nie tylko elementów konstrukcyjnych. W budynku- pozostańmy już dalej przy opisach odnoszących się do tego typu budowli- można wyróżnić elementy konstrukcyjne (ściany, słupy, stropy itp.) oraz niekonstrukcyjne (ścianki działowe, podłogi, posadzki, bloki instalacyjne itp.). Obserwacje zachowania się budynków poddanych działaniom dynamicznym świadczą o potrzebie rozpoznania wpływu elementów niekonstrukcyjnych występujących w budynkach na ich charakterystyki dynamiczne.

W [32] przedstawiono wyniki pomiarów częstotliwości drgań własnych budynków w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach horyzontalnych. W budynkach prefabrykowanych występował poprzeczny układ ścian nośnych. Mimo to budynki te wykazywały znaczną sztywność w kierunku podłużnym, w którym nie występowały elementy konstrukcyjne albo znajdowała się krótka ściana usztywniająca. Oznaczało to, że sztywność budynku w kierunku podłużnym zapewniały elementy niekonstrukcyjne usytuowane w tym kierunku.

Analizując stan budynków po wystąpieniu trzęsień ziemi (por. [34], [47]) zauważono wpływ usztywniający elementów niekonstrukcyjnych. W [47] opisano skutki trzęsienia ziemi w Turcji z sierpnia 1999 r. Zauważono wyraźnie różne zniszczenia budynków o tej samej konstrukcji, usytuowanych blisko siebie. Budynki te różniły się tylko nasyceniem elementami niekonstrukcyjnymi. Budynki o większym nasyceniu ściankami działowymi wykazywały znacząco mniejsze uszkodzenia.

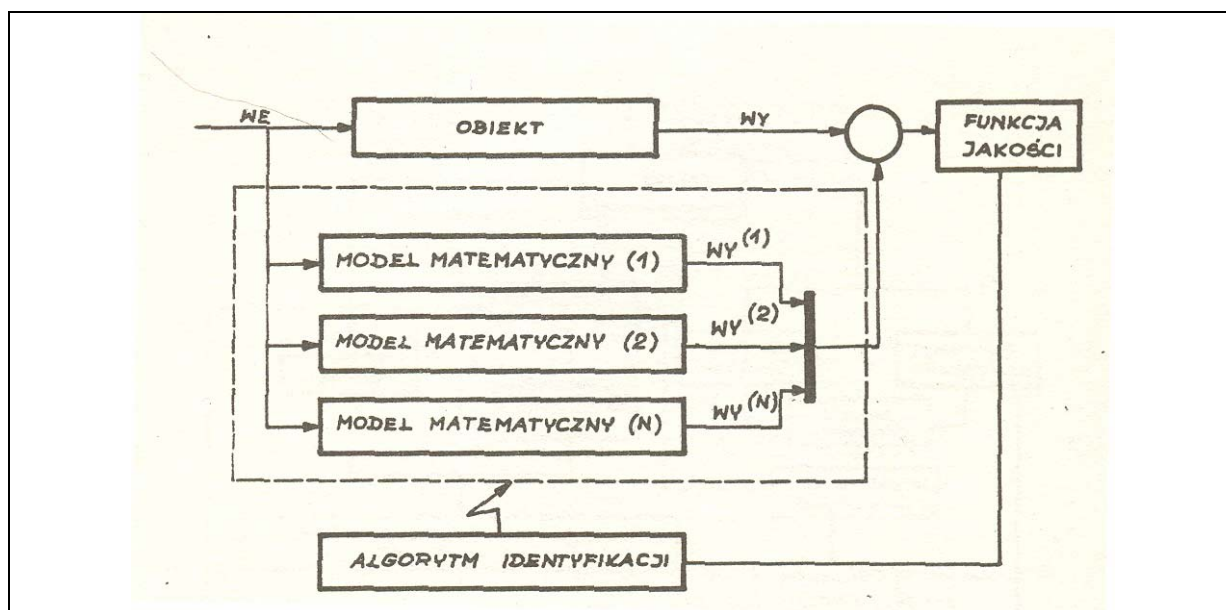
Wyniki pomiarów dynamicznych przeprowadzanych w trakcie realizacji budynków potwierdzają również wzrost częstotliwości drgań własnych i wartości odpowiadającego im

parametru tłumienia po wmontowaniu elementów niekonstrukcyjnych. Autorzy nielicznych jeszcze publikacji na ten temat przedstawiają wyniki badań uzyskiwane jakby „przy okazji” realizacji programów badawczych poświęconych rozpoznaniu innych tematów. Informacje o wynikach badań z tego zakresu są więc fragmentaryczne i nie dają jeszcze podstaw do formułowania ogólnych wniosków.

Uzasadniając potrzebę podjęcia tematu trzeba jeszcze wspomnieć o wynikach pomiarów dynamicznych przeprowadzonych w warunkach laboratoryjnych, na modelowym obiekcie opisanym w [12, 13, 14]. Celem tych badań było uzyskanie informacji o wpływie elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną obiektu. Jednakże bezpośrednio odniesienie wyników tych badań do obiektów w skali naturalnej byłoby w tym przypadku uważane za znaczne uproszczenie.

Już przywołane wyżej przykłady uzasadniają potrzebę podjęcia badań umożliwiających pełniejsze rozpoznanie wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystyki dynamiczne budynków. W szczególności chodzi tu o przeprowadzenie badań na obiektach realizowanych w skali naturalnej.

Wyniki pomiarów dynamicznych stanowią podstawę weryfikacji modeli obliczeniowych obiektów, na których wykonano takie pomiary. W [24] autor przedstawił trzy zakresy identyfikacji dynamicznej modeli obiektów budowlanych (α , β , i γ). Identyfikacja w zakresie γ polega na wybraniu z kilku zaproponowanych modeli obliczeniowych obiektu, takiego modelu, który najlepiej – w sensie przyjętego kryterium – reprezentuje obiekt. Schemat procedury prowadzącej do przyjęcia odpowiedniego modelu obliczeniowego przedstawiono (za [24]) na rys. 1.1.



Rys. 1.1. Procedura identyfikacji w zakresie γ podana (za [24]).

W celu zbadania wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystyki dynamiczne budynków modele obliczeniowe rozważane w procesie identyfikacji będą różniły się nie tylko tym, że uwzględniają albo nie uwzględniają te elementy. Kształtowane modele budynków z elementami niekonstrukcyjnymi mogą również różnić się sposobem modelowania połączeń tych elementów z konstrukcją budynku. Najczęściej w obliczeniach modelowych włącza się do układu masę elementów niekonstrukcyjnych zaniedbując ich sztywność [33] albo wprowadzając sztywne połączenie tych elementów z konstrukcją [4]. Obydwa ujęcia nie prowadzą do zadowalających rezultatów. W przypadku włączenia do modelu konstrukcji

masy elementu niekonstrukcyjnego otrzymuje się wartości początkowych częstotliwości drgań własnych niższe od pomierzonych na obiekcie. Przeciwny rezultat uzyskuje się, jeśli przyjęte zostanie sztywne połączenie konstrukcji z elementami niekonstrukcyjnymi.

Przedstawiając genezę kształtowania tematu niniejszej rozprawy trzeba również odnotować, iż ostatnio (2006r) w Grupie Programowej ISO/TC 98 zdecydowano się powołać zespół roboczy do opracowania wpływu elementów niekonstrukcyjnych na budynki zlokalizowane w rejonach sejsmicznych. Pierwsze wyniki pracy tej grupy mają być przedstawione na przełomie lat 2006 i 2007. Oznacza to, że temat niniejszej pracy jest aktualny a uzyskane rezultaty mogą być praktycznie wykorzystane w projektowaniu, w diagnostyce i w kształtowaniu modeli budynków poddanych działaniom dynamicznym.

1.2. Podstawowe założenia.

Realizując zadania, które określa temat niniejszej rozprawy, uwzględniono założenia odnoszące się do budynków objętych badaniami, z których najważniejsze to:

- analiza przeprowadzana jest w zakresie małych odkształceń i przemieszczeń,
- wpływ zjawisk kontaktowych jest pomijalnie mały,
- budynek i jego model rozważany jest w zakresie sprężystym,
- więzy między wszystkimi elementami są dwustronne,
- właściwości tłumiące budynku opisuje model sztywnościowo- bezwładnościowy, w którym macierz tłumienia $[C]$ jest liniową kombinacją macierzy sztywności $[K]$ i bezwładności $[M]$ wyrażoną w postaci:

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (1.1)$$

gdzie:

a, b- współczynniki kombinacji,

- nasycenie konstrukcji ściankami działowymi (tzn. stosunek powierzchni przekroju poziomego ścianek działowych do powierzchni przekroju poziomego elementów konstrukcyjnych na danej kondygnacji) nie przekracza 40 %.

W wyniku pomiarów dynamicznych przeprowadzonych na budynku w skali naturalnej można (stosując metodykę opisaną dalej w rozdz. 4) wyznaczyć wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań odpowiadającego danej częstotliwości własnej. Dysponując wartościami δ odpowiadającymi dwom różnym częstotliwościom własnym f_a i f_b można (por. [26]) wyznaczyć współczynniki „a” i „b” opisujące model tłumienia według (1.1). i tak przyjmując, iż

$$\zeta = \delta / (2\pi) \quad (1.2)$$

oraz dysponując wartościami f_a , f_b i odpowiadającymi im δ_a i δ_b odpowiednie współczynniki wyznacza się ze wzorów:

$$a = 4\pi(\zeta_a f_b - \zeta_b f_a) / \left(\frac{f_a}{f_b} - \frac{f_b}{f_a} \right) \quad (1.3)$$

$$b = (\zeta_b f_b - \zeta_a f_a) / [\pi(f_b^2 - f_a^2)] \quad (1.4)$$

Wartości współczynników „a” i „b” umożliwiają wyznaczenie ζ odpowiadające częstotliwości f :

$$\zeta = b\pi f + a / (4\pi f) \quad (1.5)$$

1.3. Teza naukowa.

Na podstawie rozpoznania obecnego stanu badań nad rozważanym zagadnieniem ujętym w temacie niniejszej rozprawy sformułowano następujące tezy naukowe:

- *Elementy niekonstrukcyjne istotnie wpływają na wartości parametrów opisujących charakterystyki dynamiczne budynków.*
- *Wpływ elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną zależy od rozwiązania materiałowo- konstrukcyjnego budynku.*

1.4. Cel i zakres pracy.

Celem badań, których wyniki przedstawiono w niniejszej pracy, jest przeanalizowanie wpływu elementów niekonstrukcyjnych występujących w budynkach na wartości parametrów opisujących charakterystyki dynamiczne tych budynków. Analizy szczegółowe przedstawione w pracy dotyczą wybranych typów budynków, które będą precyzyjniej opisane w dalszej części pracy.

Osiągnięcie tak sformułowanego celu rozprawy wymagało:

- zbudowania modeli obliczeniowych wybranych typów budynków, w których występują elementy niekonstrukcyjne powiązane z konstrukcją za pomocą więzi o różnej sztywności;
- wyznaczenia (korzystając z programów ABAQUS i DIANA) zbiorów zawierających kilka początkowych częstotliwości drgań własnych charakteryzujących modele;
- przeprowadzenia pomiarów dynamicznych na wybranych budynkach i doświadczalnego wyznaczenia zbioru kilku początkowych częstotliwości drgań własnych oraz wartości parametru opisującego tłumienie drgań.

W odniesieniu do wybranych budynków można było zrealizować wszystkie, wymienione wyżej zadania. Część obliczeniowa rozprawy uwzględnia również inne sytuacje, które poszerzają zbiór informacji o charakterystykach dynamicznych budynków przy większym nasyceniu elementami niekonstrukcyjnymi.

Należy tu jednak podkreślić, iż informacje o wartościach parametrów opisujących tłumienie drgań można było uzyskać jedynie na podstawie pomiarów dynamicznych.

Na podstawie badań własnych (pomiarów i obliczenia) oraz analizy dostępnych wyników badań innych autorów sformułowano wnioski, które świadczą o udowodnieniu tez sformułowanych w p. 1.3.

Niniejsza praca została wykonana w ramach grantu promotorskiego nr 4 T07E 05427 finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego (KBN) w ramach umowy PB 1531/T07/2004/27.

2. Elementy niekonstrukcyjne w budynku.

2.1. Podział elementów niekonstrukcyjnych występujących w budynku.

W budynku można wyróżnić elementy nośne i niekonstrukcyjne. Elementy nośne tworzą konstrukcję budynku i uczestniczą w przenoszeniu na grunt budowlany obciążeń działających na budynek. Do elementów nośnych zalicza się: elementy pionowe (ściany nośne, słupy), elementy poziome (stropy), elementy nośne schodów i dachów oraz elementy przekazujące obciążenia od części nadziemnych budynku na grunt czyli fundamenty (stopy, ławy, płyty fundamentowe itp.).

Elementy niekonstrukcyjne nie są uwzględniane w przenoszeniu obciążeń działających na budynek jako całość. Mogą one stanowić osłonę budynku przed czynnikami atmosferycznymi, dzielić pomieszczenia użytkowe, służyć jako elementy ozdobne itp. Do elementów niekonstrukcyjnych zalicza się: ścianki działowe, ścianki bloków licznikowych i instalacyjnych, ścianki kominowe, stolarkę okienną i drzwiową, pokrycie dachu, tynki i warstwy elewacyjne. Do grupy elementów niekonstrukcyjnych zalicza się również: podłogi, ocieplenia, obróbki blacharskie, elementy wykończeniowe (gzymsy, attyki itp.).

2.2. Rola więzi łączących elementy niekonstrukcyjne z konstrukcją nośną.

Elementy niekonstrukcyjne (takie jak: ścianki działowe, ścianki przewodów licznikowych, wentylacyjnych) uwzględnia się w obliczeniach statycznych jako obciążenie stałe na powierzchni, na której występują. Pozostałe elementy (jak: tynki, izolacje, podłogi) wlicza się do ciężaru własnego konstrukcji. Inne elementy typu: drzwi, okna, obróbki blacharskie nie są wliczane oddzielnie do obciążeń uwzględnianych w obliczeniach projektowych.

W obliczeniach dynamicznych dotyczących wyznaczania częstotliwości drgań własnych i postaci drgań na ogół nie uwzględnia się sztywności elementów niekonstrukcyjnych.

Jeśli podejmowane są próby zbudowania modeli budynków z uwzględnieniem elementów niekonstrukcyjnych, to ważnym problemem jest określenie więzi łączących te elementy z elementami konstrukcyjnymi. Przykładowo połączenia ścianek działowych z konstrukcją nośną budynku mogą być realizowane w sposób sytuujący się między następującymi granicznymi sytuacjami:

- ścianka została podmurowana do górnego stropu i zakotwiona w ścianie, co sprawia, że strop opiera się również na tej ścianie
- ścianka nie jest podmurowana ani do stropu ani do ścian i wtedy odkształca się niezależnie od konstrukcji, w której zarys została wbudowana.

W praktyce częściej występuje pierwszy z opisanych układów. W tych sytuacjach w modelu obliczeniowym budynku należy uwzględnić współpracę ścianek działowych i bloków licznikowych z konstrukcją. Połączenie występujące między tymi ściankami a konstrukcją nośną spełnia wymagania bliskie połączeniu sztywnemu.

W drugim przypadku przyjęcie opisu więzi występujących w połączeniu elementów niekonstrukcyjnych z konstrukcją nośną jest trudne do jednoznacznego określenia. Stosowane są wówczas różne zabiegi, które polegają na :

- pominięciu elementów niekonstrukcyjnych w modelu,

- włączeniu do modelu tylko masy elementu niekonstrukcyjnego (por. [33]),
- wprowadzeniu sztywnych połączeń (por. np. [4]).

Konsekwencje podanych wyżej uproszczeń są wyraźnie zauważalne przy porównywaniu wartości początkowych częstotliwości drgań własnych uzyskanych na podstawie pomiarów dynamicznych i obliczeń odpowiadających przyjętemu modelowi obliczeniowemu. Zastosowanie w modelu obliczeniowym pierwszego z podanych wyżej zabiegów prowadzi do największych różnic między obliczonymi i pomierzonymi wartościami częstotliwości drgań własnych. Zastosowanie drugiego zabiegu prowadzi w konsekwencji do obliczeniowych wartości częstotliwości zaniżonych w stosunku do pomierzonych. I wreszcie przyjęcie trzeciego zabiegu odpowiada sytuacji ścisłego włączenia ścianki działowej w obszar wyznaczony stropem górnym i ścianami bocznymi.

W rozważanych w niniejszej rozprawie modelach obliczeniowych zastosowano trzy rodzaje połączeń elementów niekonstrukcyjnych z konstrukcją nośną:

- połączenie sztywne,
- pełne połączenie przegubowe,
- połączenie sztywne z redukcją sztywności o 50%.

Zastosowanie ostatniego z wymienionych połączeń możliwe było w modelach analizowanych z zastosowaniem programu ABAQUS.

2.3. Parametry charakteryzujące elementy niekonstrukcyjne.

Elementy niekonstrukcyjne, analizowane w niniejszej rozprawie można opisać takimi wielkościami jak: wymiary (najlepiej w przestrzeni 3D), masa wynikająca z użytego materiału budowlanego, sztywność samego elementu oraz sztywność połączenia elementu niekonstrukcyjnego z konstrukcją nośną.

Oznacza to, iż oprócz wymiarów elementu do jego opisania potrzebne są wartości współczynników charakteryzujących właściwości fizyczne materiału, z którego wykonano elementy niekonstrukcyjne (tzn. modułu Younga [GPa], współczynnika Poissona [-], gęstości masy [kg/m^3]).

Wartości tych współczynników najczęściej przyjmuje się na podstawie informacji zamieszczonych w normach projektowania konstrukcji murowych [42], betonowych i żelbetonowych [41], stalowych [43] i drewnianych [40]. Przyjęcie wartości tych parametrów w konkretnej sytuacji modelowania obiektu natrafia jednak na trudności. I tak np. w odniesieniu do muru z cegły norma [42] zaleca, aby posługiwać się wynikami badań doświadczalnych (por. np. [37]) oraz wprowadza wzory przybliżone umożliwiające wyznaczenie potrzebnych wartości. W przypadku murów ceramicznych uwzględnia się procentowy udział otworów w pustaku i na tej podstawie określa się współczynnik redukcyjny do modułu Younga odpowiadającego murowi z cegły pełnej. Wyniki uzyskane na podstawie tych wzorów różnią się (często w znacznym stopniu) od wyznaczonych doświadczalnie. Wydaje się więc wskazane posługiwanie się wynikami doświadczalnymi. W niniejszej rozprawie w przyjęciu wartości stałych materiałowych wprowadzanych do opisu modeli obliczeniowych posłużono się wynikami badań doświadczalnych. Jedynie w przypadku braku informacji o wartościach doświadczalnych, wyznaczano wartości parametrów na podstawie wzorów normowych.

3. Ocena wpływu różnych czynników na charakterystyki dynamiczne budynków- przegląd literatury.

3.1. Badanie związków między wartościami częstotliwości drgań własnych i parametrem tłumienia a wielkościami opisującymi budynek.

Poszukiwano prostych relacji wiążących wielkości występujące w zbiorze określonym jako charakterystyka dynamiczna z łatwo określanymi parametrami charakteryzującymi budynki (np. typ konstrukcji, wymiary, nasycenie otworami itp.). Dysponując wartościami charakterystyk dynamicznych dużej liczby budynków można wyodrębnić pewne ich klasy i w odniesieniu do tych klas określać proste zależności wiążące daną wielkość ze zbioru stanowiącego charakterystykę dynamiczną budynku z parametrem, którego zmiana w istotnym stopniu wpływała na wartość analizowanej wielkości. W kształtowaniu tych zależności starano się znacząco zredukować wpływ błędów wynikających z modelowania analizowanych obiektów. Z tego powodu w kształtowaniu zależności korzystano z wartości charakterystyk dynamicznych uzyskanych na podstawie badań dynamicznych przeprowadzonych na obiektach w skali naturalnej. Stąd wyznaczane zależności mają cechy wzorów empirycznych. Najczęściej odnoszą się one do początkowych (pierwszej) częstotliwości (okresu) drgań własnych oraz wielkości opisującej tłumienie konstrukcji. Ze względu na prostotę zapisu owych zależności są one z powodzeniem wykorzystywane we wstępnych ocenach wartości charakterystyk dynamicznych i nawet wprowadzane do norm projektowania (por. np. [38]).

W dalszej części niniejszego rozdziału zestawiono informacje o praktycznym zastosowaniu wyżej opisanej procedury. Korzystano przy tym z obszernych zbiorów danych zawartych w literaturze i uzupełniono je własnymi przeliczeniami.

Najczęściej wybieranym parametrem, który znacząco wpływa na częstotliwość (okres) drgań własnych budynku jest jego wysokość H . W uzupełniających informacjach niekiedy podaje się również wymiar poprzeczny budynku B . Wpływ wymiarów budynku na podstawowy okres drgań własnych można ująć prostymi wzorami (por. np. [27,38]):

$$T = \alpha H \quad (3.1)$$

$$T = \beta H / \sqrt{B} \quad (3.2)$$

gdzie: T - podstawowy okres drgań własnych [s] ,

H – wysokość budynku [m] ,

B – wymiar poprzeczny budynku w kierunku drgań [m] ,

α , β - współczynniki określane empirycznie (przede wszystkim zależne od rozwiązania konstrukcyjnego budynku, zastosowanych materiałów itp.).

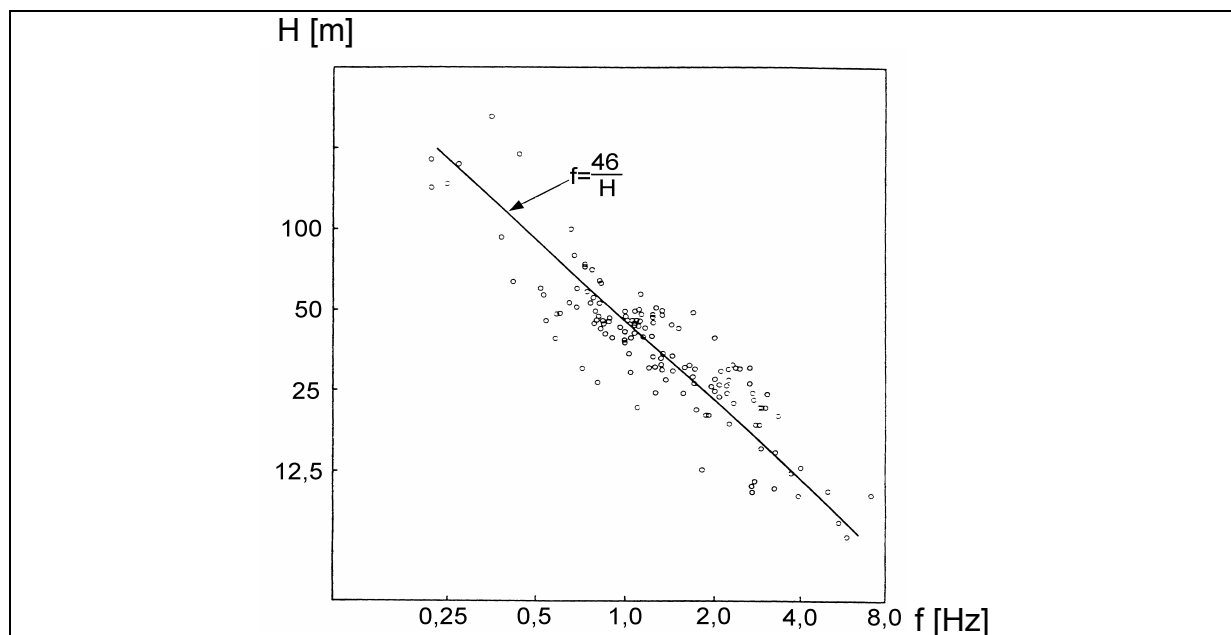
Wartości współczynników α i β są określane na podstawie opracowania wielu wyników badań dynamicznych obiektów w skali naturalnej. Wartości te podawane przez różnych autorów, powinny być uzupełniane informacjami o parametrach statystycznych charakteryzujących zbiór danych wykorzystywanych w opracowaniu wzoru.

W celu zwiększenia dokładności prognoz prowadzonych na podstawie wzorów zawęża się zakres ich stosowania do wybranego typu rozwiązania konstrukcyjnego budynku (np. budynki wielkopłytowe, murowane, o szkieletcie żelbetowym itp.) oraz do ograniczonego

przedziału wysokości budynków. Takie ograniczenia wprowadzono np. w [38] podając wzory empiryczne na podstawowy okres drgań własnych. Zapisując wzór 3.1. podano, że $\alpha = 0,015$ odpowiada budynkom murowanym o wysokości $H \leq 30$ m. Z kolei w odniesieniu do budynków wielkopłytowych o wysokości nie przekraczającej 30 m zaleca się przyjąć $\alpha = 0,02$. Podobnie dopuszczając wzór 3.2. do budynków o szkielecie żelbetowym i wysokości nie przekraczającej 50 m podano $\beta = 0,09$.

W [11] zebrano i przeanalizowano wyniki pomiarów dynamicznych dotyczących podstawowej częstotliwości drgań własnych 163 budynków o rzucie prostokątnym. Rezultaty tej analizy wykorzystano w kształtowaniu wzoru empirycznego wprowadzonego do normy ISO [20]. Na rysunku 3.1 zestawiono (w układzie współrzędnych: częstotliwość – wysokość budynku) informacje o wynikach pomiarów tych budynków i na tej podstawie zaproponowano związek empiryczny między podstawową częstotliwością drgań własnych f [Hz] i wysokością budynku H [m] w postaci:

$$f = 46 / H \quad (3.3)$$



Rys. 3.1. Zależność między podstawową częstotliwością drgań własnych i wysokością budynku (za [20]).

Usytuowanie linii opisanej wzorem (3.3) w stosunku do punktów odpowiadających wynikom pomiarów pozwala na ocenę dokładności prognozowania za pomocą podanego wzoru empirycznego.

Należy tu odnotować, że w [11] analizowano możliwości ujęcia zależności między podstawową częstotliwością drgań własnych i wysokością budynku H (oraz jego wymiarem poprzecznym B) ogólnymi wzorami w postaci

$$f = \alpha H^\gamma \quad (3.4)$$

$$f = \alpha H^\gamma B^\xi \quad (3.5)$$

W zależności od przyjętej wartości parametru γ otrzymywano wartość parametru α , a następnie określano współczynnik korelacji r odpowiadający zaproponowanemu opisowi. Niektóre z wyników tych analiz zestawiono w tabl. 3.1.

Tablica 3.1. Porównanie dokładności wzorów empirycznych 3.4 i 3.5 (wg [11])

Wartość współczynnika			Współczynnik korelacji
α	γ	ξ	
220,60	-1,5	0	0,8835
119,27	-1,3	0	0,8859
87,10	-1,2	0	0,8860
45,84	-1,0	0	0,8828
12,05	-0,6	0	0,8591
2,17	-1,0	1,0	0,5530
10,33	-1,0	0,5	0,7565
34,21	-1,0	0,1	0,8680

Podobnie prostą relację między podstawową częstotliwością drgań własnych a wysokością budynku zaproponowano w [50]. Analizowano wyniki z pomiarów przeprowadzonych na 284 budynkach o różnych wysokościach i rozwiązaniach konstrukcyjno- materiałowych. Wyniki pomiarów zaczerpnięto z Japońskiej Bazy Danych (JBD) tworzonej od kilkunastu lat. Na wstępie wyniki zamieszczone w tej bazie skonfrontowano ze wzorem (3.3). Stwierdzono zbyt dużą rozbieżność pomiędzy wynikami pomiarów oraz wynikami obliczeń. Podstawowe częstotliwości drgań własnych otrzymane w wyniku pomiarów były wyższe od uzyskanych wg wzoru (3.3). Zaproponowano więc w odniesieniu do budynków żelbetowych modyfikację wzorów do postaci:

$$f_1 = \frac{1}{0.015H} \quad (3.6a)$$

$$f_1 = \frac{1}{0.018H} \quad (3.6b)$$

Wzór (3.6a) odnosi się do budynków, usytuowanych na obszarach nie objętych wpływami sejsmicznymi, zależność (3.6b) - do budynków posadowionych na terenach sejsmicznych. Ograniczeniem stosowania wzorów jest wysokość budynku usytuowana w przedziale $10m \leq H \leq 100m$.

Podobnie w [50] zaproponowano wzory na wartość podstawowej częstotliwości drgań własnych budynków o konstrukcji stalowej. Zapisano je w postaci:

$$f_1 = \frac{1}{0.020H} \quad (3.7a)$$

$$f_1 = \frac{1}{0.024H} \quad (3.7b)$$

Wzór (3.7a) dotyczy budynków usytuowanych na obszarach nie objętych wpływami sejsmicznymi, zaś (3.7b) - budynków na obszarach sejsmicznych. Wzory (3.7a) i (3.7b) można stosować do budynków wysokości z przedziału $10m \leq H \leq 200m$.

W [29] analizie poddano wyniki pomiarów uzyskane na 46 budynkach o wysokościach od 16,5 do 166 m. Zaproponowano zależność wiążącą podstawową częstotliwość drgań własnych i wysokość budynku (bez względu na typ konstrukcji) w postaci:

$$f_1 = 132,89 H^{-1,1814} \quad (3.8)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,9427$.

W [29] określono także zależności między H i f , rozważając oddzielnie trzy typy budynków różniące się rozwiązaniem materiałowo– konstrukcyjnym.

W odniesieniu do budynków wielkopłytowych o wysokościach od 16,5 do 45,4 m związek między H i f opisano wzorem:

$$f_1 = 55,629 H^{-0,9174} \quad (3.9)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,9452$.

Budynki o konstrukcji murowej występowały w analizowanym zbiorze jedynie w przedziale wysokości od 25,25 do 41,9 m. W tym przypadku zależność między H i f opisano wzorem

$$f = 5,6349 H^{-0,2047} \quad (3.10)$$

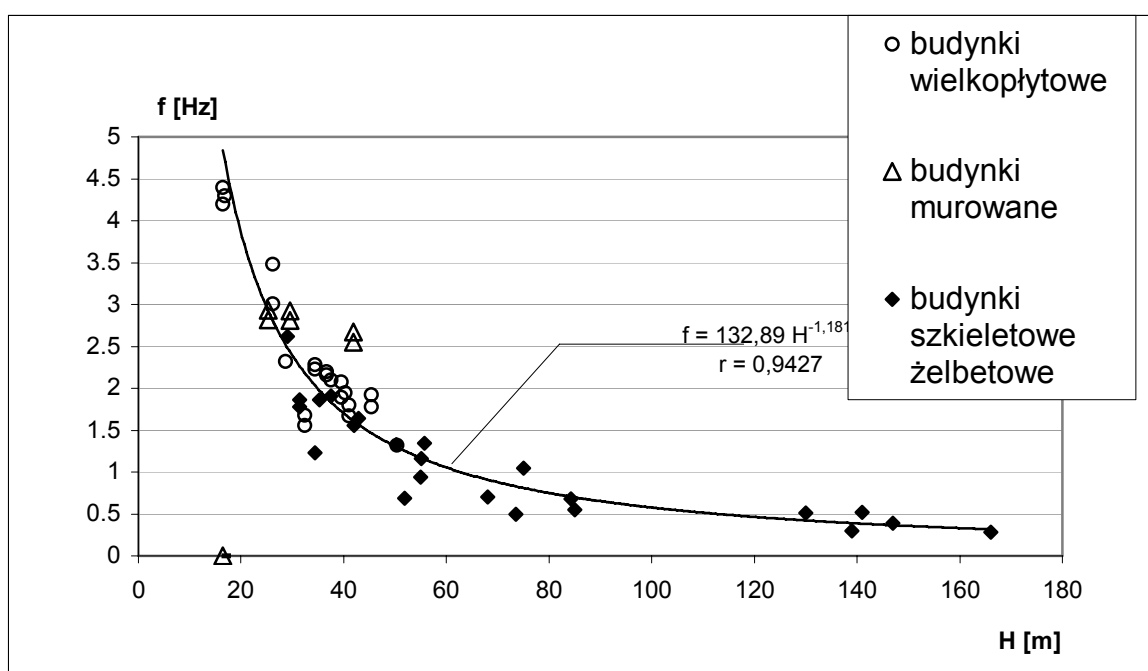
przy współczynniku korelacji $r = 0,8714$.

W odniesieniu do budynków szkieletowych, których wysokości mieściły się w przedziale od 31,4 do 166 m zależność między H i f opisano wzorem:

$$f = 82,835 H^{-1,0881} \quad (3.11)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,9235$.

Powyższe zależności zilustrowano na rys. 3.2. (za [29])

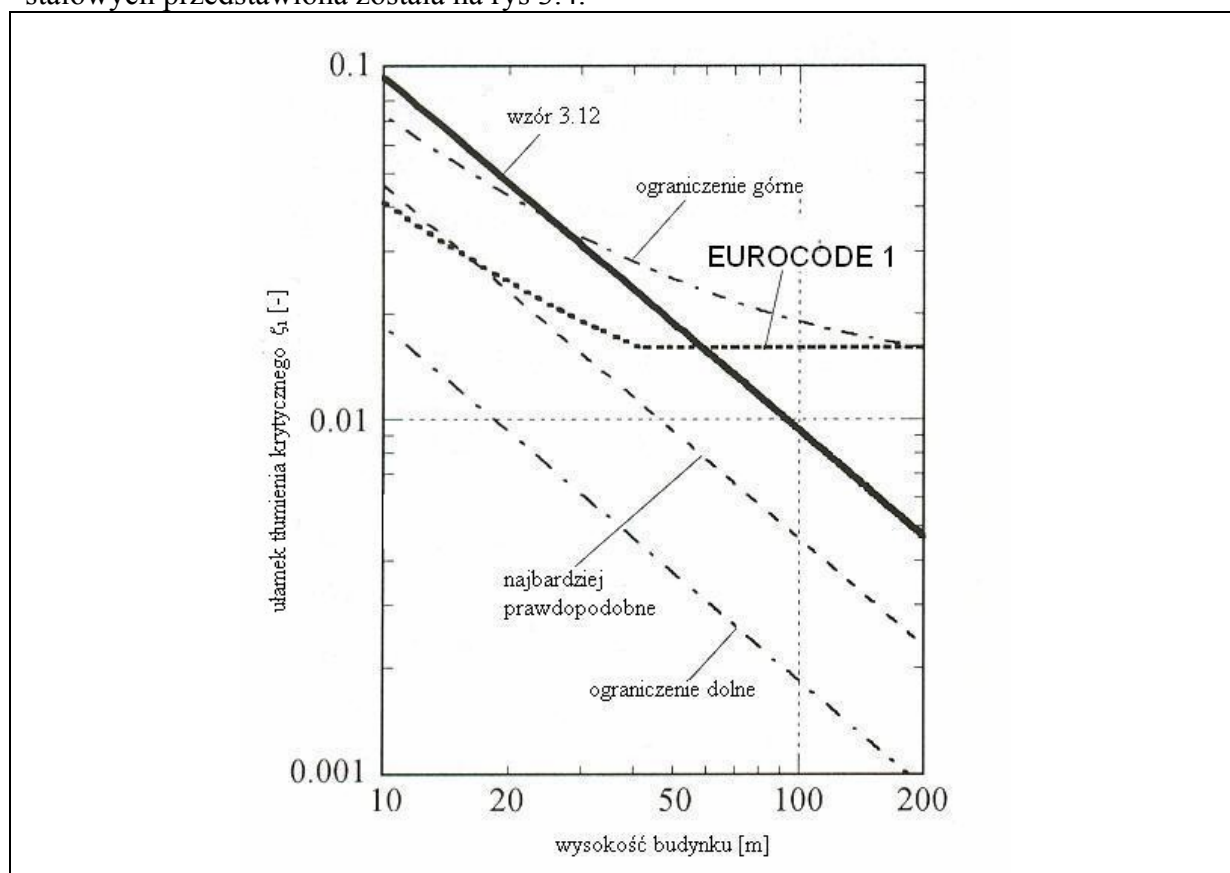


Rys. 3.2. Zależność między podstawową częstotliwością drgań własnych f i wysokością budynku H .

Już na podstawie informacji zebranych powyżej można zauważyć wielość wzorów empirycznych wiążących podstawową częstotliwość drgań własnych z wysokością budynku. Wszystkim przytoczonym tu opisom odpowiada stosunkowo wysoki współczynnik korelacji. Można więc je uznać za przydatne do wstępnych obliczeń związanych z projektowaniem oraz diagnostyką budynków.

Bardzo ważne z praktycznego punktu widzenia są wszelkie wzory empiryczne wiążące parametr opisujący tłumienie drgań budynku z zastosowanym rozwiązaniem materiałowo – konstrukcyjnym oraz geometrią obiektu.

Zależności występujące w różnych opracowaniach normowych, wiążące wysokość budynku z wartością ułamka tłumienia krytycznego przedstawiono na rys 3.3 i 3.4. Rys. 3.3 (za [50]) ilustruje zależność między wartością ułamka tłumienia krytycznego drgań i wysokością budynków żelbetowych. Podobna zależność, ale odnosząca się do budynków stalowych przedstawiona została na rys 3.4.



Rys. 3.3. Zależność tłumienia drgań od wysokości budynków żelbetowych (za [50]).

Linie grube, ciągłe - występujące na rys. 3.3 i 3.4 - odpowiadają zapisom zaproponowanym w [50] do stosowania w obliczeniach dynamicznych:

$$\zeta_1 = 0.014f_1 + 470 \frac{x_H}{H} - 0.0018 \quad (3.12)$$

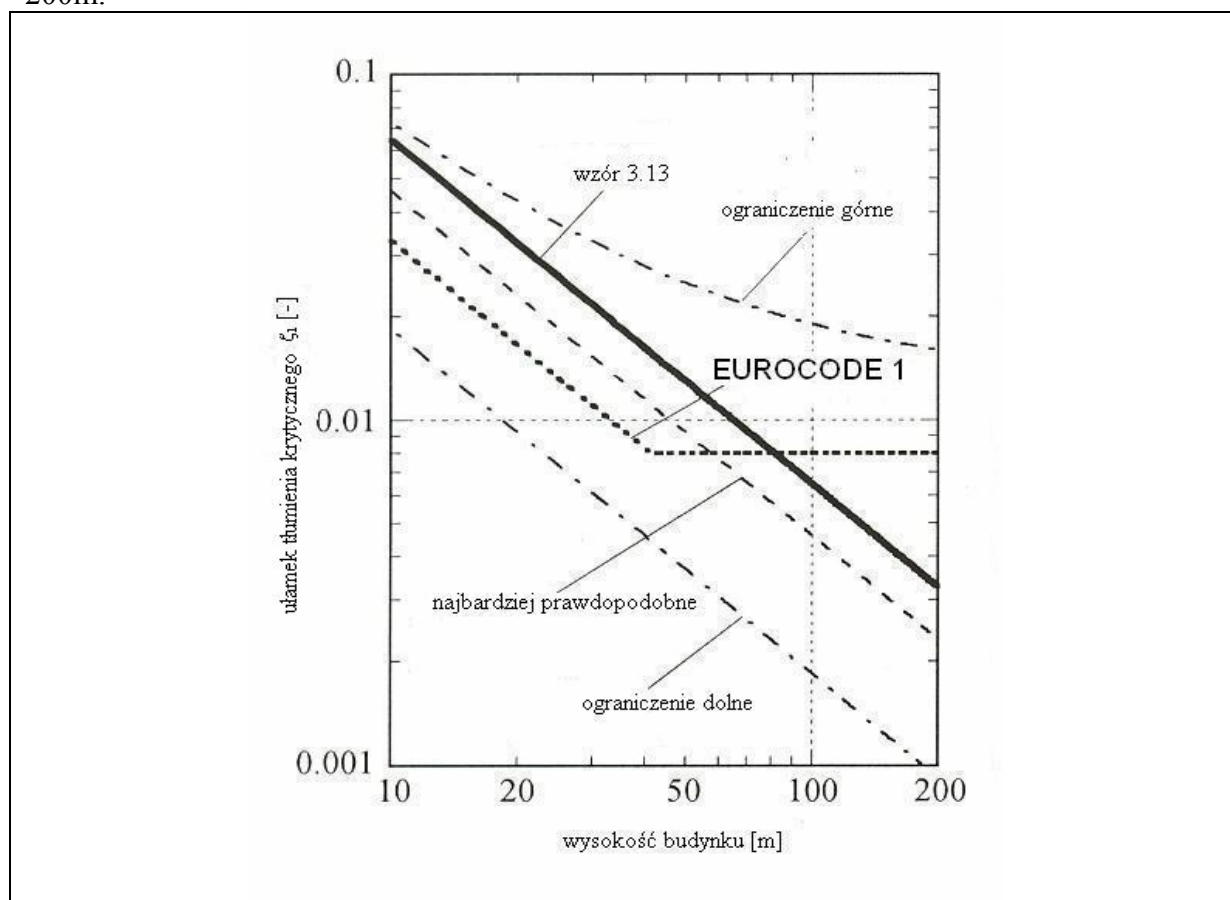
$$\zeta_1 = 0.013f_1 + 400 \frac{x_H}{H} + 0.0029 \quad (3.13)$$

gdzie: ζ_1 – parametr opisujący tłumienie odpowiadający podstawowej częstotliwości drgań własnych f_1 ,

x_H – wartość amplitudy przemieszczenia wierzchołka budynku [m],

H – wysokość budynku [m].

Wzór 3.12 (odnoszący się do budynków żelbetowych) można stosować do budynków o wysokości z przedziału $10\text{m} \leq H \leq 100\text{m}$. Natomiast wzór 3.13 (odnoszący się do budynków stalowych) można stosować, gdy wysokość budynku sytuuje się w przedziale $30\text{m} \leq H \leq 200\text{m}$.



Rys. 3.4. Zależność tłumienia drgań od wysokości budynków stalowych (za [50]).

Biorąc pod uwagę informacje zebrane podczas pomiarów zaproponowano w [50] przyjęcie wartości ζ_1 w zależności od obszaru, w którym budynek jest usytuowany (asejsmiczny, sejsmiczny). W tabl. 3.2 podano wartości współczynnika tłumienia przyjmowane do projektowania budynków żelbetowych w Japonii. W tabl. 3.3 podano podobne zestawienie, ale dotyczące budynków stalowych.

Tablica 3.2. Wartości ułamka tłumienia krytycznego ζ_1 w zależności od wysokości i usytuowania budynków o szkieletie żelbetowym występujących w Japonii (za [50]):

Wysokość budynku H [m]	ζ_1 [%]-obszar asejsmiczny	ζ_1 [%]- obszar sejsmiczny
≤ 30	3,0	3,5
40	2,0	2,5
50	1,5	2,0
60	1,5	2,0
70	1,0	2,0
80	1,0	1,5
90	1,0	1,5
100	1,0	1,5

Tablica 3.3. Wartości ułamka tłumienia krytycznego ζ_1 w zależności od wysokości i usytuowania budynków szkieletowych stalowych w Japonii (za [50]):

Wysokość budynku H [m]	ζ_1 [%]-obszar asejsmiczny	ζ_1 [%]-obszar sejsmiczny
≤ 30	2,5	3,0
40	2,0	2,5
50	1,5	2,0
60	1,5	2,0
70	1,0	2,0
80	1,0	1,5
90	1,0	1,5
100	1,0	1,5
150	1,0	1,5
200	1,0	1,5

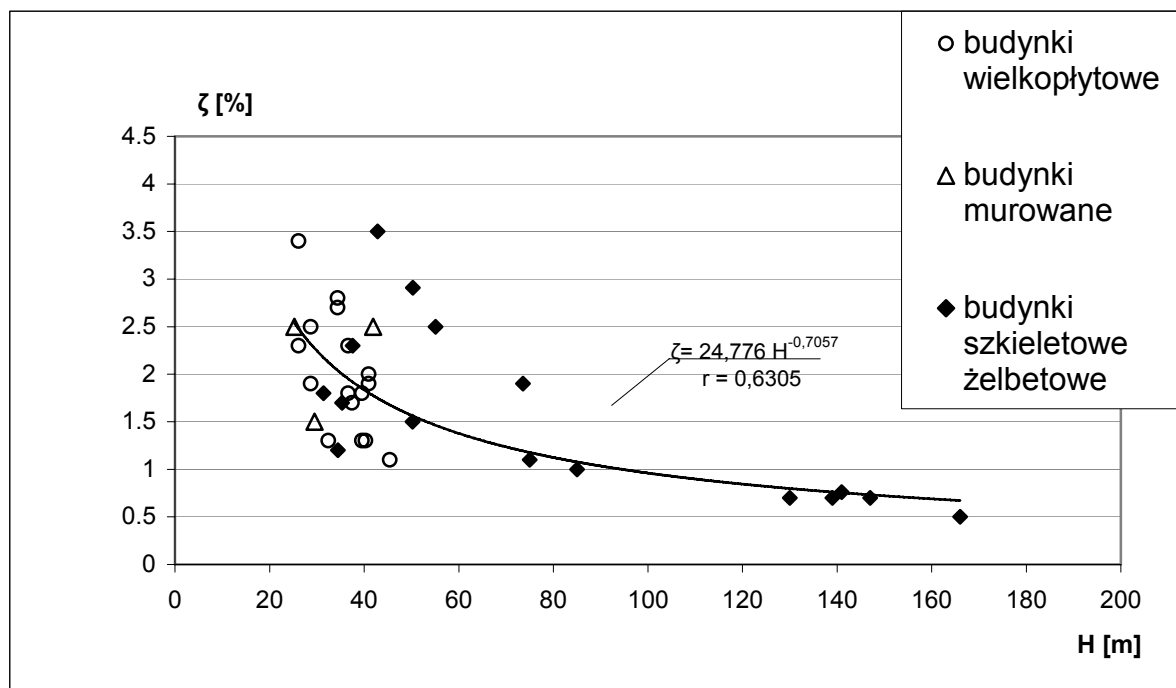
W [50] starano się uwzględnić również wpływ nasycenia budynku ściankami działowymi na wartości ułamka tłumienia krytycznego. W odniesieniu do budynków żelbetowych i stalowych o małym stopniu nasycenia ściankami działowymi, zaproponowano przyjmowanie wartości ułamka tłumienia krytycznego ζ_1 wg zestawienia podanego (za [50]) w tablicy 3.4. :

Tablica 3.4. Wartości ułamka tłumienia krytycznego ζ_1 w zależności od wysokości i rozwiązania materiałowo – konstrukcyjnego budynków o szkielecie żelbetowym i stalowym o małym stopniu nasycenia ściankami działowymi (za [50]):

Wysokość budynku H [m]	Budynki żelbetowe		Budynki stalowe	
	ζ_1 [%] - obszary asejsmiczne	ζ_1 [%] – obszary sejsmiczne	ζ_1 [%] - obszary asejsmiczne	ζ_1 [%] – obszary sejsmiczne
≤ 30	2,5	3,0	1,8	2,0
40	1,5	2,0	1,5	1,8
50	1,2	2,0	1,5	1,5
60	1,2	1,5	1,5	1,5
70	0,8	1,5	0,7	1,5
80	0,8	1,2	0,7	1,0
90	0,8	1,2	0,7	1,0
100	0,8	1,2	0,7	1,0
150	-	-	0,7	1,0
200	-	-	0,7	1,0

Na podstawie porównania wartości zestawionych w tabl. 3.2 – 3.4 zauważa się, że wartości ułamka tłumienia krytycznego odpowiadające budynkom o niskim stopniu nasycenia ściankami działowymi (obszary asejsmiczne) są wyraźnie mniejsze od przypisanych budynkom o dużym nasyceniu (obszary sejsmiczne) ściankami działowymi.

Na rys. 3.5 zestawiono (za [29]) wartości ułamka tłumienia krytycznego uzyskane z pomiarów na 46 budynkach o różnych rozwiązaniach konstrukcyjnych.



Rys. 3.5. Zależność między wartościami ułamka tłumienia krytycznego (ζ) a wysokością budynku (H) występująca w 46 budynkach o różnych rozwiązaniach materiałowo-konstrukcyjnych..

Biorąc pod uwagę wszystkie wyniki pomiarów związek między wartościami H i ζ opisano zależnością:

$$\zeta = 24,776 H^{-0,7057} \quad (3.14)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,6305$

W [29] podano również zależności między H i ζ wyznaczone oddzielnie w odniesieniu do każdego z rozważanych trzech rozwiązań materiałowo- konstrukcyjnych budynków. Otrzymano odpowiednio w odniesieniu do budynków wielkopłytkowych, murowanych i żelbetowych szkieletowych zależności wyrażone w postaci:

$$\zeta = 124,36 H^{-1,1734} \quad (3.15)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,6276$;

$$\zeta = 0,899 H^{0,2471} \quad (3.16)$$

przy współczynnik korelacji $r = 0,2315$;

$$\zeta = 40,492 H^{-0,8087} \quad (3.17)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,6322$.

Podanym wzorom odpowiadają stosunkowo małe wartości współczynnika korelacji r . Oznacza to, iż występuje dość duże rozproszenie wartości ułamka tłumienia krytycznego budynków o tych samych rozwiązaniach materiałowo-konstrukcyjnych i wysokościach. Na

wartość parametru opisującego tłumienie tych budynków wpływają więc inne ich cechy, które nie zostały wyodrębnione w zaproponowanym zakresie.

Oprócz wzorów empirycznych kształtowanych według zasad opisanych powyżej podejmowane są również próby przedstawienia zależności empirycznych między wartościami wielkości wyrażających charakterystykę dynamiczną budynku uzyskanymi w wyniku pomiarów na obiektach w skali naturalnej. Najczęściej wzory te wiążą wartości parametru opisującego tłumienie z częstotliwością drgań własnych budynku.

I tak w odniesieniu do budynków żelbetowych wspomnianą zależność opisano w [49] wzorem:

$$\zeta_1 = 0,014f_1 \quad (3.18)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,89$.

W odniesieniu do budynków o szkielecie stalowym zależność między podstawową częstotliwością własną i ułamkiem tłumienia krytycznego w [49] opisano wzorem:

$$\zeta_1 = 0,013f_1 \quad (3.19)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,65$.

Obydwie zależności odnoszą się do drgań o małej amplitudzie przyspieszenia drgań. W przypadku większych amplitud drgań zaproponowano w [49] wzory odnoszące się odpowiednio do budynków żelbetowych i stalowych:

$$\zeta_1 = 0,014f_1 - 0,0018 \quad (3.20)$$

$$\zeta_1 = 0,013f_1 + 0,0029 \quad (3.21)$$

W [29] podjęto próbę opisanie zależności między podstawową częstotliwością drgań własnych a odpowiadającym jej tłumieniem drgań budynków o różnych rozwiązaniach materiałowo- konstrukcyjnych.

Na rys. 3.6 wyniki pomiarów zestawiono w układzie współrzędnych: podstawowa częstotliwość drgań własnych f [Hz] - ułamek tłumienia krytycznego ζ [%].

Uwzględniając wszystkie wyniki pomiarów zapisano związek między wartością ułamka tłumienia krytycznego (ζ [%]) a podstawową częstotliwością drgań własnych (f [Hz]) w postaci:

$$\zeta = 0,7767 + 0,5754 f \quad (3.22)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,6270$.

Podobne zależności zapisano biorąc pod uwagę jedynie wyniki pomiarów odpowiadające poszczególnym rozwiązaniom materiałowo- konstrukcyjnym budynków. Otrzymano w przypadku budynków wielkopłytowych, murowanych i żelbetowych szkieletowych odpowiednio następujące zależności:

$$\zeta = - 0,3329 + 1,0536 f \quad (3.23)$$

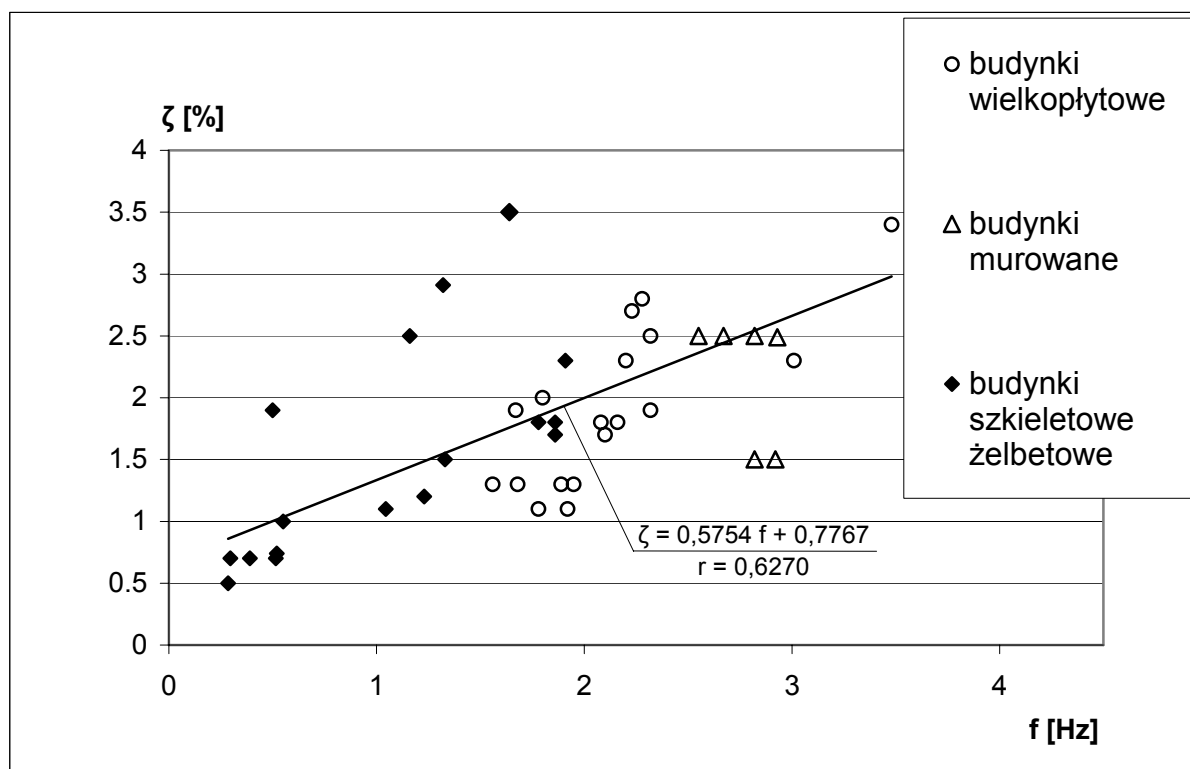
przy współczynniku korelacji $r = 0,7688$;

$$\zeta = 6,4649 - 1,5433 f \quad (3.24)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,4485$;

$$\zeta = 0,525 + 0,97 f \quad (3.25)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,6791$.



3.6. Wyniki pomiarów- wartości ułamka tłumienia krytycznego ζ i podstawowej częstotliwości drgań własnych f budynku z rozróżnieniem ze względu na jego rozwiązanie materiałowo- konstrukcyjne.

Największe rozproszenie wyników pomiarów uzyskano w przypadku budynków o konstrukcji murowanej. Zbiór danych pomiarowych był w tym przypadku niewielki. Jeśli ze zbioru rozważanych budynków zostaną wyłączone budynki murowane, to wzór (3.22) przyjmie postać:

$$\zeta = 0,6699 + 0,6641 f \quad (3.26)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,6534$.

Wzory uzyskane w [29] porównano ze wzorem przyjętym w projekcie normy [44], w którym zaproponowano wyznaczenie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań ze związku

$$\delta_s = b_1 + a_1 f_1 \quad (3.27)$$

w którym: f_1 – podstawowa częstotliwość drgań własnych, Hz,

a_1 , b_1 – współczynniki przyjmowane w zależności od materiału, z którego jest wykonany obiekt.

W przypadku budynków żelbetowych w [44] podano odpowiednio $a_1 = 0,045$ oraz $b_1 = 0,050$. Przy tych wartościach współczynnika i po uwzględnieniu związku między δ_s i ζ otrzymano:

$$\zeta = 0,796 + 0,716 f \quad (3.28)$$

Przeprowadzając dalsze porównania należy uwzględnić również to, że (3.28) odnosi się do wszystkich typów budynków żelbetowych.

Spotyka się również prace, w których we wzorze wiążącym ζ z f_1 występują wymiary geometryczne budynku. I tak np. w [21] podano następującą zależność:

$$\zeta = 0,01f_1 + 10^{\frac{\sqrt{B}}{2}} \cdot \frac{x_H}{H} \quad (3.29)$$

gdzie: B- wymiar poprzeczny w kierunku drgań, [m],
H – wysokość budynku, [m],
 x_H – wartość amplitudy przemieszczenia, [m].

Podany wzór odnosi się do wszystkich typów budynków. Iloraz x_H/H charakteryzuje rozwiązanie konstrukcyjno- materiałowe i jego wartość wynosi:

$$\frac{x_H}{H} = 5 \cdot 10^{-7} \div 2 \cdot 10^{-5} \quad \text{konstrukcje żelbetowe,}$$

$$\frac{x_H}{H} = 10^{-7} \div 10^{-4} \quad \text{konstrukcje stalowe.}$$

W [30] opisywane tu związki wyrażono wzorem:

$$\zeta = \frac{\alpha}{f_1} + \beta \cdot f_1 + \gamma \frac{x_H}{H} \quad (3.30)$$

gdzie: α i β – współczynniki zależne od rozwiązania materiałowo – konstrukcyjnego.

Na podstawie wyników pomiarów uzyskanych na 185 budynkach w [30] przypisano wartości współczynników α i β różnym rozwiązaniom materiałowym według poniższego zestawienia:

$\alpha = 0,0072$, $\beta = 0,0070$ budynki żelbetowe,
 $\alpha = 0,0032$, $\beta = 0,0078$ budynki stalowe,
 $\alpha = 0,0029$, $\beta = 0,0129$ budynki z kompozytów.

Z zależnościami zestawionymi powyżej wiążą się stosunkowo niskie współczynniki korelacji. Wzory te mogą więc być traktowane jako przybliżone.

W [17] badano, w jaki sposób na zmianę charakterystyki dynamicznej budynku wpływa wartość jego amplitudy drgań. Autor zauważył, że częstotliwość drgań własnych budynku przed wbudowaniem elementów drugorzędnych nie zależała w istotnym stopniu od amplitudy drgań (podczas pomiarów drgań zmieniano wartość amplitudy w przedziale ± 60 mm). Po zamontowaniu wszystkich elementów niekonstrukcyjnych stwierdzono, że częstotliwość drgań własnych zależy od amplitudy drgań. Wraz ze wzrostem amplitudy częstotliwość drgań własnych budynku malała.

Badano wpływ amplitudy drgań własnych budynku na wartość współczynnika tłumienia. Okazało się, że po zamontowaniu wszystkich elementów niekonstrukcyjnych wartość współczynnika tłumienia zależała od amplitudy drgań. Wpływ ten był wyraźnie zauważalny a wzrost amplitudy drgań wpływał na wzrost wartości współczynnika tłumienia ζ .

Podjęmowano również próby ukształtowania podobnych wzorów w odniesieniu do wyższych częstotliwości drgań własnych.

W [50] zaproponowano zależności typu

$$f_j = k_i f_i \quad (3.31)$$

dotyczące budynków szkieletowych stalowych.

Relacje zapisano następującymi wzorami:

$$f_2 = 3,05f_1 \quad (3.32)$$

przy współczynniku korelacji $r = 0,99$,

$$f_3 = 5,46f_1 \quad (3.33)$$

przy $r = 0,95$,

$$f_4 = 7,69f_1 \quad (3.34)$$

przy $r = 0,91$,

$$f_T = 1,34f_1 \quad (3.35)$$

przy $r = 0,94$.

gdzie: f_2, f_3, f_4 – to kolejna (druga, trzecia i czwarta) częstotliwość drgań własnych budynku,

f_T – częstotliwość drgań własnych skrętnych.

W odniesieniu do budynków żelbetowych szkieletowych w [50] podano zależność między częstotliwością drgań własnych skrętnych a podstawową częstotliwością drgań własnych:

$$f_T = 1,36f_1 \quad (3.36)$$

Nie podano tam jednak informacji o wartości współczynnika korelacji charakteryzującego powyższy wzór.

Podjęmowano próby opisanie związku między wartościami ζ odpowiadającymi wyższym częstotliwościom drgań własnych. W odniesieniu do budynków o szkielecie żelbetowym w [50] podano następującą zależność:

$$\zeta_{n+1} = 1,4\zeta_n \quad (3.37)$$

gdzie $n = 1, 2$.

W odniesieniu do budynków o szkielecie stalowym zależność powyższa modyfikuje się do postaci:

$$\zeta_{n+1} = 1,3\zeta_n \quad (3.38)$$

gdzie $n = 1, 2$.

W [50] zaznaczono również, że powyższe zależności sprawdzają się w odniesieniu do budynków wysokich. W stosunku do budynków niskich i średniej wysokości mogą one posłużyć jedynie do oszacowania wyznaczanych wartości.

3.2. Badanie wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynku.

Niewiele jest prac badawczych zajmujących się tą tematyką. Jedną z wcześniejszych jest [26], w której zestawiono wartości charakterystyki dynamicznej (tłumienia drgań) w różnych fazach realizacji budowli. W tabelicy 3.5. podano za [26] wyniki pomiarów dotyczące dwóch budynków.

Tablica 3.5. Zmiana tłumienia drgań w kolejnych fazach realizacji budowli.

Obiekt budowlany	Fazy budowy	δ_s [-]
Budynek użyteczności publicznej, osiemnastokondygnacyjny o wysokości 68,20 m. Trzon żelbetowy, obudowa zewnętrzna na słupach stalowych. Wymiary w rzucie: 21 x 21 m.	a) wykonano żelbetowy trzon, słupy stalowe, stropy, częściowo wykonano lekkie ściany zewnętrzne osłonowe,	0,06
	b) wykonano wewnętrzne ścianki działowe i większość robót wykończeniowych (instalacji)	0,12
Budynek dziewięciopiętrowy o wysokości 31 m. Szkielet stalowy obetonowany	a) wykonano szkielet stalowy, wylano beton stropu piwnicy i pierwszego pietra,	0,16 – 0,19
	b) zabetonowano stropy wszystkich kondygnacji,	0,15 – 0,18
	c) wypełniono szkielet ściankami i zamontowano elementy wykończenia: małe przemieszczenia duże przemieszczenia	0,23 0,30 – 0,39

Różnice w wartościach współczynnika tłumienia drgań między stanem realizacji budynku bez elementów niekonstrukcyjnych a końcowym etapem realizacji budynku mogą osiągać 100%. Zwiększenie tłumienia jest związane z usztywnieniem budynków po wbudowaniu elementów niekonstrukcyjnych.

Wpływ elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynków zauważono również w badaniach opisanych w [32]. Badano wpływ elementów niekonstrukcyjnych na wartości częstotliwości drgań własnych budynku. Pomiar przeprowadzono na ścianowych budynkach prefabrykowanych o pięciu kondygnacjach i o poprzecznym układzie ścian nośnych. W kierunku podłużnym w tych budynkach nie występowały ściany nośne (budynki 1A i 1B) albo co najwyżej znajdowała się jedna krótka ściana usztywniająca (budynki 2A, 2B i 2C). Elementami niekonstrukcyjnymi w tych budynkach były: bloki drzwiowe, ścianki osłonowe, ścianki działowe, bloki licznikowe i wentylacyjno - spalinowe. Wyniki pomiarów zamieszczono (za [32]) w tablicy 3.6. Wartości częstotliwości drgań własnych wszystkich tych budynków w obydwu kierunkach są zbliżone. Świadczy to o tym, że w kierunku podłużnym sztywność budynków zapewniają elementy niekonstrukcyjne.

Tablica 3.6. Wyniki pomiarów częstotliwości drgań własnych budynków w dwóch kierunkach (za [32]).

Budynek	Częstotliwość drgań własnych f_1 [Hz]	
	Kier. poprzeczny	Kier. podłużny
1A, 1B	6,4 – 6,5	4,2 – 4,4
2A	5,8	5,2
2B	5,4	4,7
2C	4,4 – 4,8	4,3

Już pisano w rozdziale 1 zwrócono uwagę na to, iż rolę elementów niekonstrukcyjnych w usztywnieniu budynków zauważono także podczas przeglądu budynków po trzęsieniach ziemi (np.[47],[34]).

W [12], [13] i [14] pomiarom podlegały budynki w skali naturalnej wybudowane w hali laboratoryjnej. Były to budynki o trzech typach rozwiązania materiałowo- konstrukcyjnego: konstrukcji szkieletowej stalowej [14], drewnianej [12] i żelbetowej [13]. W dwóch pierwszych budynkach badano wpływ elementów niekonstrukcyjnych na charakterystyki dynamiczne budynków, natomiast w [13] tylko wpływ wysokości na częstotliwość drgań własnych.

W [14] pomiarom dynamicznym podlegał 33,5 metrowy budynek ośmiokondygnacyjny o konstrukcji szkieletowej stalowej i wymiarach w rzucie 21 x 45 m. Pomiary dynamiczne przeprowadzono po każdym z pięciu etapów realizacyjnych budynku. Kolejne etapy realizacyjne tego budynku to: wybudowanie stalowej konstrukcji ramowej, dołączenie do stalowej ramy stalowej konstrukcji stropów, zalanie konstrukcji stropów lekkim betonem, wmontowanie wewnętrznych ścian, obciążenie budynku workami z piaskiem symulującymi obciążenie użytkowe. W tabl. 3.7. zestawiono (za [14]) wyniki pomiarów przeprowadzanych w kolejnych etapach.

Tablica 3.7. Zmiana częstotliwości drgań własnych i ułamka tłumienia krytycznego w pięciu etapach realizacji budynku stalowego (za [14]).

Stan realizacji	f [Hz]			ζ [%]		
	EW 1	NS 1	T 1	EW 1	NS 1	T 1
stalowe ramy	0,980	1,220	1,710	-	-	-
j. w.+ stalowa konstr. stropów	1,310	1,550	1,670	0,53	0,45	0,84
j. w. + zabetonowano stropy	0,690	0,830	0,890	-	-	-
j. w. + ściany zewn. i wewn.	0,750	1,310	1,640	-	-	-
j. w. + obciążenie statyczne	0,617	0,804	0,959	2,25	2,46	3,28

Z powyższego zestawienia wynika, że największe zmiany częstotliwości drgań własnych nastąpiły po drugim etapie realizacji budynku, w którym wbudowano stalową konstrukcję stropów. Zauważono też znaczną zmianę wartości ułamka tłumienia krytycznego pomiędzy 2 i 5 etapem realizacyjnym. W etapie 2 wybudowano tylko stalową konstrukcję budynku, natomiast w etapie 5 wykonano cały budynek. W konstrukcjach stalowych wpływ elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną, szczególnie na parametr opisujący tłumienie drgań jest więc znaczący.

W [12] pomiarom podlegał budynek ramowy o konstrukcji drewnianej i wysokości 19,5 m. Na podstawie pomiarów wyznaczono częstotliwości drgań własnych w kolejnych etapach budowy. Parametry charakteryzujące tłumienie wyznaczono w trzech wybranych stanach realizacyjnych. Wyniki zestawiono (za [12]) w tabl. 3.8:

Tablica 3.8. Częstotliwości drgań własnych (f) oraz wartości ułamka tłumienia krytycznego (ζ) w kolejnych fazach realizacji 6-kondygnacyjnego budynku o konstrukcji drewnianej.

Liczba kond.	f [Hz]			ζ [%]			Uwagi o wbudowaniu elementów niekonstrukcyjnych
	NS 1	EW 1	T1	NS 1	EW 1	T1	
1	9,92	13,43	17,33	-	-	-	
2	5,49	-	-	-	-	-	
3	4,00	5,58	7,32	-	-	-	
4	3,36	4,70	6,59	-	-	-	
5	2,78	3,20	-	-	-	-	
6	2,36	3,15	3,64	-	-	-	położono konstrukcję dachu
6	2,01	2,47	3,22	2,12	2,69	-	położono dachówki
6	2,76	2,87	4,27	3,19	2,29	-	schody + gipsowe ściany wewn. + murarka do 2 piętra
6	4,29	3,62	-	-	-	-	murarka do 4 piętra
6	4,90	3,82	-	-	-	-	murarka do 6 piętra
6	4,84	3,61	6,2	3,17	2,58	-	murarka ukończona
6	4,76	3,67	-	-	-	-	usunięto rusztowanie
6	4,79	3,40	-	-	-	-	zamontowano okna

Wartości częstotliwości drgań własnych na początku realizacji obiektu maleją wraz ze wzrostem wysokości budynku. Wbudowywanie kolejnych elementów niekonstrukcyjnych powoduje natomiast wzrost tych wartości. Z kolei wartości ułamka tłumienia krytycznego zwiększają się po wbudowaniu schodów i wszystkich ścian wewnętrznych.

W [17] zamieszczono wyniki pomiarów przeprowadzonych na budynku niskim o trzech kondygnacjach i o konstrukcji stalowej prefabrykowanej. Wysokość tego budynku wynosiła 9,32 m, a wymiary w rzucie prostokątnym to 9,43 x 3,94 m. Poza obrysem słupów na stropach każdej kondygnacji ukształtowano w kierunku podłużnym płyty wspornikowe o wymiarach 0,92 x 3,94 m. Wyniki pomiarów zamieszczonych w [17] są interesujące, ponieważ po każdym etapie realizacji budynku wyznaczano częstotliwości drgań własnych oraz odpowiadające tym częstotliwościom współczynniki tłumienia. Wyniki pomiarów opisanego budynku zestawiono tu (za [17]) w tablicy 3.9.

Tablica 3.9. Częstotliwości drgań własnych (f) oraz wartości ułamka tłumienia krytycznego (ζ) w kolejnych fazach realizacji stalowego budynku.

Stan konstrukcji	Częstotliwość f [Hz]		Tłumienie ζ [%]	
	NS 1	EW 1	NS 1	EW 1
Stalowe ramy + płyty stropowe z lekkiego betonu + schody	2,1	2,4	0,6	0,6
j. w.+ panelowe zewnętrzne ściany z lekkiego betonu o grubości 10 mm	1,9	3,0	1,0	2,8
j. w.+ wewnętrzne gipsowe płyty i sufity	2,3	5,5	2,3	3,5
j. w.+ działowe ścianki w kierunku NS	2,5	6,0	2,2	3,2

Zauważalny jest znaczący wpływ elementów niekonstrukcyjnych zarówno na parametr opisujący tłumienie jak i na wartości częstotliwości drgań własnych budynku.

W [33] badania przeprowadzono na budynku o konstrukcji stalowej. Konstrukcję nośną budynku o wysokości 30 m i wymiarach w rzucie 23,1 x 49,2 m stanowiły stalowe ramy połączone stalową konstrukcją stropów. Ta zaś była zalewana lekkim betonem. Ścianki wewnętrzne wykonano z bloczków z betonu lekkiego a zewnętrzne wykonano z ceramiki i połączono ze stalową konstrukcją budynku tylko przez stropy. Fundamenty budynku wykonano jako żelbetowe stopy i ławy. Budynek poddano badaniom w dwóch stanach realizacyjnych. Pierwszy odpowiadał wykonaniu konstrukcji stalowej wraz ze stropami zalanymi betonem, drugi - kompletnemu budynkowi wraz ze wszystkimi ścianami zewnętrznymi i wewnętrznymi. Wyniki pomiarów zestawiono (za [33]) w tabl. 3.10.

Tablica 3.10. Wyniki pomiarów budynku stalowego w dwóch etapach realizacyjnych (za [33]).

Kierunek	Rodzaj eksperymentu	Częstotliwość [Hz]			
		f ₁	f ₂	f ₃	f ₄
N-S	Czynny (stan 2)	1,32	3,96	5,04	6,82
	Bierny (stan 1)	1,26	3,53	-	-
	Bierny (stan 2)	1,51	4,75	-	-
E-W	Czynny (stan 2)	1,41	4,08	5,04	6,89
	Bierny (stan 1)	1,23	3,22	-	-
	Bierny (stan 2)	1,46	4,81	-	-
skrętny	Czynny (stan 2)	1,16	2,53	3,50	5,23
	Bierny (stan 1)	1,51	4,50	-	-
	Bierny (stan 2)	1,99	5,94	-	-

W powyższym zestawieniu widoczny jest wzrost częstotliwości drgań własnych po wbudowaniu ścian budynku.

Nie zawsze stwierdza się w wyniku pomiarów dynamicznych przeprowadzonych w różnych fazach realizacji budynku istotne zmiany w charakterystykach dynamicznych wywołane wmontowaniem elementów niekonstrukcyjnych. W [18] podano wyniki pomiarów budynku, który był przebudowywany w związku ze zmianą funkcji z biurowej na mieszkalną. Budynek biurowy miał 17 kondygnacji. Zrealizowano zaś budynek mieszkalny o 27 kondygnacjach. Do siedemnastej kondygnacji w budynku występowały elementy niekonstrukcyjne. W opisie nie podano typu rozwiązania konstrukcyjnego tego budynku. Masa nadbudowywanych pięter oraz ich wymiary w rzucie były znacząco mniejsze od występujących na 17 niższych kondygnacjach. To zapewne mogło być powodem braku istotnych różnic w charakterystykach dynamicznych przed i po wmontowaniu elementów niekonstrukcyjnych w górnej części budynku. Zestawienie wyników badań budynku przedstawiono (za [18]) w tablicy 3.11.

Tablica 3.11. Wyniki pomiarów budynku mieszkalnego w trakcie budowy (za [18]).

Stan realizacji budynku	Częstotliwość drgań własnych f [Hz]		Ułamek tłumienia krytycznego ζ [%]	
	Kierunek E-W	Kierunek N-S	Kierunek E-W	Kierunek N-S
Ukończono 18 kondygnacji	0,76	-	2,10	-
Ukończono 21 kondygnacji	0,62	0,72	0,87	1,03
Ukończono 25 kondygnacji	0,48	0,57	1,29	1,30
Ukończono 27 kondygnacji i wbudowano elementy niekonstrukcyjne	0,48	0,61	1,40	1,31

W [53] analizowano wpływ elementów drugorzędnych na charakterystykę dynamiczną budynku żelbetowego o 32 kondygnacjach. Wartości pomierzone zestawiono (za [53]) w tablicy 3.12. Zauważono, iż częstotliwości drgań własnych w rozważanych dwóch etapach realizacji nie zmieniły się. Wartości ułamka tłumienia krytycznego zmieniły się i to znacząco.

Tablica 3.12. Częstotliwości drgań własnych (f) oraz wartości ułamka tłumienia krytycznego (ζ) w stanie surowym i po włączeniu elementów niekonstrukcyjnych w 32-kondygnacyjnym budynku żelbetowym.

Nr częstotliwości i kierunek drgań	Przed wbudowaniem elementów drugorzędnych		Po wbudowaniu elementów drugorzędnych		Uwagi
	f [Hz]	ζ [%]	f [Hz]	ζ [%]	
NS 1	0,55	0,40	0,55	1,00	Elementy niekonstrukcyjne włączone do współpracy to: wbudowanie ścianek działowych, okładzin, wypełnienie otworów
EW 1	0,64	0,80	0,66	0,50	
T 1	1,29	-	1,29	-	
NS 2	2,30	-	2,27	-	
EW 2	2,93	0,14	2,93	0,17	
T 2	3,65	-	3,63	-	

Już z powyższego zestawienia wyników badań przeprowadzonych na budynkach w skali naturalnej wynika, że elementy niekonstrukcyjne wpływają na charakterystyki dynamiczne budowli. Stopień zmian zależy od rozwiązania materiałowo-konstrukcyjnego budynku oraz rodzaju i ilości samych elementów niekonstrukcyjnych. W literaturze przedmiotu prezentowane są głównie wyniki badań przeprowadzonych na budynkach stalowych albo wysokich budynkach żelbetowych. Brak jest także rozpoznania w odniesieniu do budynków o konstrukcji murowanej. W budynkach tego typu wpływ elementów niekonstrukcyjnych może również być znaczący, ze względu na ich masę i sztywność oraz różnorodność połączenia tych elementów z konstrukcją budynku.

Oprócz prac zawierających wyniki pomiarów występują publikacje, w których badany jest analitycznie wpływ elementów niekonstrukcyjnych na charakterystyki dynamiczne budynków. Istotnym elementem tych analiz jest modelowanie połączenia elementów niekonstrukcyjnych z konstrukcją budynku.

W [32] podano, iż podczas pomiarów dynamicznych budynków ścianowych stwierdzono wpływ elementów niekonstrukcyjnych na usztywnienie tych budynków. Badania przeprowadzono na kompletnie wybudowanych budynkach. Przeanalizowano na modelach obliczeniowych wpływ elementów niekonstrukcyjnych na wartości częstotliwości drgań własnych budynków. Występowały dwa rodzaje modeli obliczeniowych ustrojów płaskich: układ złożony ze wsporników ścian nośnych, współpracujących za pośrednictwem tarcz stropowych przegubowo połączonych ze ścianami oraz układ tworzony przez tarcze ścian nośnych współpracujące z tarczami stropów i połączone z nimi przegubowo. Do tak przyjętych modeli dołączono w kierunku podłużnym elementy niekonstrukcyjne w postaci wsporników lub tarcz odpowiednio w 1 i 2 modelu. Elementy niekonstrukcyjne były połączone z konstrukcją w sposób przegubowy. Kształtując modele budynków zdecydowano się na pominięcie podatności podłoża i przyjęto ich pełne zamocowania w poziomie stropów piwnic. Wyniki obliczeń zestawiono (za [32]) w tabl. 3.13.

Tablica 3.13. Częstotliwości drgań własnych f [Hz] modeli budynków opisanych w [32].

Model płaski	uwzględniono	Bud.	Bud.	Bud.	Bud.
		1A,1B f_1 [Hz]	1A,1B f_2 [Hz]	2A-2C f_1 [Hz]	2A-2C f_2 [Hz]
Tarczowy	Elementy nośne	0,35	1,25	4,08	14,95
	Elementy nośne + ściany osłonowe	3,16	9,18	5,56	18,06
	Elementy nośne + ściany osłonowe + bloki licznikowe i wentylacyjno spalinowe	4,98	17,54	5,89	20,41
Wspornikowy	Elementy nośne	0,59	3,17	4,19	15,94
	Elementy nośne + ściany osłonowe	2,67	8,03	5,09	17,60
	Elementy nośne + ściany osłonowe + bloki licznikowe i wentylacyjno spalinowe	4,78	18,28	4,22	16,42

W [14] przyjęto przestrzenny („3D”) model obliczeniowy budynku, na którym wcześniej wykonano pomiary dynamiczne w pięciu etapach jego budowy. W obliczeniach wykorzystano program LUCAS. Elementy ramy stalowej opisano jako elementy belkowe, stropy i ściany ukształtowano jako elementy powłokowe albo membranowe. Wszystkie elementy powiązano w sposób sztywny. W tabl. 3.14 zestawiono (za [14]) wyniki analizy numerycznej odpowiadającej modelom obiektu występującego w pięciu etapach realizacji budynku.

Tablica 3.14. Wyniki analizy obliczeniowej modelu stalowego budynku w pięciu etapach realizacyjnych.

Etap realizacyjny	Częstotliwość [Hz]					
	f ₁	f ₂	f ₃	f ₄	f ₅	f ₆
Rama stalowa	1,03	1,13	1,14	1,18	1,83	1,91
+ stalowe stropy	1,60	1,67	1,91	3,15	3,34	3,38
+ beton na stropach	0,75	0,77	0,89	2,54	2,66	3,15
+ ściany	0,89	1,95	2,78	2,83	4,39	4,49
+ obciążenie użytkowe	0,70	1,55	2,22	2,27	3,37	3,38

Wyniki zestawione w tablicy 3.14 należy porównywać z wynikami uzyskanymi podczas pomiarów, które zestawiono w tabl. 3.7. Stwierdza się, iż wartości obliczone są większe od pomierzonych. Można ten stan wiązać z przyjętym w modelu obliczeniowym sztywnym połączeniem elementów niekonstrukcyjnych z konstrukcją. W rzeczywistości sztywność tego połączenia może być mniejsza.

W [33] analizowano model budynku o konstrukcji stalowej utworzony za pomocą programu ETABS. Trójwymiarowy model („3D”) obliczeniowy składa się z płaskich ram połączonych ze sobą elementami powłokowymi. Ściany (zarówno zewnętrzne jak i wewnętrzne) uwzględniono w modelu jedynie przez dodanie ich masy, zaniehbując przez to sztywność tych elementów. Wyniki obliczeń podano (za [33]) w tabl. 3.15.

Tablica 3.15. Wyniki obliczeń modelu budynku o konstrukcji stalowej w dwóch etapach realizacyjnych (za [33]).

Kierunek	Etap realizacji	Częstotliwość [Hz]			
		f ₁	f ₂	f ₃	f ₄
N-S	Konstrukcja stalowa	1,18	3,25	4,60	6,82
	Konstrukcja + ściany	0,78	2,22	3,18	4,28
E-W	Konstrukcja stalowa	1,24	2,94	5,05	6,41
	Konstrukcja + ściany	0,82	1,95	3,24	4,68
skrętny	Konstrukcja stalowa	1,37	3,77	5,26	8,01
	Konstrukcja + ściany	0,90	2,53	3,52	5,12

W tabl. 3.9 zamieszczono wyniki pomiarów uzyskane na budynku będącym pierwowzorem modelu. Stwierdzono, że wartości częstotliwości drgań własnych otrzymane w wyniku obliczeń są wyraźnie mniejsze od uzyskanych w wyniku pomiarów. Włączenie w modelu jedynie masy elementów niekonstrukcyjnych powoduje zmniejszenie wartości częstotliwości drgań własnych w stosunku do wartości występujących w rzeczywistości.

W [53] podczas pomiarów stwierdzono brak wyraźnego wpływu elementów niekonstrukcyjnych wbudowanych w budynku wysokim na jego częstotliwości drgań własnych. Wykorzystano to spostrzeżenie uzasadniając pominięcie elementów niekonstrukcyjnych w kształtowaniu modelu obliczeniowego budynku.

W [4] zamieszczono wyniki obliczeń wpływu elementów niekonstrukcyjnych na częstotliwość drgań własnych. Autorzy [4] dysponowali wynikami pomiarów dynamicznych budynku o wysokości 280 m i 66 kondygnacjach. Konstrukcja budynku składała się

z wewnętrznego centralnego rdzenia żelbetowego o wymiarach 21,5 x 22,65 m, biegnącego przez całą wysokość budynku. Na zewnętrznym obwodzie budynku, którego rzut jest sześciokątem, znajdowały się dodatkowo żelbetowe słupy. Konstrukcję uzupełniały żelbetowe stropy. W [4] rozważano kilka modeli obliczeniowych budynku. Wyniki obliczeń wraz z wynikami pomiaru uzyskanego na zrealizowanym budynku zestawiono (za [4]) w tabl. 3.16.

Tablica 3.16. Częstotliwości drgań własnych [Hz] budynku wysokiego żelbetowego uzyskane przy przyjęciu pięciu różnych modeli obliczeniowych i porównanie ich z wynikami pomiarów.

Częstotliwość kierunek/numer	Pomiar	FEM1	FEM2	FEM3	FEM4	FEM5
X1	0,19	0,170	0,217	0,211	0,190	0,194
X2	0,70	0,885	0,896	0,586	0,803	0,831
X3	1,55	2,244	2,124	1,478	1,560	1,700
Y1	0,20	0,177	0,224	0,224	0,212	0,215
Y2	0,75	0,897	0,931	0,890	0,814	0,834
Y3	0,73	2,228	2,209	2,070	1,858	1,909
Z1	0,57	0,830	1,183	0,998	0,489	0,605
Z2	1,34	1,779	3,029	1,896	1,038	1,282
Z3	2,31	2,804	-	-	2,055	2,264

W analizie rozważano różne modele obliczeniowe budynku. najprostszym był model FEM1. Na wysokości stropu każdej kondygnacji przyjmowano węzeł o sześciu stopniach swobody dynamicznej. Każdemu takiemu węzłowi przypisano masę danej kondygnacji. Model FEM2 był modelem trójwymiarowym konstrukcji z rdzeniem kształtowanym jako jednolita powłoka bez otworów. Model FEM3 odpowiada modelowi FEM2, ale z uwzględnieniem głównych otworów występujących w konstrukcji (tzn. otworów szybów wind i klatek schodowych). FEM4- to rozbudowany model FEM3, w którym uwzględniono wszystkie otwory (również drzwiowe i okienne). I wreszcie model FEM5 był modelem, w którym do modelu FEM4 dołączono wewnętrzne ścianki działowe. Model FEM5 opisywał obiekt rzeczywisty. Ścianki działowe zostały w modelu przedstawione jako elementy powłokowe sztywno połączone z konstrukcją budynku. Wartości częstotliwości drgań własnych uzyskane w modelu FEM5 okazały się większe od wartości pomierzonych na tym budynku. Mogło to wynikać z przyjęcia sztywnego połączenia ścianek działowych z konstrukcją budynku.

Z zestawionych tu i porównywanych rezultatów obliczeń i pomiarów wynika, iż modelowanie połączenia elementów niekonstrukcyjnych z konstrukcją jako przegubowe może być najbliższe warunkom rzeczywistym. Sztywne zaś modelowanie połączenia między tymi elementami można przyjąć, gdy ścianki działowe będą zakotwione w ścianach nośnych i podmurowane do górnej części stropu. W innych przypadkach połączenie pomiędzy elementami niekonstrukcyjnymi i konstrukcją można modelować jako przegubowe lub częściowo usztywnione. Niektóre programy obliczeniowe umożliwiają uwzględnienie w obliczeniach częściowej redukcji sztywności połączenia między elementami niekonstrukcyjnymi i konstrukcją nośną.

4. Wyznaczanie charakterystyk dynamicznych budynków i program badań własnych.

Dynamiczne właściwości obiektu budowlanego zawarte są w jego charakterystyce dynamicznej. Najczęściej wyrażana jest ona za pomocą zbioru kilku początkowych częstotliwości drgań własnych, odpowiadających im postaci drgań oraz parametru opisującego tłumienie.

Już wcześniej podano, iż celem niniejszego opracowania jest rozpoznanie czy i w jakim stopniu elementy niekonstrukcyjne występujące w budynku wpływają na jego charakterystykę dynamiczną. Do osiągnięcia podanego celu należy przeprowadzić odpowiednie rozpoznanie na modelach obliczeniowych i zweryfikować je podczas pomiarów dynamicznych budynków.

W niniejszym rozdziale przedstawiono zastosowane procedury dotyczące analitycznego i doświadczalnego wyznaczania charakterystyk dynamicznych budynków, które zastosowano podczas realizacji niniejszej pracy.

4.1. Kształtowanie modelu obliczeniowego budynku i wyznaczanie jego charakterystyki dynamicznej.

Modele elementów skończonych kształtowano przy użyciu programów ABAQUS 6.4 (wersja CAE) i DIANA. W obydwu przypadkach analiza obliczeniowa polegała na wyznaczeniu wartości częstotliwości drgań własnych. Procedura obliczeniowa wyznaczania wartości częstotliwości drgań własnych zwana *FREQUENCY jest procedurą liniową opartą na technice wartości własnych. Problem wartości własnych wykorzystywany w obydwu programach obliczeniowych można zapisać w postaci:

$$(-\omega^2 M^{MN} + K^{MN})\phi^N = 0 \quad (4.1)$$

gdzie: M^{MN} – symetryczna macierz mas,
 K^{MN} – macierz sztywności,
 ϕ^N – wektor wartości własnych,
M i N – stopnie swobody.

Macierze mas i sztywności są tworzone w programach obliczeniowych poprzez wykorzystanie warunków geometrycznych elementów konstrukcji, stałych materiałowych oraz warunków związanych z obciążeniem budowli (warunków brzegowych elementów).

Warunki geometryczne elementów stanowiących konstrukcję wprowadza się w oparciu o bibliotekę elementów dostępnych w danym programie obliczeniowym. W celu wprowadzenia geometrii budowli można użyć elementów belkowych („beam”), powłokowych („shell”) oraz blokowych („solid”). W bardziej złożonych analizach można również wykorzystywać elementy takie jak: powierzchnie kontaktu („contact surfaces”), elementy interfejsowe („interface elements”), elementy liniowo – sprężyste („line spring elements”) itp. W przypadku modeli kształtowanych na potrzeby niniejszej pracy posługiwano się elementami powłokowymi nadając im 3 wymiar (grubość) - w przypadku programu DIANA, elementami blokowymi trójwymiarowymi oraz belkowymi definiując przekrój (dla modelu dachu) - w przypadku użycia programu ABAQUS.

Po wprowadzeniu geometrii konstrukcji definiowano materiały i przypisywano je poszczególnym elementom. W zastosowanych programach obliczeniowych możliwe jest wprowadzenie wielu własności materiałowych takich jak np.: własności akustyczne, elektryczne, termiczne itd. W przypadku analizy opisanej wzorem 4.1 niezbędne jest

wprowadzenie tzw. własności podstawowych (gęstość masy) oraz własności mechanicznych w zakresie sprężystym (moduł Younga E , współczynnik Poissona ν oraz moduł sprężystości przy ściskaniu G). Potrzebne stałe materiałowe podawane są w normach np. [40, 41, 42, 43] lub w literaturze (szczególnie cenne są wyniki badań z tego zakresu).

Własności mechaniczne w zakresie elastycznym definiowane są w programach obliczeniowych poprzez następującą zależność:

$$\sigma = D^{el} \varepsilon^{el} \quad (4.2)$$

gdzie: σ - całkowite naprężenie,

D^{el} - tensor elastyczności czwartego rzędu,

ε^{el} - całkowite elastyczne odkształcenie.

Definiując powyższą regułę przy pomocy modułu Younga E i współczynnika Poissona ν wzór 4.2 można przedstawić następująco:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} \quad (4.3)$$

gdzie: G - moduł ścinania wyrażony w postaci: $G = E/2(1 + \nu)$.

Na wyniki obliczeń w istotny sposób wpływają wartości stałych materiałowych takich jak moduł Younga E i współczynnik Poissona ν . Najwięcej trudności sprawia przyjęcie wartości modułu Younga w przypadku murów (w przypadku prostych materiałów takich jak żelbet czy drewno wartość modułu E jest dobrze rozpoznana normowo). Trudność ta wynika ze złożonego układu muru, który wykonany jest z elementów łączonych zaprawą. Pomocne mogą tu być szacunkowe wzory normowe (por. [42]), które ustalają wartości modułu Younga muru w zależności od procentowej ilości otworów w murze i od klasy zastosowanej zaprawy. Norma [42] zaleca posługiwanie się wynikami badań doświadczalnych w tym zakresie. W niniejszej pracy tam, gdzie było to możliwe posługiwano się wynikami badań doświadczalnych (np. [37]), w pozostałych przypadkach posługiwano się wzorem normowym.

Po przyjęciu stałych materiałowych należało wprowadzić warunki brzegowe (podparcia) i obciążeniowe. Stosując obydwie programy obliczeniowe uwzględniono siły bezwładności we wszystkich modelach budynków. We wstępnej analizie opisanej wzorem 4.1 stosowano pełne zamocowanie konstrukcji w podłożu poprzez zablokowanie możliwości przesuwu i obrotu w trzech prostopadłych kierunkach w tych węzłach elementów, które odpowiadały połączeniu konstrukcji z podłożem. W drugim etapie analizy uwzględniono współpracę budynków z podłożem poprzez zastosowanie zastępczego współczynnika sprężystości (w przypadku programu DIANA) albo w postaci obciążenia odporem gruntu (w przypadku programu ABAQUS).

Po ukształtowaniu modelu wraz ze wszystkimi niezbędnymi własnościami materiałowymi i obciążeniowymi należało model podzielić na elementy skończone. W programie DIANA posługiwano się elementami powłokowymi. W tym przypadku siatka elementów skończonych została ukształtowana z elementów trójkątnych 6-węzłowych. W programie ABAQUS dla zastosowanych elementów blokowych została ukształtowana siatka

elementów skończonych z ostrosłupów o podstawie trójkąta. W trakcie kształtowania siatki elementów skończonych w programie ABAQUS modyfikowano ją poprzez wprowadzanie tzw. „sztucznego podziału” w celu uniknięcia błędów analizy.

Po wykonaniu opisanych czynności można było przystąpić do analizy. Wprowadzono minimalną liczbę częstotliwości drgań własnych, jaka będzie obliczana. Za każdym razem wstępnie ustalano liczbę częstotliwości drgań własnych równą 50. Nie zawsze była to liczba wystarczająca. W zaawansowanych modelach (w szczególności z drewnianym dachem) uwidaczniały się lokalne postacie drgań wynikające z drgań pojedynczych ścian, stropów czy belek więźby dachowej. Konieczne więc było zwiększenie wymaganej liczby częstotliwości drgań własnych wyznaczanych w analizie. Eliminacja lokalnych postaci drgań z rozważań mogła następować na podstawie analizy kształtu postaci drgań własnych określanej (w „visual’u”) w wynikach analizy.

Do porównania wyników obliczeń z wynikami pomiarów uwzględniano tylko postacie drgań o charakterze globalnym.

4.2. Doświadczalne wyznaczanie charakterystyki dynamicznej budynku.

W pomiarach dynamicznych zawsze występują trzy główne elementy:

- opracowanie programu pomiarów,
- realizacja eksperymentu,
- analiza wyników eksperymentu.

Opracowując program pomiarów należy jednocześnie odpowiedzieć na następujące pytania (por.[25]):

- jaki rodzaj eksperymentu (czynny, bierny) będzie realizowany?
- w jaki sposób będą wymuszane drgania budowli?
- jaka aparatura pomiarowa będzie zastosowana w torze pomiarowym?
- gdzie należy założyć punkty pomiarowe?
- w jaki sposób przeprowadzona będzie akwizycja i analiza danych pomiarowych?

W pomiarach własnych, które opisane zostaną w dalszej części pracy stosowano:

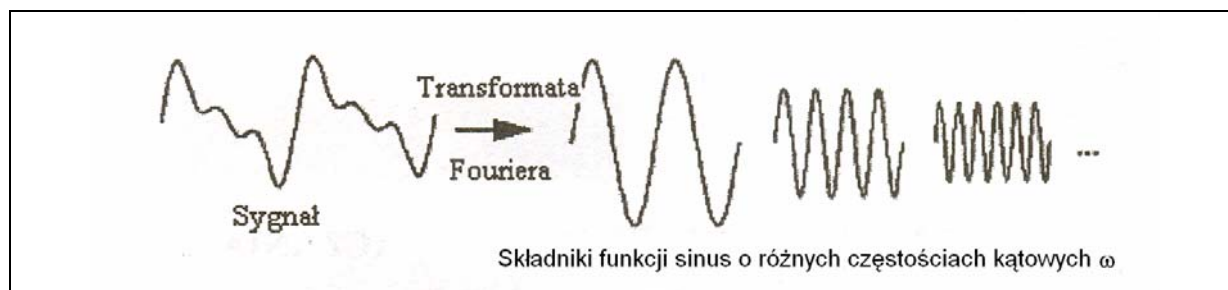
- eksperyment czynny wprowadzając jako źródło drgań budynku wibrator usytuowany poza budynkiem, generujący drgania o zadanej częstotliwości,
- akcelerometry współpracujące ze wzmacniaczami usytuowane w punktach pomiarowych w dolnej części budynku (fundament, ściana piwnicy w poziomie terenu) i w górnej części budynku (w poziomie stropu najwyższej kondygnacji), a pomiar dotyczył składowych poziomych drgań budynku (kierunki: x i y),
- rejestrator cyfrowy do zapisu drgań budynku.

Pomiary dynamiczne realizowane w związku z niniejszą pracą miały doprowadzić do uzyskania informacji o wartościach charakterystyk dynamicznych wybranych, zrealizowanych budynków. Jest już wiele prac poświęconych doświadczalnemu wyznaczaniu częstotliwości drgań własnych budynków na podstawie pomiarów dynamicznych (por. np. [1], [36], [16]). W wyniku pomiarów otrzymuje się zapisy cyfrowe zmian wartości mierzonych wielkości w czasie. Są one przedstawione jako wibrogramy. W [3] podano różne metody analizy wibrogramów. W dalszej części niniejszego opisu zestawione będą informacje o zastosowanych tu metodach takiego opracowania wibrogramów, które umożliwiają uzyskanie wyznaczanych doświadczalnie wielkości charakteryzujących właściwości dynamiczne badanych budynków. Stosowano więc przede wszystkim analizę struktury częstotliwościowej wibrogramów. Polega ona na wykorzystaniu transformaty Fouriera.

Transformatę Fouriera funkcji $x(t)$ opisuje związek:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)e^{-i\omega t} dt \quad (4.1)$$

Graficzny obraz wyznaczania transformaty podano (za [46]) na rys. 4.1.:



Rys. 4.1. Ilustracja graficzna wyznaczania transformaty Fouriera danego sygnału (np. [2], [45]).

W wyniku postępowania, które schematycznie przedstawiono na rys. 4.1. otrzymuje się wykres funkcji $F(\omega)$, której rzędne są równe amplitudom funkcji sinus o różnych częstościach kątowych ω . Można wyznaczać częstości kątove drgań własnych stosując się także: spektrogram (por. np. [10]) albo analizę falkową (por. np.[2]). Ta pierwsza sytuacja występuje, jeśli bada się zmiany częstości kątowych w różnych częściach wibrogramu.

Jeśli wzbudzenie drgań ma charakter nagły (impuls), to wówczas obiekt odpowie na nie drganiami własnymi o różnych częstościach własnych. Będą to drgania tłumione. Do badania struktury częstościowej takiego wibrogramu można zastosować transformatę Fouriera. Można również zastosować jako wymuszenie drgań urządzenie wibracyjne o stałej albo zmiennej w zadany sposób częstości wymuszenia. Wówczas wibrogram w ruchu ustalonym przedstawia wykres harmoniczny lub odcinkami harmoniczny. W końcowej fazie po nagłym wyłączeniu wibratora- wykres drgań będzie miał charakter drgań tłumionych. Tak otrzymane wibrogramy zawierają również informacje o charakterystykach dynamicznych badanego obiektu.

Wibrogramy uzyskane w różnych punktach pomiarowych podczas wzbudzania drgań z częstością odpowiadającą częstości drgań własnych zawierają informacje postaciach drgań własnych badanego obiektu

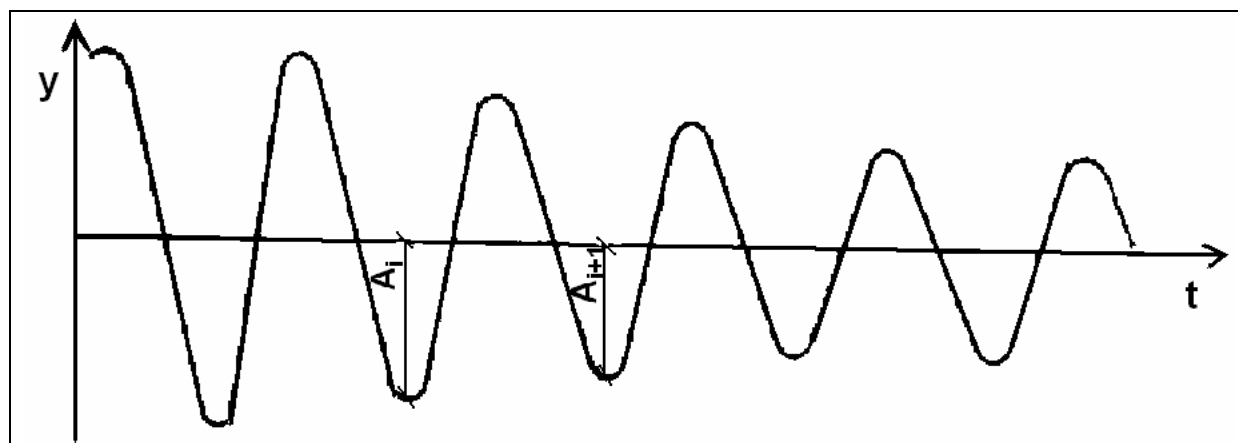
Parametr opisujący tłumienie drgań uzyskuje się w wyniku pomiarów dynamicznych na obiektach w skali naturalnej. Najczęściej tłumienie opisuje się za pomocą wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia δ (por. np. [8]) wyznaczanego według wzoru:

$$\delta = \ln \frac{A_i}{A_{i+1}} \quad (4.3)$$

gdzie: A – amplitudy drgań w kolejnych, następujących po sobie okresach wyznaczone z wibrogramu drgań tłumionych w wybranym punkcie pomiarowym.

Logarytmiczny dekrement tłumienia δ otrzymuje się z odcinka drgań gasnących wibrogramu odpowiadającego danej częstości własnej. Wibrogram o jednej wybranej częstości można otrzymać wzbudzając drgania budynku z tą częstością.

Ilustrację wyznaczania logarytmicznego dekrementu tłumienia z wibrogramu o jednej częstości drgań własnych przedstawiono na rys. 4.2.



Rys. 4.2. Ilustracja graficzna wyznaczania δ z wibrogramu (za[8]).

Można również wyznaczyć wartość parametru opisującego tłumienie z krzywej rezonansowej (por. np. [26]). Jeśli częstotliwości drgań własnych są wyraźnie od siebie odseparowane stosować funkcje falkowe (por. np. [2]) albo funkcje autokorelacji (por. np. [15]) a także technikę dekrementu losowego (por. np. [22, 31]).

4.3. Program badań własnych.

W celu rozpoznania wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystyki dynamiczne budynków przewidziano wykonanie badań doświadczalnych na obiektach w skali naturalnej. Przeprowadzenie takich badań uznano za niezbędne gdyż:

- jedynie w wyniku pomiarów na obiektach w skali naturalnej możliwe jest wyznaczenie parametru opisującego tłumienie drgań tych obiektów,
- kształtując różne modele obliczeniowe i zamierzając wybrać model najlepiej opisujący stan rzeczywisty trzeba dysponować danymi o stanie odniesienia, a ten najlepiej określają wyniki pomiarów.

1. Wybór obiektów badań.

Zadanie dotyczy zbadania wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynków murowanych. Wybrano więc jako obiekty badań budynki o takim rozwiązaniu materiałowo- konstrukcyjnym.

W trakcie przygotowań do badań własnych natrafiono jednak na trudności. Były to głównie trudności o charakterze organizacyjnym. Uzyskanie zgody na przeprowadzenie badań od inwestora albo wykonawcy budynku wiązało się z dużymi utrudnieniami. Wynikały one nie tylko z faktu, iż przeprowadzenie pomiarów w różnych etapach realizacyjnych (etap wybudowania samej konstrukcji, etap uzupełnienia konstrukcji elementami niekonstrukcyjnymi) przeważnie nie było możliwe. Przy współczesnym tempie prac budowlanych często nie występuje wyraźnie rozgraniczona faza zbudowania tylko konstrukcji od fazy wbudowania do konstrukcji elementów niekonstrukcyjnych.

Wybór budynków do pomiaru był także związany z możliwością ustawienia w odpowiednim oddaleniu od budynku urządzenia wzbudzającego drgania (wibratora). Urządzenie to wymaga pewnej przestrzeni nie uzbrojonej w sieci wodno-kanalizacyjne i gazowe. Współczesne place budowy są ciasne i często nie ma na nich miejsca na bezkolizyjne ustawienie tak dużego urządzenia wzbudzającego drgania jakim posługiwano się w trakcie pomiarów.

Pomimo tych trudności udało się wybrać budynki, na których można było przeprowadzić badania według wymaganego programu. Pomiarzy przeprowadzono na dwóch zestawach

budynków. Pierwszy z nich stanowiły dwa identyczne budynki wysokie o konstrukcji ścianowej żelbetowo – murowanej. Podczas badań znajdowały się one w dwóch różnych stanach realizacyjnych. W drugim zestawie występowały trzy budynki niskie o konstrukcji ścianowej murowanej. Pomiary na tych budynkach wykonano w różnych etapach ich realizacji. Ponadto w celu sprawdzenia przyjętej metodyki pomiarowo – interpretacyjnej przeprowadzono badania pilotażowe. Wybrano w tym celu dwa budynki o konstrukcji drewnianej przeznaczone do rozbiórki. Tak więc łącznie przeprowadzono pomiary na 7 różnych budynkach, które dokładniej będą opisane w dalszej części pracy.

Wybór obiektów do badań dynamicznych nie jest więc sprawą prostą i wymaga rozpoznania możliwości realizacji pomiarów w odpowiednich etapach budowy oraz uzyskania wszelkich pozwoleń.

2. Wybór sposobu wzbudzenia drgań.

Wybór metody badań prowadzącej do uzyskania informacji o charakterystyce dynamicznej budowli zależy od zastosowanej wielkości wejściowej (wymuszenia drgań). Można wyróżnić dwa rodzaje eksperymentów: czynny i bierny. Eksperyment czynny polega na wzbudzeniu drgań budowli w sposób kontrolowany przez prowadzącego badania. W przypadku zaś eksperymentu biernego wymuszenie drgań ma charakter losowy wynikający z działań eksploatacyjnych na budowlę. Najczęściej w eksperymencie czynnym stosuje się jako wymuszenie:

- wibrator generujący drgania o stałej, ale zmienianej częstotliwości,
 - nagle zwolnienie liny wstępnie napiętej i zamocowanej do budowli oraz do punktu poza budowlą,
 - rytmiczne kołysanie się ludzi na najwyższej kondygnacji,
 - wzbudzenie drgań podłoża pod budowlą za pomocą urządzenia działającego dynamicznie.
- Podczas eksperymentu biernego wykorzystuje się do wzbudzenia drgań działania występujące w czasie eksploatacji budowli, do których zalicza się np.:
- słabe porywy wiatru,
 - mikro ruchy podłoża pod budowlą,
 - pracę maszyn umieszczonych na budowli.

Każdy z wymienionych sposobów wzbudzenia drgań ma zalety i wady. Każdorazowo trzeba przeprowadzić pełniejszą analizę sytuacji pomiarowych, aby wybrać najkorzystniejszą z metod wzbudzenia drgań. I tak zastosowanie eksperymentu biernego w przypadku budynków wysokich, wrażliwych na działanie wiatru może prowadzić do uzyskania dobrych rezultatów. Pomiary tego typu przeprowadza się na dużą skalę w Japonii (por.[51]). Eksperyment bierny umożliwił autorom tych badań uzyskanie nie tylko wartości kolejnych częstotliwości własnych, ale także parametrów tłumienia. Zastosowano tam technikę dekrementu losowego (por.[22]).

Z kolei zastosowanie eksperymentu czynnego w zależności od przyjętego sposobu wymuszenia może być ograniczone jeśli będzie stosowane w badaniach budynków. I tak np.: zastosowanie wstępnego naciągu liny (por.[9]) oraz wzbudnika mechanicznego (por.[18]) jest ograniczone wartością siły wymuszającej uzyskiwanej podczas pomiarów. Wzbudzenie drgań niskich, sztywnych budynków wymaga bowiem dużej wartości tej siły. W innej znowu sytuacji dobre rezultaty uzyskiwano stosując jako wzbudzenie drgań rytmiczne kołysanie się ludzi na najwyższej kondygnacji wysokiego budynku. W tabl. 4.1 zestawiono zalety i wady eksperymentów opisanych powyżej:

Tablica 4.1. Porównanie eksperymentu biernego i czynnego.

Metoda Cecha	Eksperyment bierny	Eksperyment czynny (ogólnie)
Łatwość wzbudzenia	duża	różna w zależności od obiektu
Trudności w analizie	duże	małe
Jakość rezultatów	średnia-im dłuższa rejestracja i większa liczba danych tym lepsza	bardzo dobra przy odpowiedniej interpretacji
Liczba danych	duża	mała
Czas rejestracji	długi	krótki

Na podstawie analizy różnych sposobów wzbudzenia drgań budynków podczas eksperymentu czynnego wybrano jako źródło drgań urządzenie wibracyjne. Drgania generowane przez to urządzenie przekazywane są na podłoże. Takim urządzeniem wibracyjnym jest wibrosejs typu Mark III (por. rys. 4.3).



Rys. 4.3. Wibrosejs typu Mark III

Drgania podłoża wzbudzane są ruchem płyty wibracyjnej przyciśniętej do górnej powierzchni gruntu. Wibrosejs Mark III wzbudza drgania harmoniczne od 7 Hz wzwyż oraz umożliwia realizację ciągłej zmiany częstotliwości (tzw. „sweep” liniowy) w zakresie od 7 do 100 Hz.

Podobnym urządzeniem stosowanym również podczas pomiarów własnych jest wibrosejs nowszego typu: Mark IV. Pokazano go na rys.4.4.



Rys. 4.4. Wibrosejs typu Mark IV.

Ze względu na duże gabaryty Marka IV oraz na korzystniejsze niż w wibrosejsie Mark III rozwiązania hydrauliczne, Mark IV może wzbudzać drgania podłoża już od 5 Hz wzwyż. Podobnie jak w przypadku Marka III za pomocą urządzenia Mark IV można realizować „sweeepy” liniowe i logarytmiczne oraz wzbudzać drgania podłoża o stałej, wybranej częstotliwości. Siła wzbudzająca uzyskiwana za pomocą wibrosejsu Mark IV jest większa niż w Marku III (np. przy 30% mocy tego urządzenia wynosi 76 kN).

3. Dobór punktów pomiarowych.

W większości pomiarów ze względu na przestrzenny charakter drgań, w jednym punkcie pomiarowym prowadzono pomiar w jednym (pionowym) albo dwóch (poziomych) kierunkach x, y, z- gdzie x i y to poziome kierunki drgań, natomiast z- kierunek pionowy. Kierunek x był przyjmowany zgodny z kierunkiem wymuszenia drgań.

Ogólne informacje o doborze punktów pomiarowych podano np. w [19], [48] i [52]. Wykorzystano je dobierając punkty pomiarowe na obiektach objętych badaniami własnymi.

W punktach pomiarowych mocowano czujniki przyspieszeń drgań (akcelerometry).

4. Przebieg eksperymentu.

Po przyjęciu sposobu wymuszenia drgań budynku oraz ustaleniu usytuowania punktów pomiarowych przystępowano do realizacji eksperymentu. W przebiegu eksperymentu można wyróżnić następujące etapy:

- **rozmieszczenie czujników w punktach pomiarowych.** Przykład umieszczenia czujników w punkcie pomiarowym podano na rys. 4.5.



Rys. 4.5. Kostka aluminiowa z akcelerometrami umiejscowiona w punkcie pomiarowym.

W celu zredukowania wpływu warunków zewnętrznych na wyniki pomiarów stosuje się specjalne osłony na czujniki. Na rys.4.6 pokazano czujniki z osłonami zabezpieczającymi.



Fot.4.6. Czujniki z osłonami zabezpieczającymi.

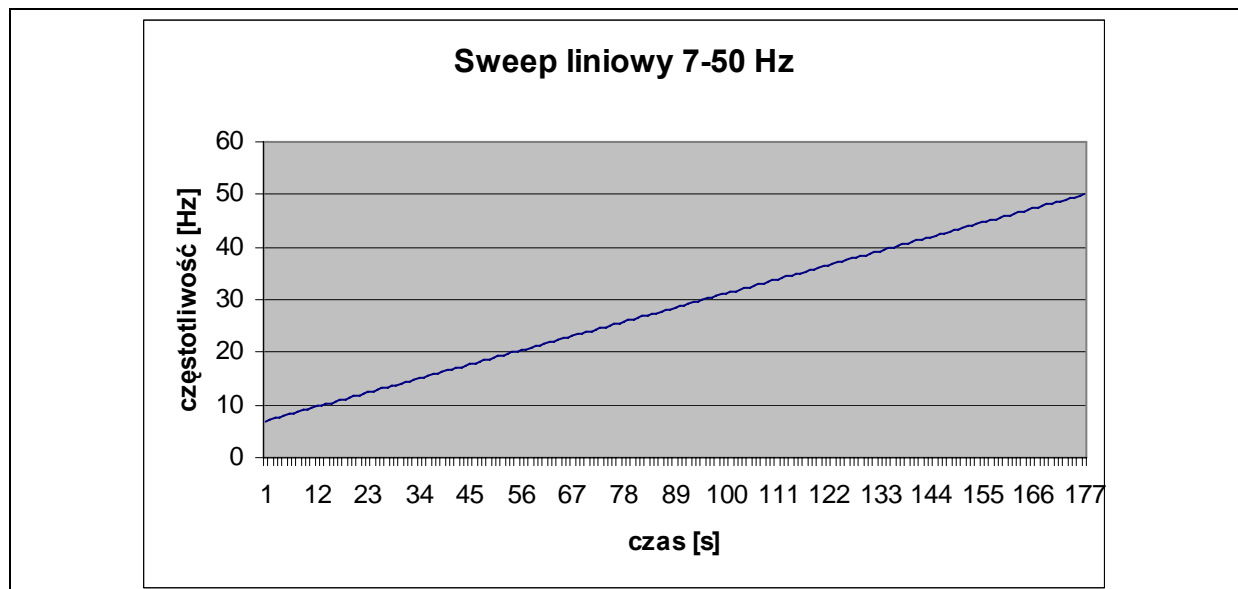
- **połączenie elementów toru pomiarowego.** W torze pomiarowym występują czujniki ze wzmacniaczami i rejestratorem. Do rejestracji przyspieszeń drgań posłużono się rejestratorem cyfrowym wyposażonym w program do rejestracji sygnału ESAM (por. rys. 4.7).



Rys. 4.7. Rejestrator cyfrowy.

- **realizacja wymuszenia i rejestracja przyspieszeń drgań.** Wymuszenie realizowano przy użyciu urządzeń typu Mark III albo Mark IV. Na początku pomiarów kalibrowano ustawienia zadając wstępne wartości wymuszenia drgań. Po tym etapie można było już rozpocząć realizację zaplanowanego eksperymentu.

W celu rozpoznania właściwości dynamicznych konstrukcji każdorazowo na początku pomiarów stosowano wymuszenie w postaci „sweeput” liniowego (od najmniejszej możliwej częstotliwości do 50 Hz) z różną mocą wibroesejsu w zależności od typu urządzenia i jego odległości od konstrukcji (z reguły było to 30% mocy). Charakterystykę takiego „sweeput” liniowego od 7 do 50 Hz trwającego 3 minuty przedstawiono na rys. 4.8.



Rys.4.8. Zmiany częstotliwości wymuszenia podczas „sweeput” liniowego trwającego 3 minuty w przedziale częstotliwości od 7 do 50 Hz.

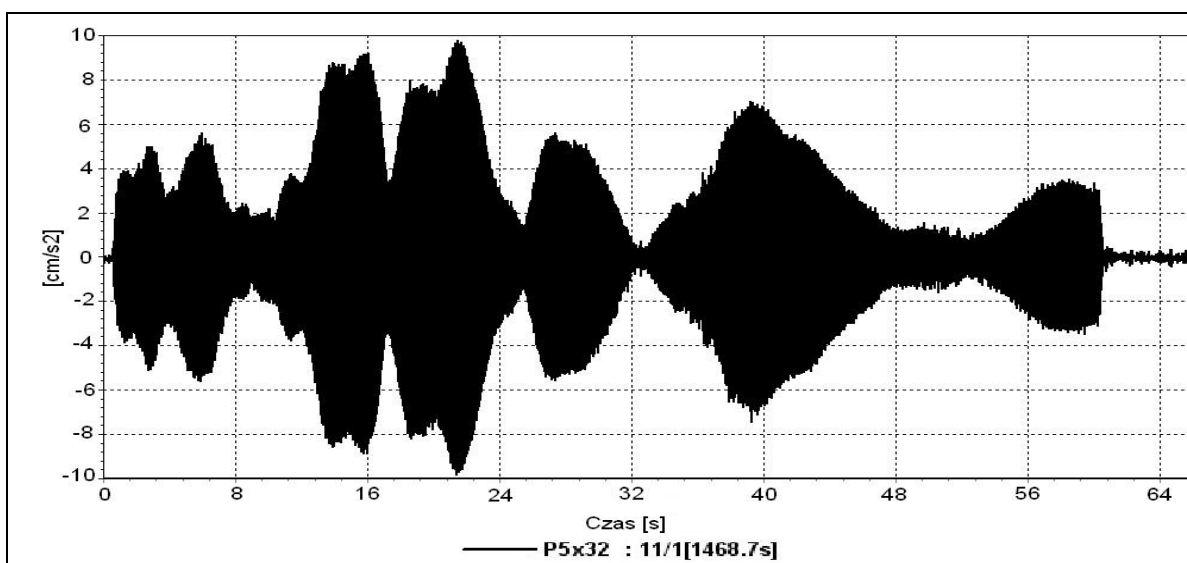
Z analizy reakcji budynku na takie wymuszenie uzyskuje się informacje o kolejnych wzmocnieniach występujących w wibrogramie i odpowiadających częstotliwościom własnym budynku (por. rys. 4.9).

Po wstępnym rozpoznaniu częstotliwości drgań własnych realizuje się wymuszenie w krótkich przedziałach zmian częstotliwości (np. 8-10 Hz spodziewając się częstotliwości drgań własnych w otoczeniu 9 Hz). W celu pełniejszego rozpoznania oraz weryfikacji wyników pomiarów, a głównie w celu określenia wartości parametru opisującego tłumienie drgań, wzbudza się drgania budynku stałą częstotliwością. Stosuje się wartości wymuszenia drgań konstrukcji o częstotliwościach w pobliżu przewidywanej częstotliwości drgań własnych (np. 8, 9 i 10 Hz, jeśli spodziewana jest częstotliwość drgań własnych równa 9 Hz). W trakcie pomiaru należy stosować tą samą siłę wymuszającą tzn. nie można zmieniać mocy wibroresjsu.

5. Analiza i interpretacja pomiarów dynamicznych.

Procedurę analizy zarejestrowanego wibrogramu przeprowadza się w następujących etapach:

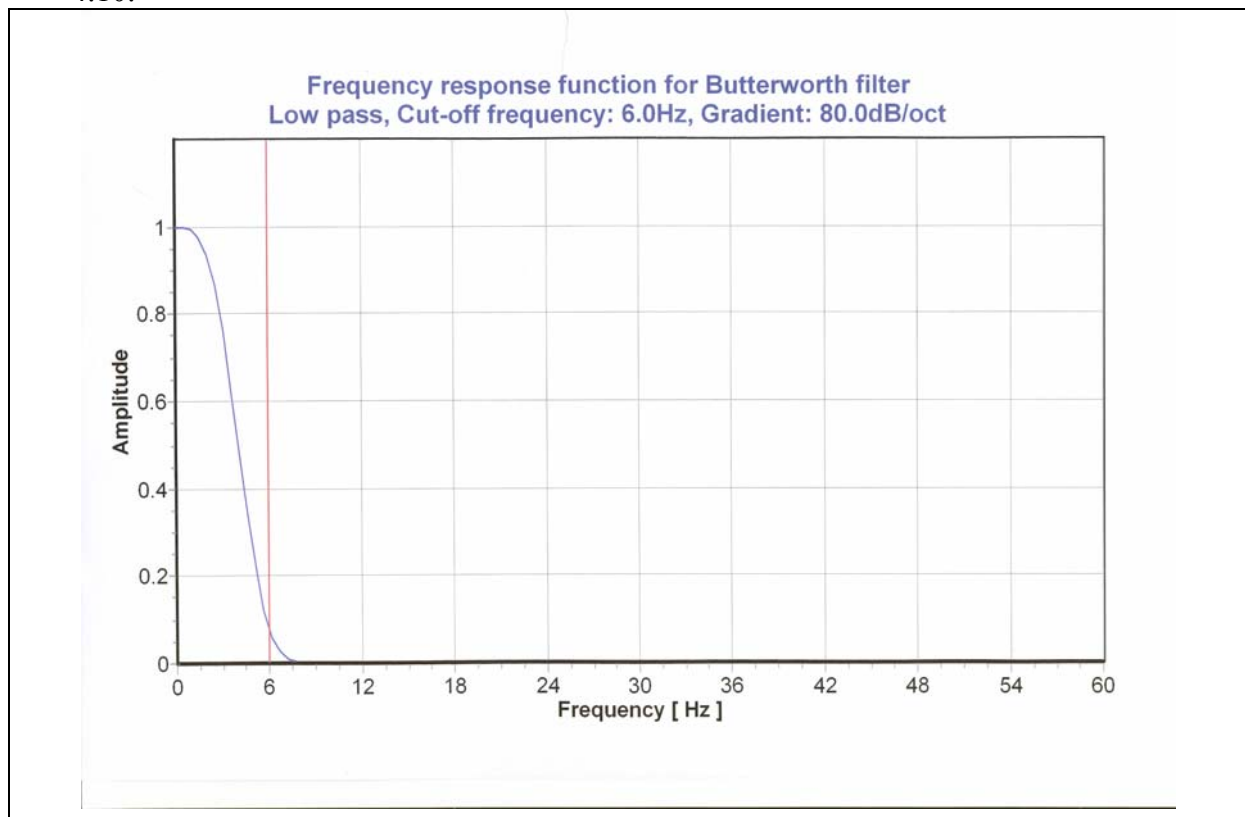
- **rozpoznanie częstotliwości drgań własnych.** Wstępne rozpoznanie częstotliwości drgań własnych następuje już w trakcie trwania pomiarów. Na wibrogramie zarejestrowanym podczas „sweeput” widoczne są wzmocnienia sygnału. świadczą one o wystąpieniu kolejnych częstotliwości rezonansowych. Porównując wibrogram z wykresem „sweeput” liniowego odpowiadającym temu wymuszeniu (np. rys. 4.8) można odczytać wartości częstotliwości drgań odpowiadające kolejnym wzmocnieniom sygnału. Wyznacza się okres drgań własnych T_i i odpowiadającą mu częstotliwość własną f_i . Przykład wibrogramu z widocznymi wzmocnieniami sygnału przedstawiono na rys. 4.9.



Rys. 4.9. Wibrogram uzyskany w wyniku działania wymuszenia typu „sweep”.

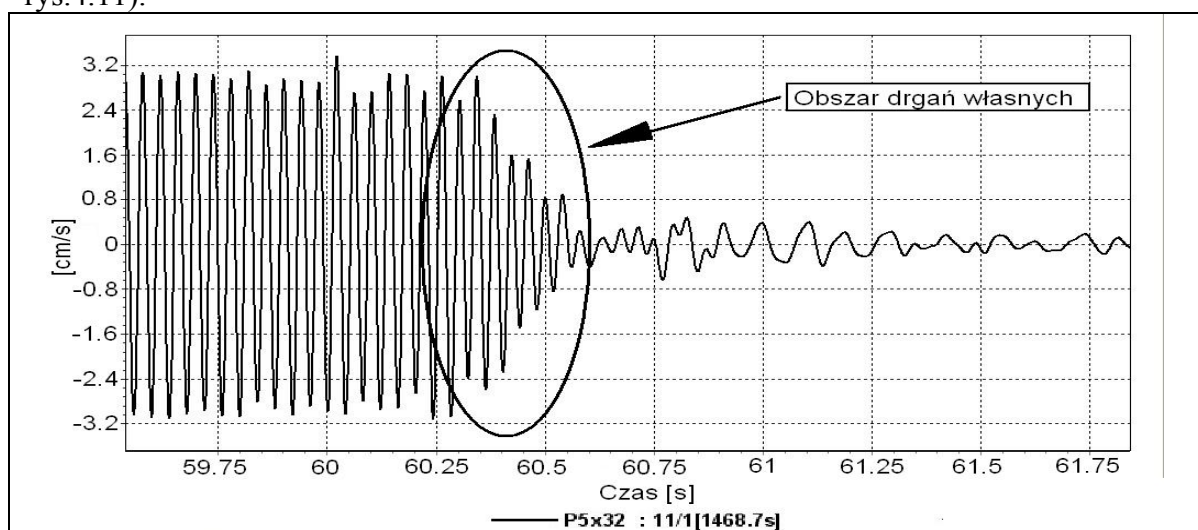
Dokładniejszą analizę wibrogramu można przeprowadzić za pomocą programu ESAM. W programie tym występuje możliwość zastosowania transformaty Fouriera. Na początku przeprowadza się analizę FFT zarejestrowanych długich „sweepów” z przedziałów 5-50 Hz , 7-50 Hz, 5-25 Hz czy 7-25 Hz. Uwidaczniają się wówczas lokalne maksima, które odpowiadają częstotliwościom drgań własnych budynku. Następnie przeprowadza się analizę FFT wibrogramów uzyskanych podczas krótkich „sweepów” (np. 8-10 Hz) w celu potwierdzenia wyznaczonej wartości częstotliwości drgań własnych.

- **cyfrowa filtracja sygnału.** Jeśli kolejne częstotliwości drgań własnych sytuują się stosunkowo blisko siebie przeprowadza się filtrację sygnału. Obecnie w programach do analizy sygnału dostępne są różne typy filtrów. Program ESAM dysponuje wieloma możliwościami w tym zakresie. Przykład charakterystyki jednego z filtrów podano na rys. 4.10.



Rys. 4.10. Filtr dolnoprzepustowy Butterwortha o częstotliwości odcięcia 6 Hz i gradientie 80dB/oct.

- **wyznaczenie parametru opisującego tłumienie drgań.** W wyniku analizy wibrogramu odfiltrowanego z jedną częstotliwością wyznacza się wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań. Można też korzystać z końcowego odcinka wibrogramu, w którym wymuszenie przestało nagle działać (odcinek wygaszania sygnału zaznaczono na rys.4.11).



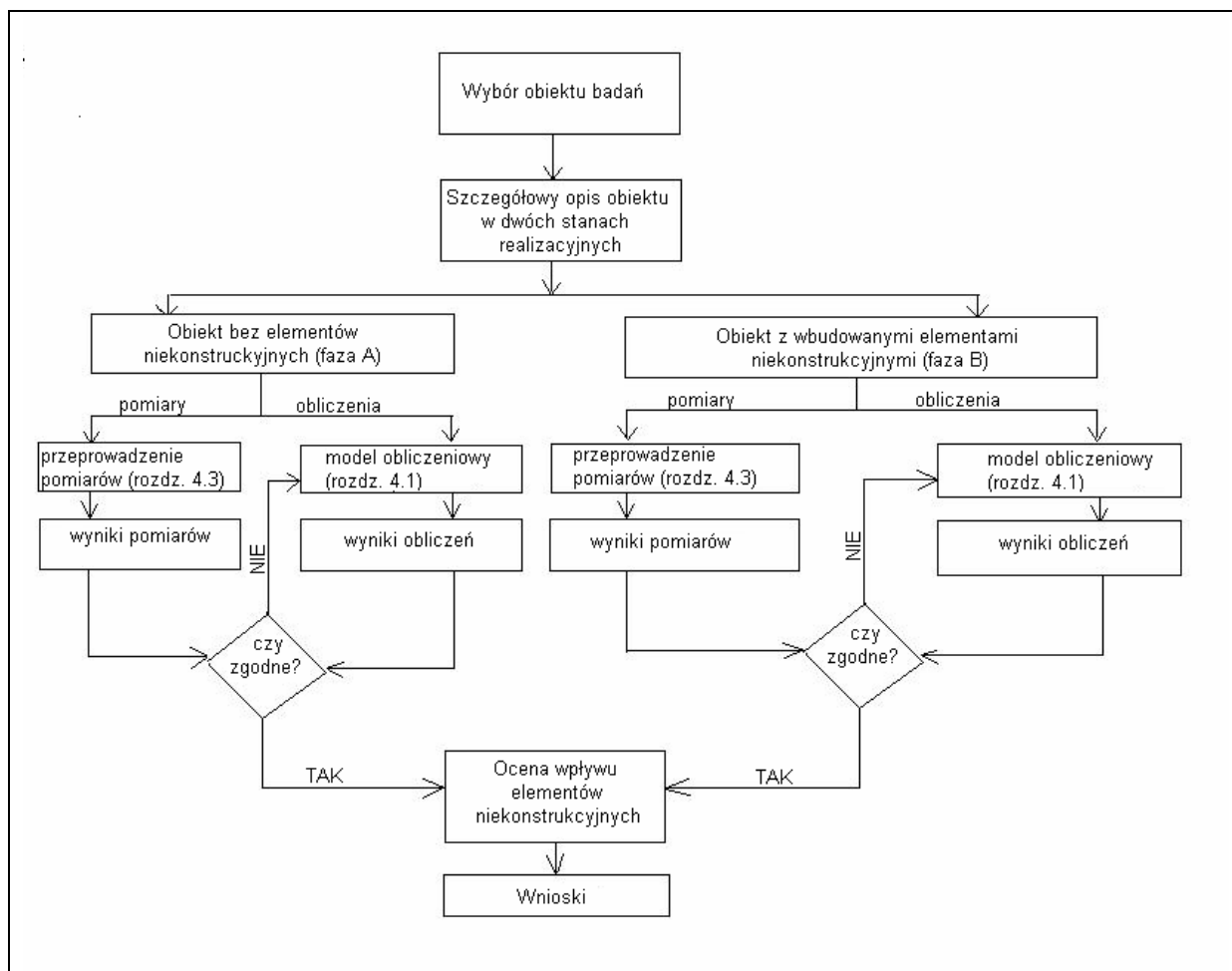
Rys. 4.11. Końcowy odcinek wibrogramu.

5. Przyjęta metodyka pomiarowo- interpretacyjna i jej weryfikacja.

Na podstawie przeglądu literatury (rozdz. 2 i 3), wstępnych analiz własnych oraz rozpoznania możliwości kształtowania modeli obliczeniowych budynków (rozdz. 4.1) i przeprowadzania pomiarów dynamicznych na obiektach w skali naturalnej (rozdz. 4.2 i 4.3) opracowana została metodyka pomiarowo- interpretacyjna badań dynamicznych. Realizacja tej metodyki w odniesieniu do wybranych obiektów w skali naturalnej doprowadziła do poszerzenia dotychczasowego rozpoznania wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynków.

5.1. Metodyka pomiarowo- interpretacyjna.

Początkowo założono, że rozważany będzie budynek, na którym możliwe będzie jest przeprowadzenie pomiarów dynamicznych przynajmniej w dwóch sytuacjach realizacyjnych: bez wbudowania jednoznacznie określonych elementów niekonstrukcyjnych oraz po ich wbudowaniu. W odniesieniu do każdego badania występują dwie „ścieżki badawcze”. Jedna dotyczy przeprowadzenia pomiarów dynamicznych na obiekcie w skali naturalnej, druga zaś- zbudowania modelu obliczeniowego budynku i wykonania niezbędnych obliczeń. Wynikiem prac badawczych zrealizowanych według programu podanego na każdej z dwóch „ścieżek” są wartości charakterystyk dynamicznych budynku wyrażone za pomocą zbioru kilku początkowych częstotliwości własnych oraz wartości parametru tłumienia odpowiadającego tym częstotliwościom. Porównanie wartości otrzymanych w wyniku obliczeń i w wyniku pomiarów dynamicznych pozwala na akceptację przyjętego modelu obliczeniowego obiektu badań albo wskazanie konieczności jego modyfikacji. Podobną procedurę do opisanej powyżej przeprowadzono w drugiej z rozważanych sytuacji realizacyjnych budynku. O wpływie elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynku świadczyły różnice w wartościach tych charakterystyk w dwóch sytuacjach objętych badaniami. Najważniejsze czynności występujące w przedstawionej metodyce podano na rys 5.1.



Rys. 5.1. Główne czynności występujące w metodyce pomiarowo-interpretacyjnej.

Początkową czynnością procedury badawczej jest wybór obiektu badań. Obiektem tym powinien być budynek, na którym można przeprowadzić pomiary dynamiczne w dwóch różnych sytuacjach realizacyjnych: przed i po wbudowaniu elementów niekonstrukcyjnych. W tym etapie realizacji podjętego tematu badawczego natrafiono na bardzo duże trudności, na które zwrócono uwagę już wcześniej (por. rozdz. 4.3). Najczęściej bowiem organizacja prac budowlanych przy wznoszeniu nowych budynków uniemożliwia uzyskanie na obiekcie dwóch wyraźnie różnych sytuacji realizacyjnych. Wykonywaniu bowiem elementów konstrukcyjnych w wyższej części budynku towarzyszy wbudowywanie wielu elementów niekonstrukcyjnych w części niższej. Próbowano więc poszukiwać obiektów badań wśród obiektów przeznaczonych do rozbiórki, zakładając, iż w takich sytuacjach łatwiej będzie skoordynować prace rozbiórkowe, aby przeprowadzając pomiary w dwóch różnych sytuacjach można było uzyskać (choć w przeciwnej kolejności) warunki umożliwiające otrzymanie odpowiednich rezultatów. W praktyce zastosowanie tego kierunku poszukiwań również nie doprowadziło do oczekiwanych rezultatów. Wybrano bowiem budynek (w dalszej części nazywany budynkiem typu A) przeznaczony do rozbiórki i w uzgodnieniu z jego właścicielem przeprowadzono pomiary oraz modelowanie (faza realizacyjna „B” na rys. 5.1). Po zmianie właściciela obiektu i terenu przeprowadził on rozbiórkę obiektu w sposób uniemożliwiający uzyskanie fazy realizacyjnej „A” (por. rys. 5.1). Potraktowano więc wykonane już pomiary i obliczenia odpowiadające fazie „B” jako działania dotyczące weryfikacji przyjętej w niniejszej pracy metodyki pomiarowo-interpretacyjnej.

Po wielu poszukiwaniach można było wybrać budynki, na których nie tylko możliwe było wyodrębnienie wyraźnie różniących się dwóch faz realizacyjnych obiektów, ale również

uzyskano zgodę inwestora obiektu oraz wykonawcy na przeprowadzenie pomiarów dynamicznych z zastosowaniem urządzenia wibracyjnego typu wibrosejs (por. rozdz. 4.3).

W przypadku budynku B podczas pomiarów w bezpośrednim sąsiedztwie już zrealizowanego budynku był wznoszony drugi o tej samej konstrukcji, ale pozbawiony jeszcze w znacznej części elementów niekonstrukcyjnych. Można więc było przeprowadzić pomiary dynamiczne jednocześnie na dwóch obiektach, które występowały w wyraźnie różnych dwóch sytuacjach realizacyjnych.

Z kolei w przypadku grupy budynków oznaczonych jako budynki typu C przeprowadzono pomiary dynamiczne w dwóch różnych sytuacjach realizacyjnych. Budynki te różniły się nie tylko elementami niekonstrukcyjnymi, ale również sposobem ich włączenia w konstrukcję (nie był we wszystkich budynkach identyczny). W ten sposób na podstawie dwóch sytuacji pomiarowych uzyskano stosunkowo duży zbiór wyników możliwy do wykorzystania w badaniach.

5.2. Weryfikacja metody pomiarowej na budynkach typu A.

1. Opis budynków.

Budynki wybrane do badań w związku z weryfikacją metodyki badawczej były przeznaczone do rozbiórki. Były to dwa dwukondygnacyjne budynki o wysokości 7,5 m i wymiarach w rzucie: 21,6 x 8,4 m (por. rys. 5.2).



Rys. 5.2. Widok budynków typu A- elewacja wschodnia

Konstrukcję nośną stanowiły słupy i stropy drewniane oraz ściany szczytowe murowane. Ściany zewnętrzne wykonane ze słupów drewnianych wzmocniono drewnianymi zastrzałami. Schody i stropodach wykonano z drewna. Ściany piwnic wykonano z cegły pełnej podobnie jak elementy niekonstrukcyjne, którymi były wewnętrzne ścianki działowe i bloki licznikowe.

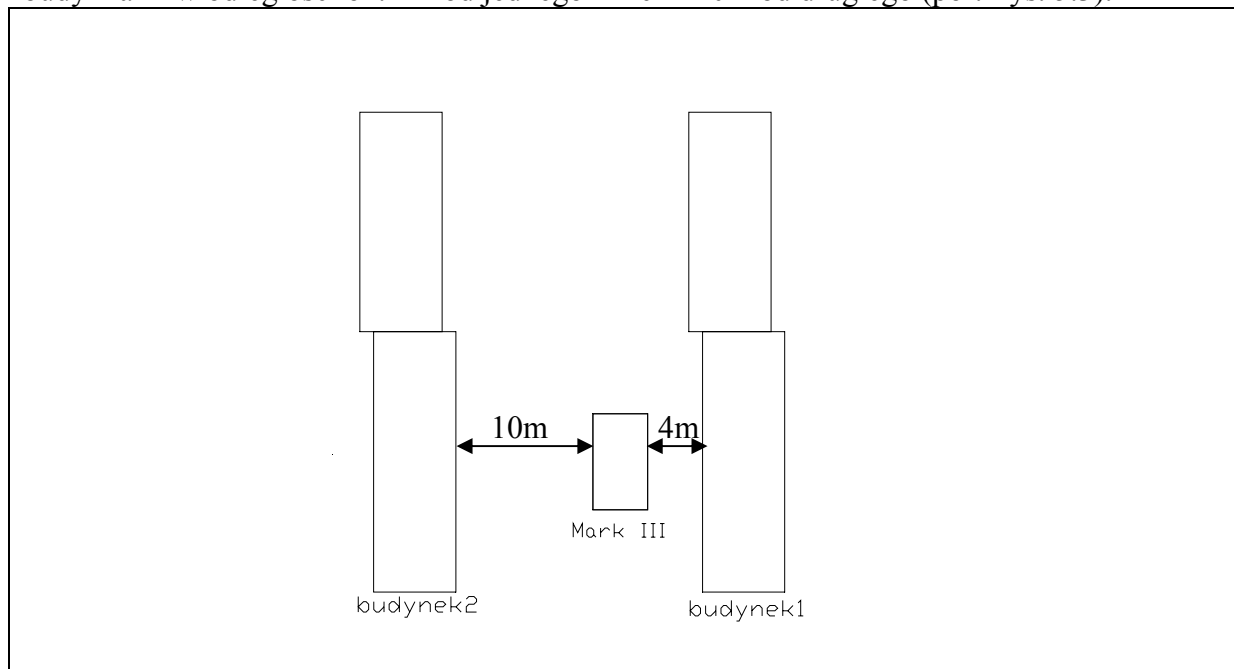
2. Cel badań.

Celem badań (pomiary dynamiczne i obliczenia) przeprowadzonych na tych dwóch budynkach była weryfikacja przyjętej metodyki pomiarowo- interpretacyjnej. Przede

wszystkim chodziło tu o sprawdzenie przydatności wibrorejserów do wzbudzenia drgań budynków.

3. Pomiary dynamiczne.*)

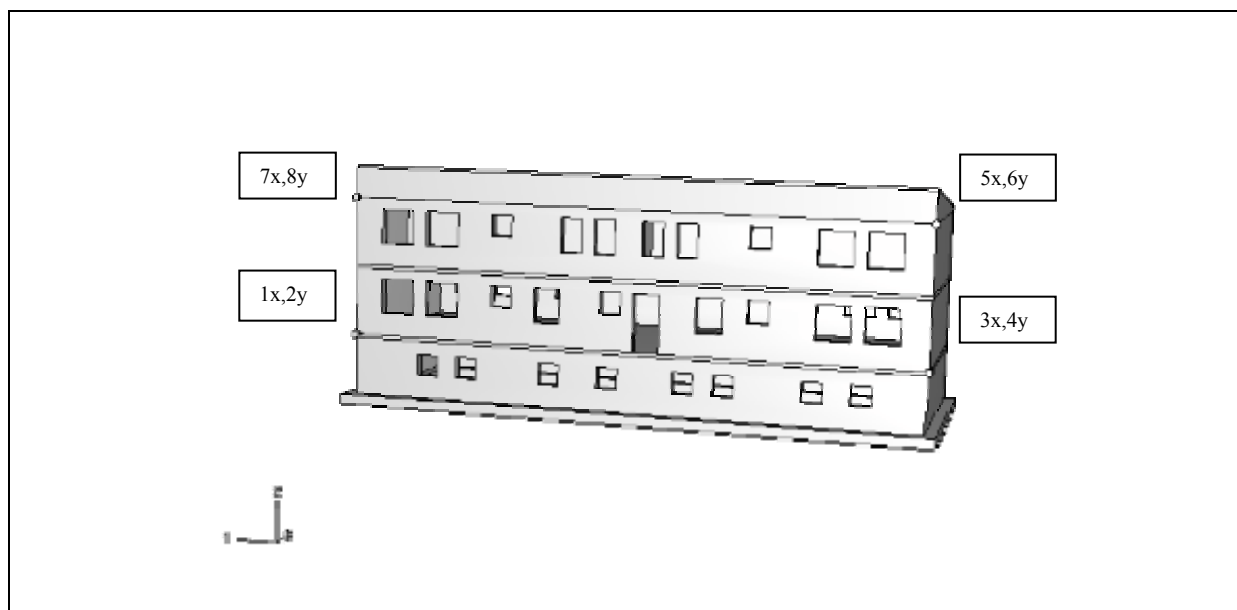
- **Źródło drgań.** Drgania budynków wzbudzano za pomocą wibrorejseru (typ Mark III) generującego drgania od 7 Hz wzwyż. Źródło drgań usytuowano pomiędzy dwoma budynkami w odległości ok. 4m od jednego z nich i 10m od drugiego (por. rys. 5.3).



Rys. 5.3. Usytuowanie źródła drgań względem dwóch budynków typu A.

- **Rozmieszczenie punktów pomiarowych.** W celu uzyskania informacji o reakcji budynku na zastosowane wymuszenie obrano punkty pomiarowe na ścianie od strony zewnętrznej, na wysokości stropu piwnicy i w narożnikach budynku powyżej stropu nad pierwszym piętrzem. Rejestrowano drgania poziome w dwóch prostopadłych kierunkach (x, y). Rozmieszczenie punktów pomiarowych na budynku 1 podano na rys. 5.4.:

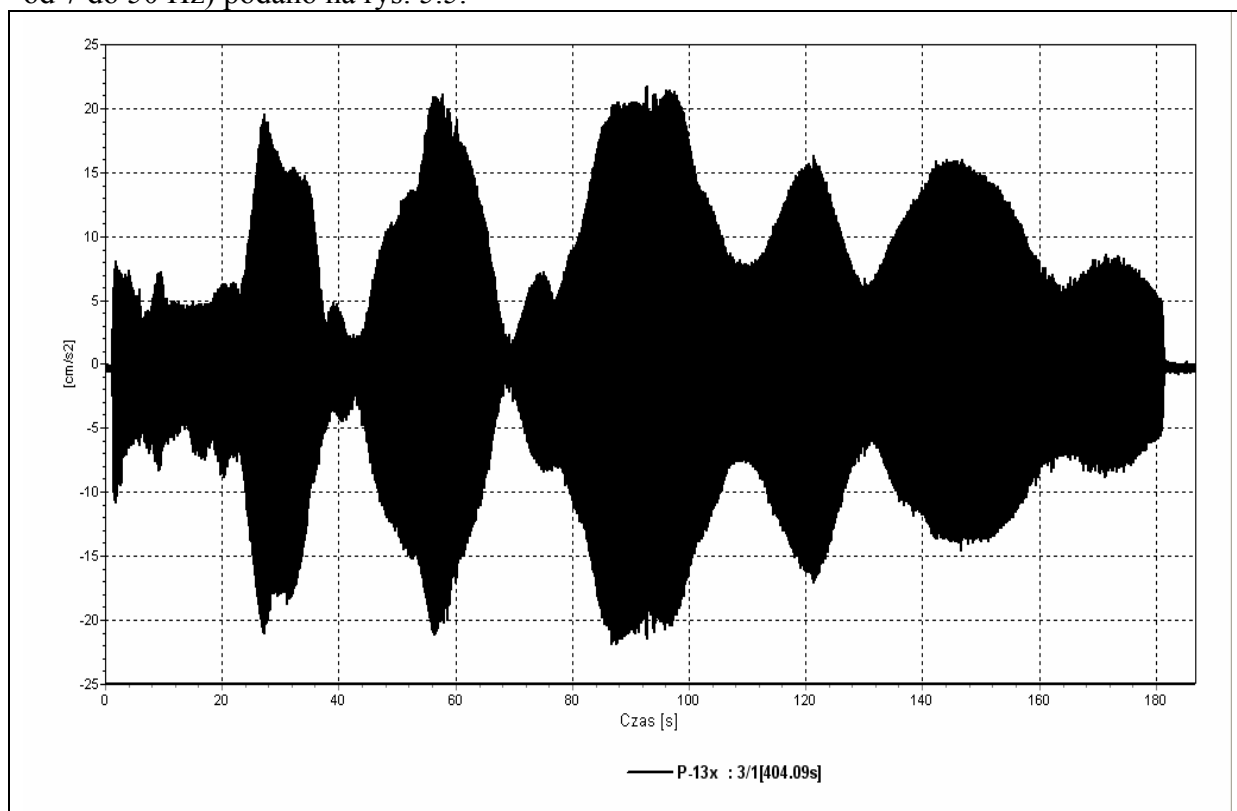
*) Wszystkie pomiary dynamiczne, których wyniki wykorzystano w niniejszej pracy wykonywał zespół pracowników inżynieryjno – technicznych z Laboratorium Badania Odkształceń i Drgań Budowli Instytutu Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej (kierownik: mgr. inż. Piotr Stecz).



Rys. 5.4. Rozmieszczenie punktów pomiarowych na budynku 1 typu A.

Punkty pomiarowe umieszczono w identyczny sposób na budynku 2.

- **Realizacja wymuszenia.** Najpierw wykonano trzy „sweeepy” liniowe w zakresie od 7 do 50 Hz obejmujące następujące przedziały częstotliwości: 7-25 Hz, 25-50 Hz i 7-50 Hz. Każde wymuszenie trwało trzy minuty. Przykładową rejestrację drgań w punkcie 13x usytuowanym w budynku nr 2 i odpowiadającą pomiarowi nr 3 (wymuszenie drgań: „sweep” od 7 do 50 Hz) podano na rys. 5.5.

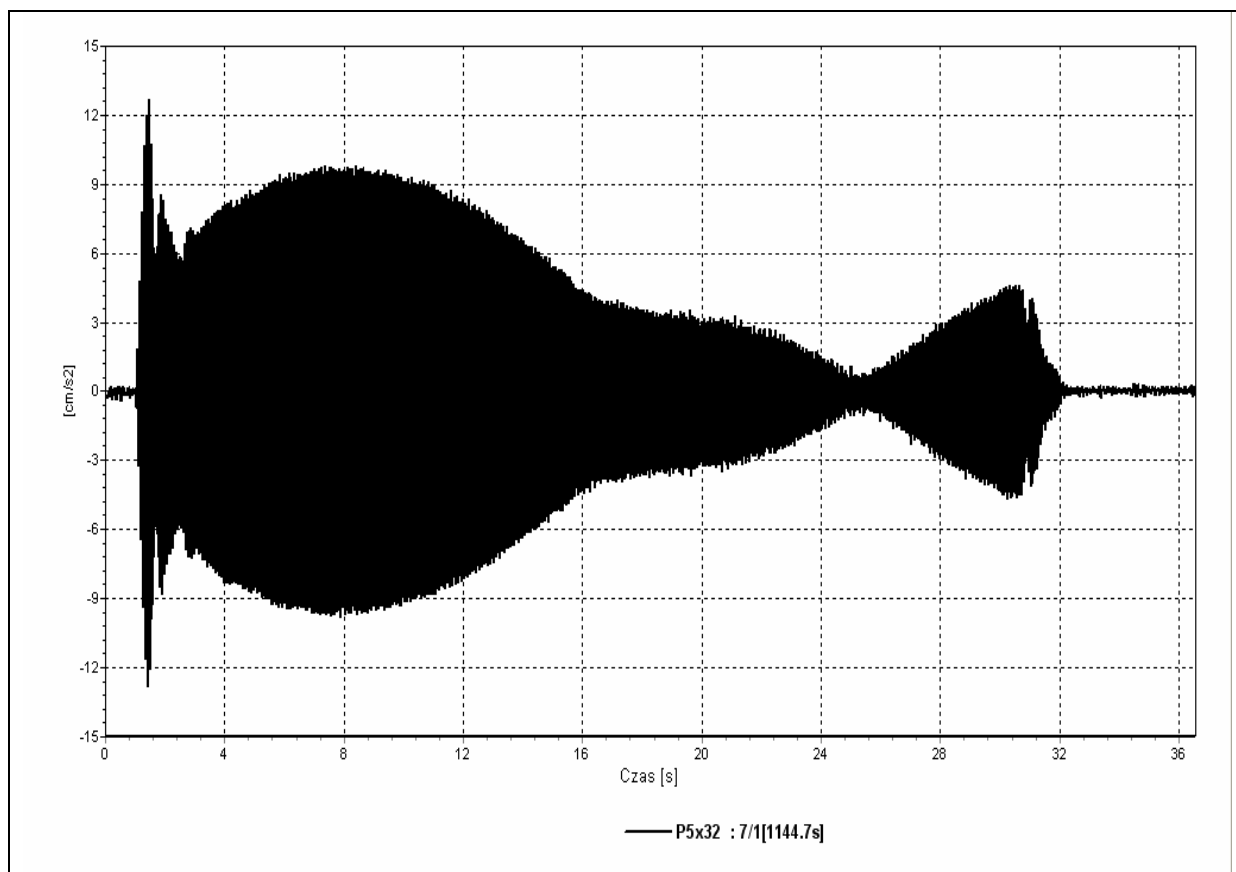


Rys. 5.5. Wibrogram w punkcie 13x (budynek 2) podczas pomiaru 3 („sweep”: 7-50 Hz).

Podczas pomiarów zmieniano moc wibroesejsu (początkowo wynosiła 50%, a następnie zmniejszono do 40%). Uzyskane wibrogramy we wszystkich punktach pomiarowych poddano

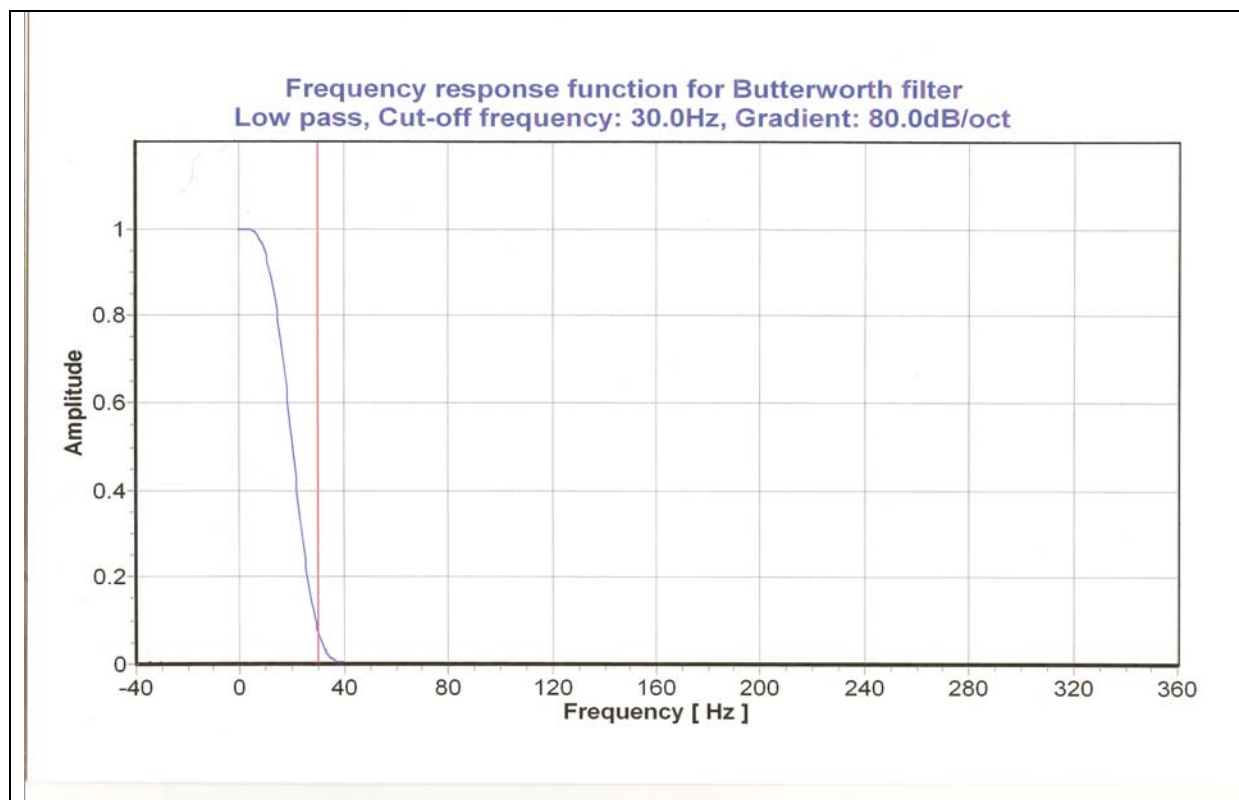
analizie i uzyskano informacje o częstotliwościach, przy których występowało wzmocnienie drgań budynku. W kolejnym etapie pomiarów wykonano „sweepty” liniowe w wąskich przedziałach obejmujących częstotliwości własne tzn. 8-10 Hz, 14-16 Hz, 19-21 Hz, 24-26 Hz. Czas wzbudzenia drgań wynosił tym razem 30 s a moc wibrorejsu 30 % pełnej mocy. Na rys. 5.6. podano efekt działania „krótkiego sweepty” zarejestrowany w punkcie 5x podczas pomiaru 7 („sweep”: 14-16 Hz).

Zweryfikowano uzyskane wyniki w zakresie częstotliwości wykonując pomiary przy wymuszeniu dwoma „sweeptymi”: liniowym i logarytmicznym w zakresie 7-25 Hz z mocą 30% trwające 60s.



5.6. Wibrogram w punkcie 5x (budynek 1) podczas pomiaru 7 („sweep” 14 – 16 Hz).

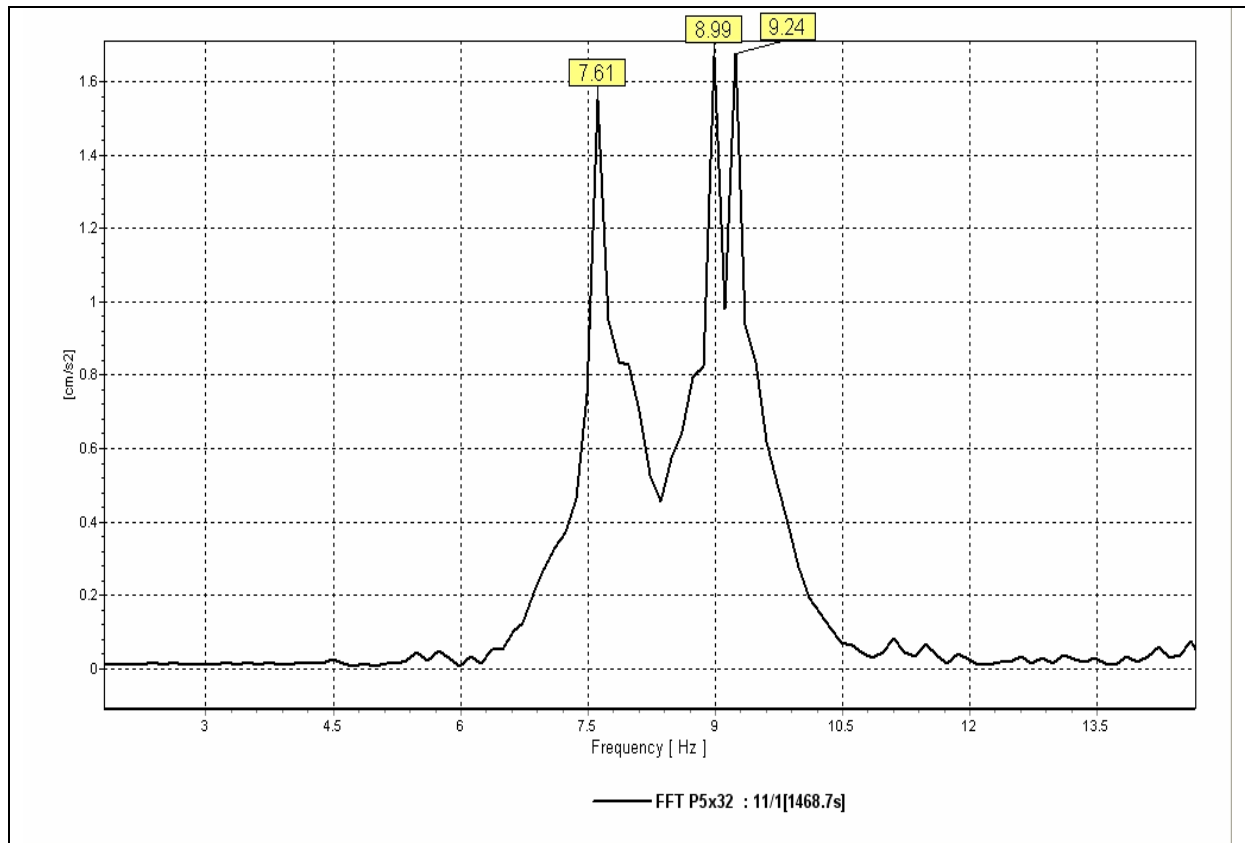
- **Wyniki pomiarów i ich interpretacja.** Analizę wyników pomiarów wykonano w programie ESAM. Analizie podlegały wibrogramy z 16 punktów pomiarowych uzyskane podczas 11 pomiarów. Stosowano filtr dolnoprzepustowy Butterwortha o częstotliwości odcięcia 30 Hz. Charakterystykę tego filtra przedstawiono na rys. 5.7.



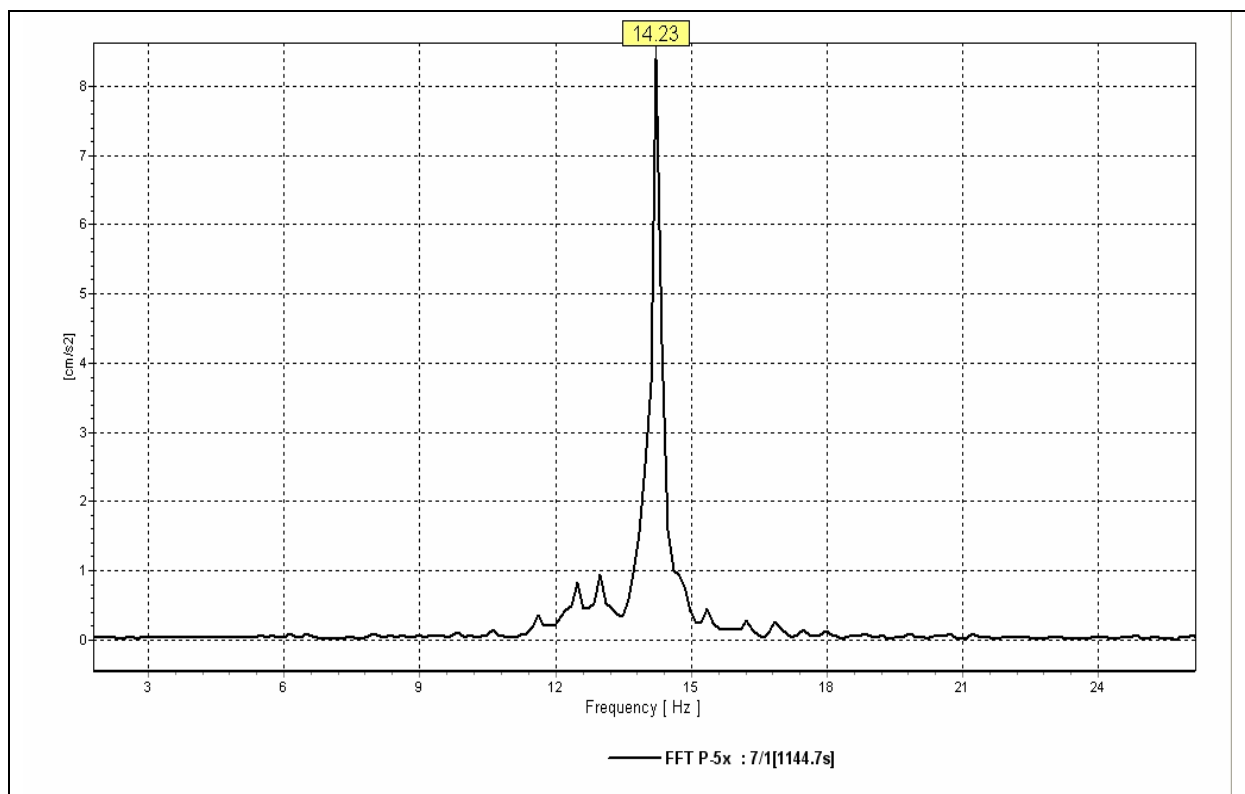
Rys. 5.7. Filtr dolnoprzepustowy Butterwortha o częstotliwości odcięcia 30 Hz i gradiencie 80dB/oct.

Wstępnej analizie podlegały „sweeepy długie” (por. rys. 5.5). Na wibrogramach tych widoczne są kilkakrotne wzmocnienia sygnału. Świadczy to o wystąpieniu kolejnych częstotliwości rezonansowych. Porównując wibrogram z wykresem zmiany częstotliwości podczas „sweeupu” liniowego odpowiadającym temu zdarzeniu (por. rys.4.8) wyznaczono wartości częstotliwości odpowiadających kolejnym wzmocnieniom sygnału czyli częstotliwości własne występujące w zarejestrowanym wibrogramie. W rozważanym obiekcie otrzymano następujące częstotliwości początkowe: 7,61; 8,99 i 9,24 Hz. W grupie kolejnych wyższych częstotliwości (widoczne są one wyraźnie w „krótkich sweepach”) otrzymano: 14,23; 19,1 i 24,09 Hz.

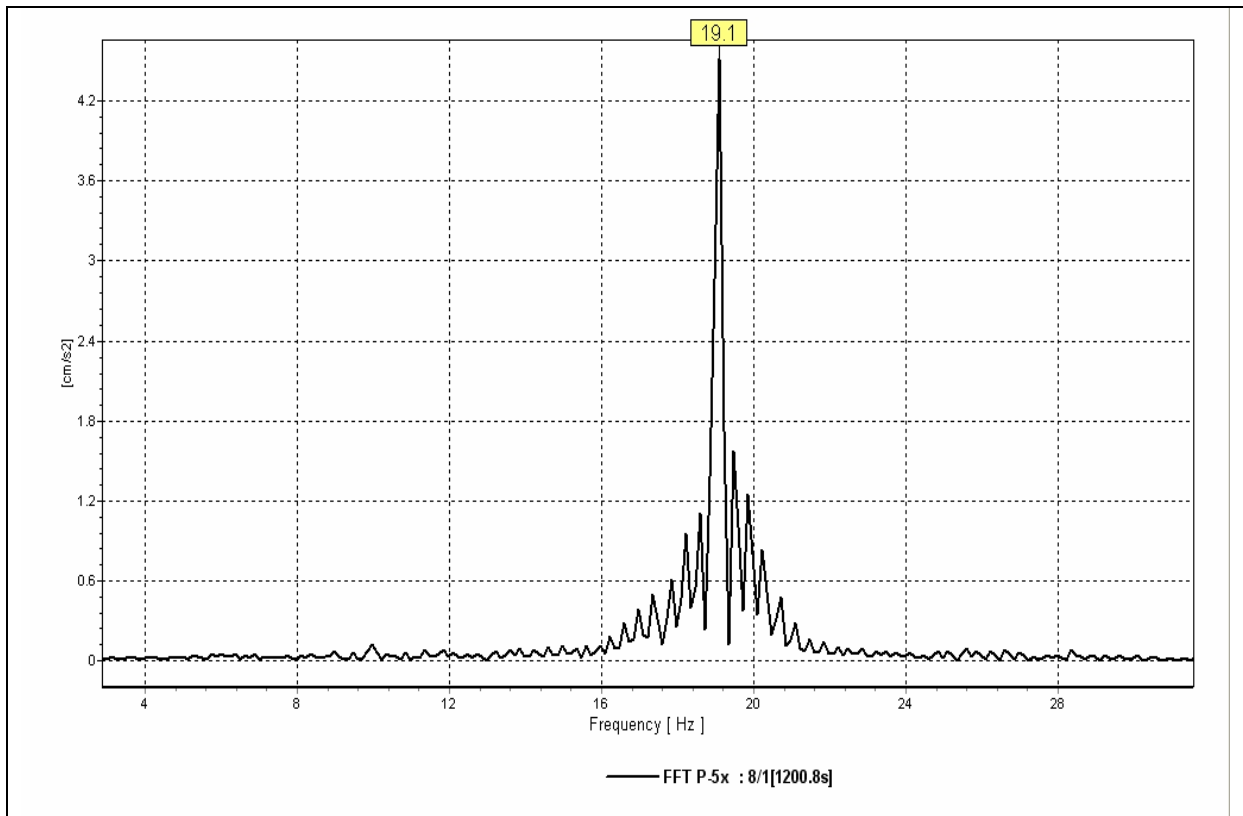
Uzupełnieniem powyższej analizy było badanie struktury częstotliwościowej za pomocą FFT (szybka transformata Fouriera) wyznaczanej w wybranych odcinkach wibrogramu. Na rysunkach od 5.8 do 5.11 przedstawiono wykresy uzyskane (w punkcie 5x) w wyniku analizy FFT. Odpowiednie analizy wykonano we wszystkich 16 punktach pomiarowych. Wszędzie tam wyraźnie widoczne były wymienione wyżej częstotliwości rezonansowe, które odpowiadają częstotliwościom własnym budynku.



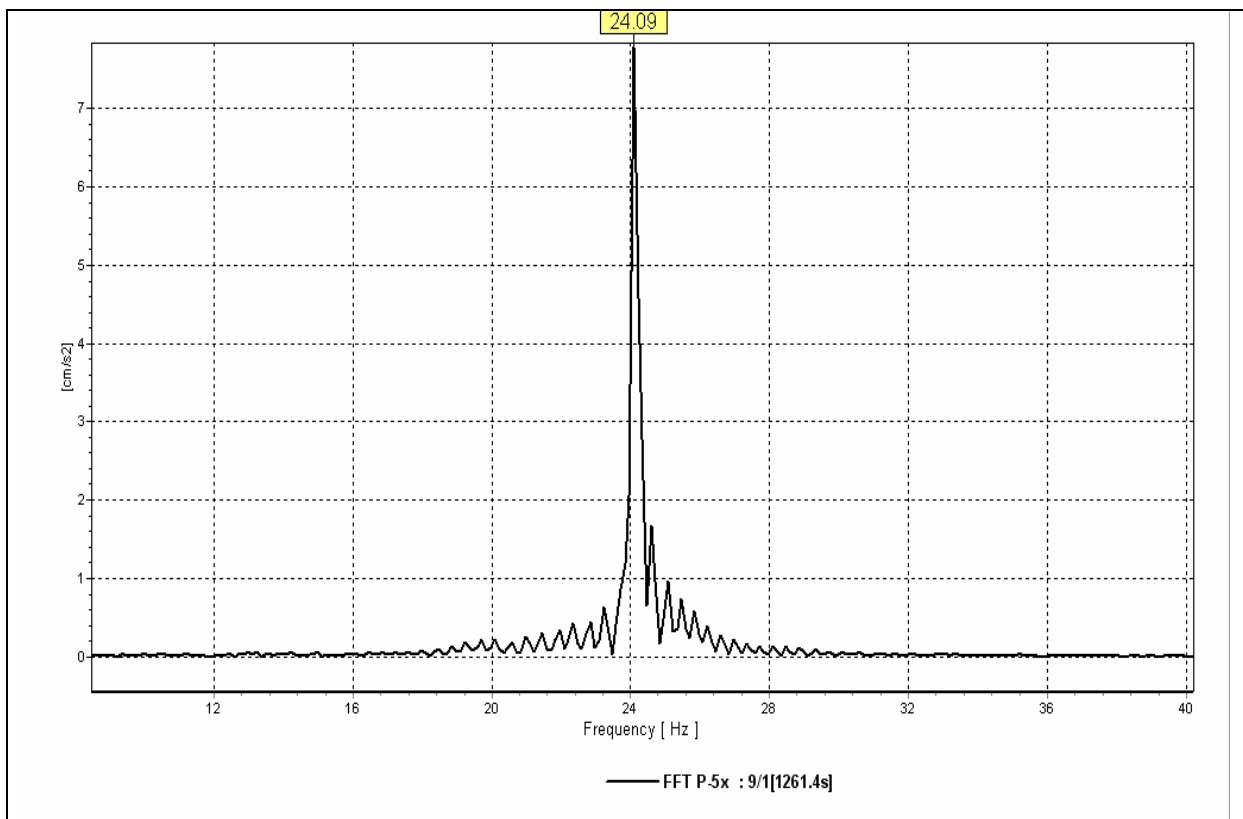
Rys. 5.8. Wynik analizy FFT odnoszący się do wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 5x podczas pomiaru 11 („sweep” 7-50 Hz).



Rys. 5.9. Wynik analizy FFT odnoszący się do wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 5x podczas pomiaru 7 („sweep” 14-16 Hz).

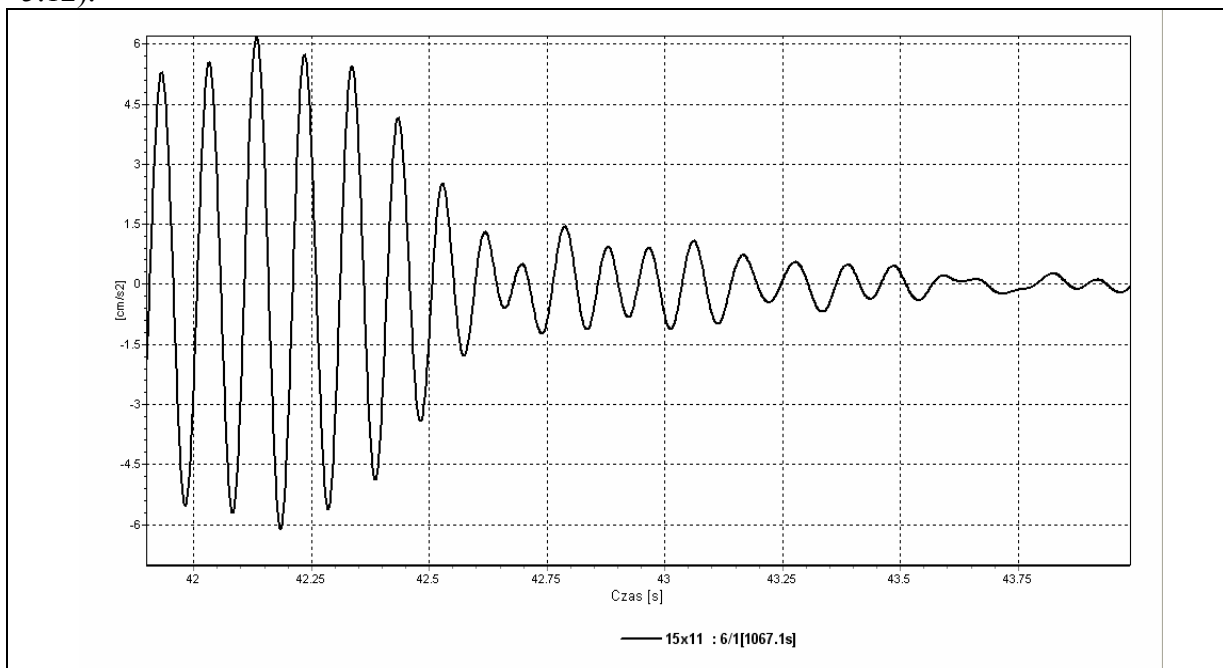


Rys. 5.10. Wynik analizy FFT odnoszący się do wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 5x podczas pomiaru 8 („sweep 19-21 Hz).



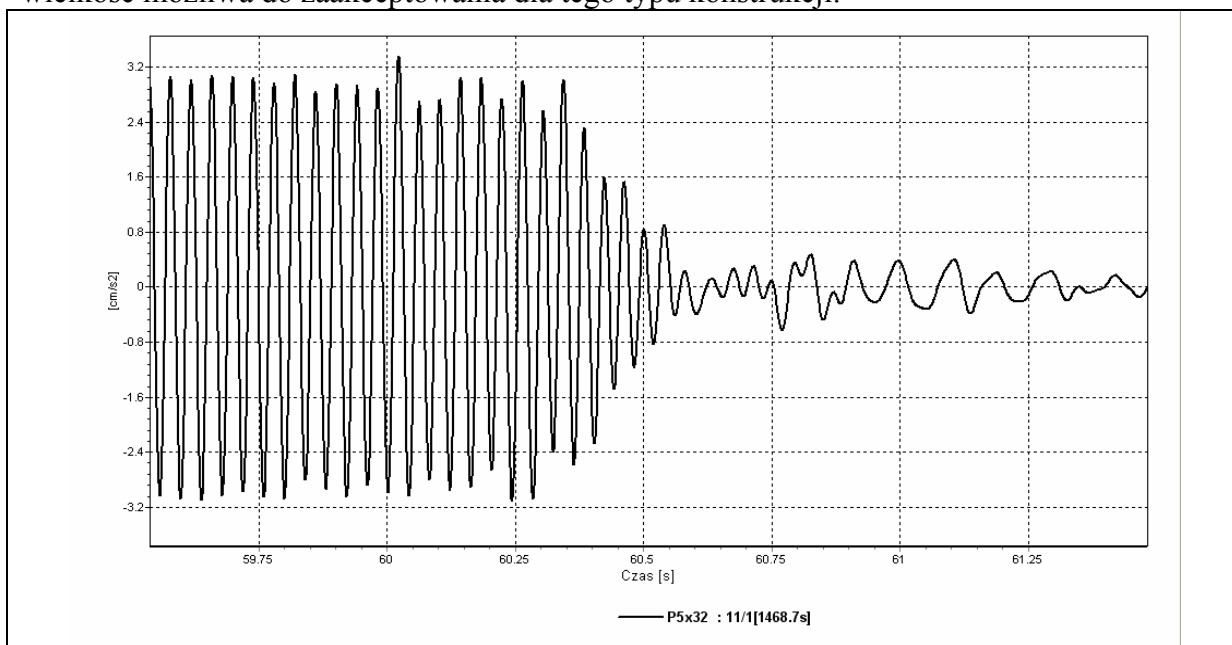
Rys. 5.11. Wynik analizy FFT odnoszący się do wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 5x podczas pomiaru 9 („sweep” 24-26 Hz).

Po wyznaczeniu częstotliwości drgań własnych z odcinków końcowych „sweepów” otrzymano odpowiadające tym częstotliwościom wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia. I tak na przykład z końcowego odcinka „sweeputer” 8-10 Hz można wyznaczyć wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań przy częstotliwości 9,24 Hz (por. rys. 5.12).



Rys. 5.12. Końcowy odcinek wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 15x podczas pomiaru przy wymuszeniu „sweepem” 8-10 Hz.

Wartości parametru opisującego tłumienie drgań przy częstotliwości własnej 24,09 Hz można było wyznaczyć z końcowego odcinka „sweeputer” 7-25 Hz (por. rys. 5.13). Wartość ta wyniosła $\delta = 0,25$ (odpowiada to wartości ułamka tłumienia krytycznego $\zeta = 4 \%$). Jest to wielkość możliwa do zaakceptowania dla tego typu konstrukcji.



Rys. 5.13. Końcowy odcinek wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 5x podczas pomiaru przy wymuszeniu „sweepem” 7-25 Hz.

W tabl. 5.1. zestawiono otrzymane w wyniku pomiarów dynamicznych częstotliwości drgań własnych i odpowiadające im wartości parametru opisującego tłumienie drgań (δ).

Tablica 5.1. Wyniki pomiarów na budynkach typu A.

Oznaczenie	Częstotliwość drgań własnych [Hz]	Tłumienie δ [-]
f1	7,61	-
f2	8,99	-
f3	9,24	0,3
f4	14,23	~0,27
f5	19,10	~0,23
f6	24,09	0,25

Oceniając wyniki uzyskane podczas pomiarów przeprowadzonych na budynkach typu A można porównać je z wynikami badań na innych obiektach opisanych w literaturze (por. rozdz. 3.2). Tu dodatkowo zwraca się uwagę na wyniki badań opisane w [12]. Budynek o zbliżonej konstrukcji badano w trakcie jego realizacji. Konstrukcja nośna budynku o wysokości 19,5 m była uzupełniona ścianami działowymi kartonowymi (elementy niekonstrukcyjne). W [12] podano wyniki pomiarów. Początkowe częstotliwości mieściły się w przedziale 3,6-6,2 Hz a tłumienie drgań $\zeta=2,8-3,8$ %. Są one porównywane z wynikami uzyskanymi na budynkach typu A. Początkowe częstotliwości drgań własnych budynku opisanego w [12] są mniejsze od podanych w tabl 5.1. Wpływ na to miały wysokości budynków oraz ich wymiary w rzucie. Występuje natomiast dobra zgodność wartości parametru opisującego tłumienie.

Korzystając z procedury opisanej w [26] (por. wzory (1.2) – (1.5)) można wyznaczyć wartości parametrów „a” i „b” występujących we wzorze (4.1) opisującym związek macierzowy tłumienia [C] z macierzami bezwładności [M] i sztywności [K]. Przyjmując jako zadane (z pomiaru wartości $f_a=9,24$ Hz i $\zeta_a=0,0478$ ($\delta_a=0,30$) oraz $f_b=19,1$ Hz i $\zeta_b=0,0366$ ($\delta_b=0,23$) otrzymano $a=4,5596$ oraz $b=0,00029$. Uwzględniając obliczone wartości wyznaczono wartości δ odpowiadające pozostałym częstotliwościom drgań własnych występującym w tabl. 5.1. Otrzymano:

$$\begin{aligned} \text{przy } f_1=7,61 \text{ Hz} &\rightarrow \delta=0,34 \quad (\zeta=0,0546) \\ f_2=8,99 \text{ Hz} &\rightarrow \delta=0,315 \quad (\zeta=0,0485) \\ f_3=9,24 \text{ Hz} &\rightarrow \delta=0,30 \quad (\zeta=0,0478) \\ f_4=14,23 \text{ Hz} &\rightarrow \delta=0,24 \quad (\zeta=0,0385) \\ f_5=19,1 \text{ Hz} &\rightarrow \delta=0,23 \quad (\zeta=0,0364) \\ f_6=24,09 \text{ Hz} &\rightarrow \delta=0,24 \quad (\zeta=0,0370) \end{aligned}$$

Porównanie wyznaczonych współczynników „a” i „b” z wyznaczonymi przy rozważaniu budynków żelbetowych świadczy o otrzymaniu z pomiarów wyników odpowiadających niskim i krępyim budynkom o drewnianej konstrukcji nośnej. Opis macierzy tłumienia za pomocą wyznaczonych wartości parametrów „a” i „b” przy uwzględnieniu informacji o f_3 i ζ_3 oraz f_5 i ζ_5 dobrze opisuje wartości δ odpowiadające pozostałym wartościom f.

5.3. Model budynków typu A i jego charakterystyka dynamiczna.

Po przeprowadzonej inwentaryzacji budynków okazało się, że są to obiekty o nietypowej konstrukcji drewnianej. Występują tu drewniane stropy i słupy wzmacniane zastrzałami i deskowaniem ścian zewnętrznych (por. rys. 5.14).



Fot. 5.14. Widok ściany zewnętrznej budynku typu A.

Model budynku zbudowano na bazie elementów skończonych w programie ABAQUS 6.4. Ukształtowano dwa modele: pierwszy - model samej konstrukcji, drugi - model konstrukcji z elementami niekonstrukcyjnymi. Model drugi trzeba przyjąć za bliższy sytuacji pomierzonej.

Wszystkie elementy zarówno konstrukcyjne jak i niekonstrukcyjne zostały ukształtowane w modelu jako elementy blokowe trójwymiarowe. Połączenia między elementami konstrukcyjnymi kształtowano jako sztywne. Połączenia zaś elementów konstrukcji z elementami niekonstrukcyjnymi kształtowano jako połączenia z redukcją sztywności 50%. Elementy konstrukcyjne jak i niekonstrukcyjne zostały ponadto osłabione poprzez otwory odpowiadające otworom okiennym, drzwiowym i otworom klatki schodowej.

Elementom trójwymiarowym przypisano następnie stałe materiałowe przyjęte na podstawie [41],[42] i [40], które zestawiono w tabl. 5.2.

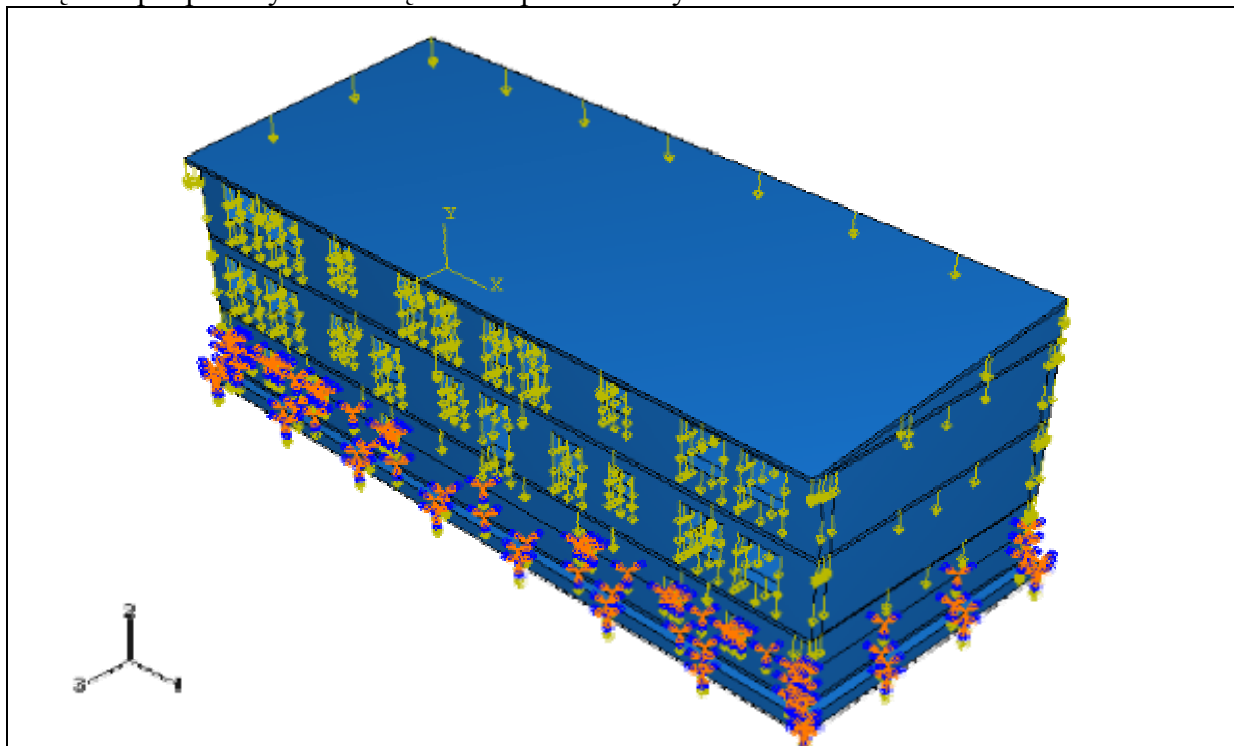
Tablica 5.2. Stałe materiałowe przyjęte w modelu budynków typu A.

Materiał	moduł Younga E [GPa]	współczynnik Poissona ν [-]	gęstość masy ρ_m [kg/m ³]
Beton zbrojony	26	0,17	2500
Mur z cegły	1,0	0,25	1800
Elementy drewniane	9,5	0,06	830

Moduł E elementów drewnianych ze względu na wprowadzenie zastępczych elementów blokowych zredukowano do 3 GPa.

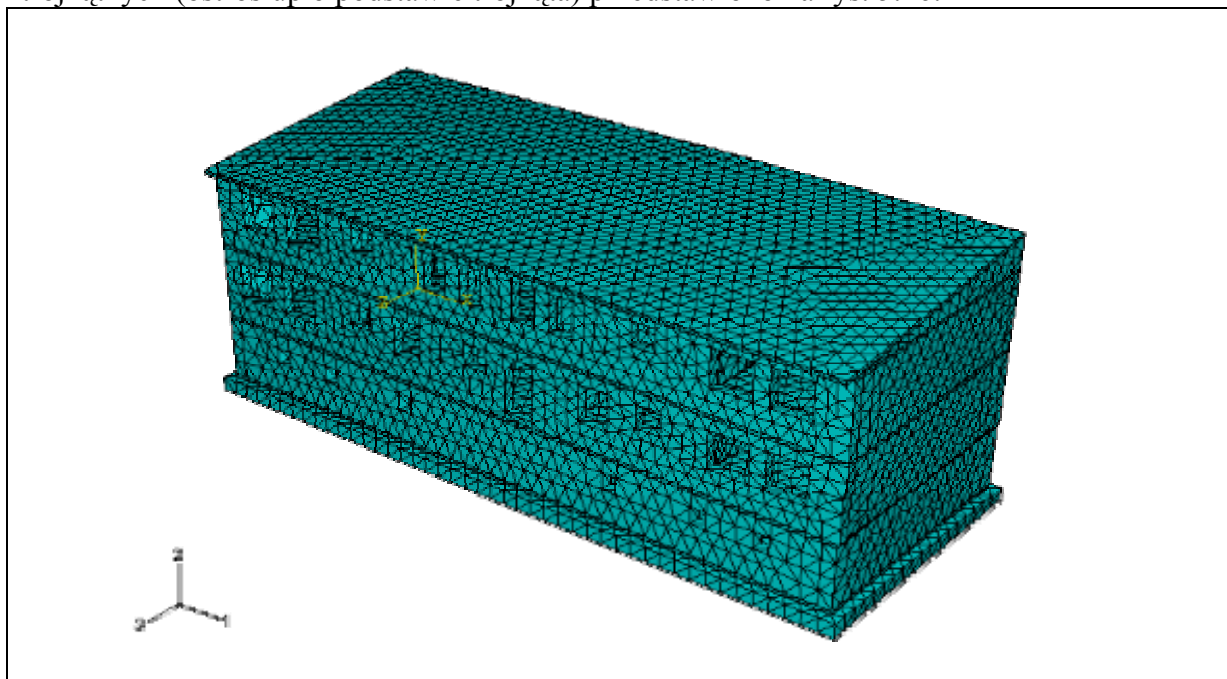
Uwzględniono współpracę podłoża z konstrukcją poprzez elementy sprężyste, jednoparametrowe o parametrze odpowiadającym sztywności gruntu. Współczynnik sztywności podłoża wyznaczono na podstawie [39] i przyjęto równy 0,75 GN/m.

W obydwu modelach uwzględniono także wpływ ciężaru własnego. Model budynku z więzami podporowymi i obciążeniami podano na rys. 5.15.



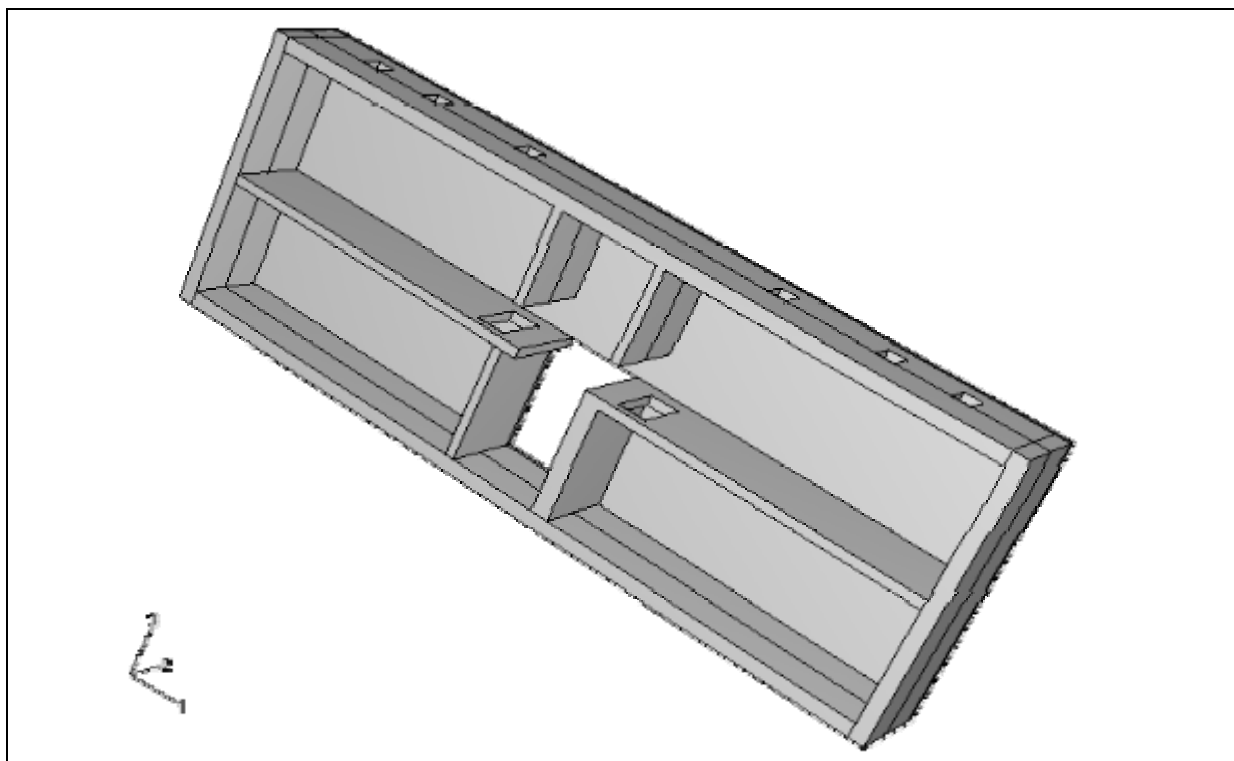
Rys. 5.15. Widok modelu budynku typu A z obciążeniami.

Przyjętą siatkę elementów skończonych ukształtowaną z elementów trójwymiarowych trójkątnych (ostrosłup o podstawie trójkąta) przedstawiono na rys. 5.16.

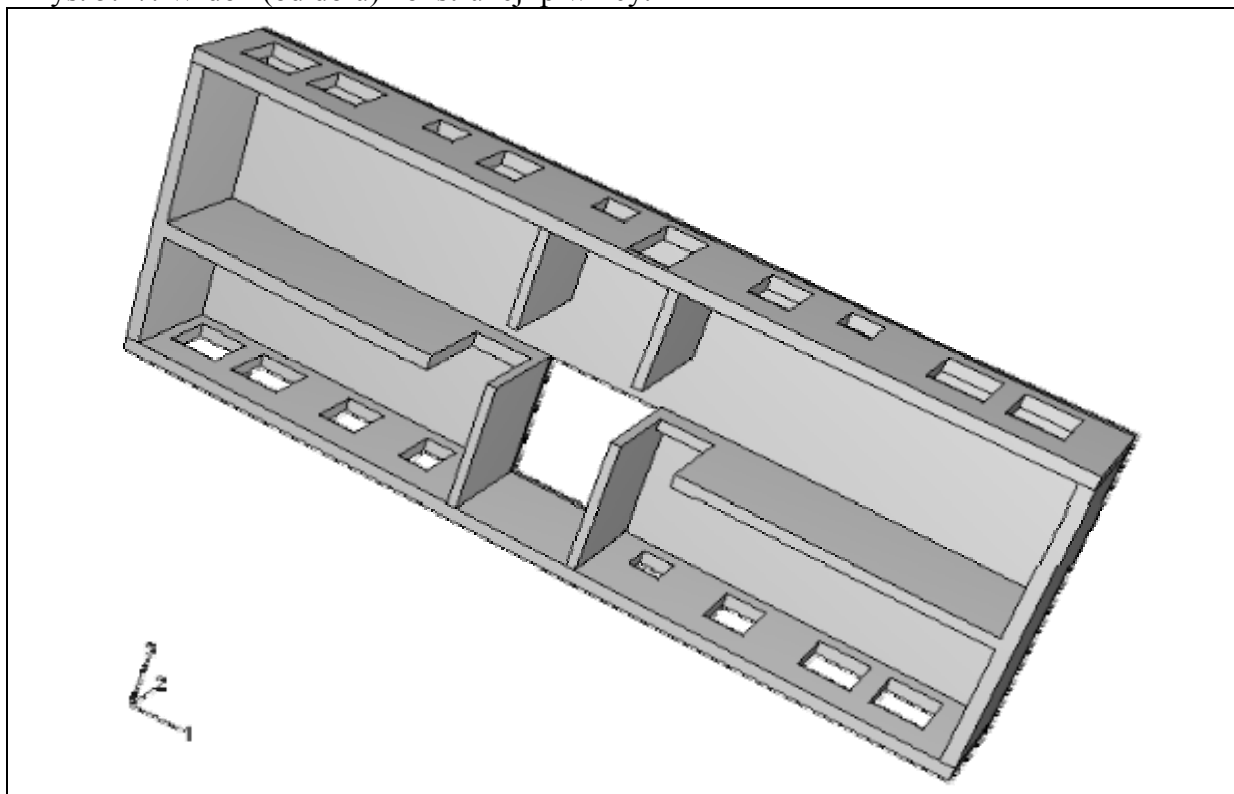


Rys. 5.16. Siatka elementów skończonych.

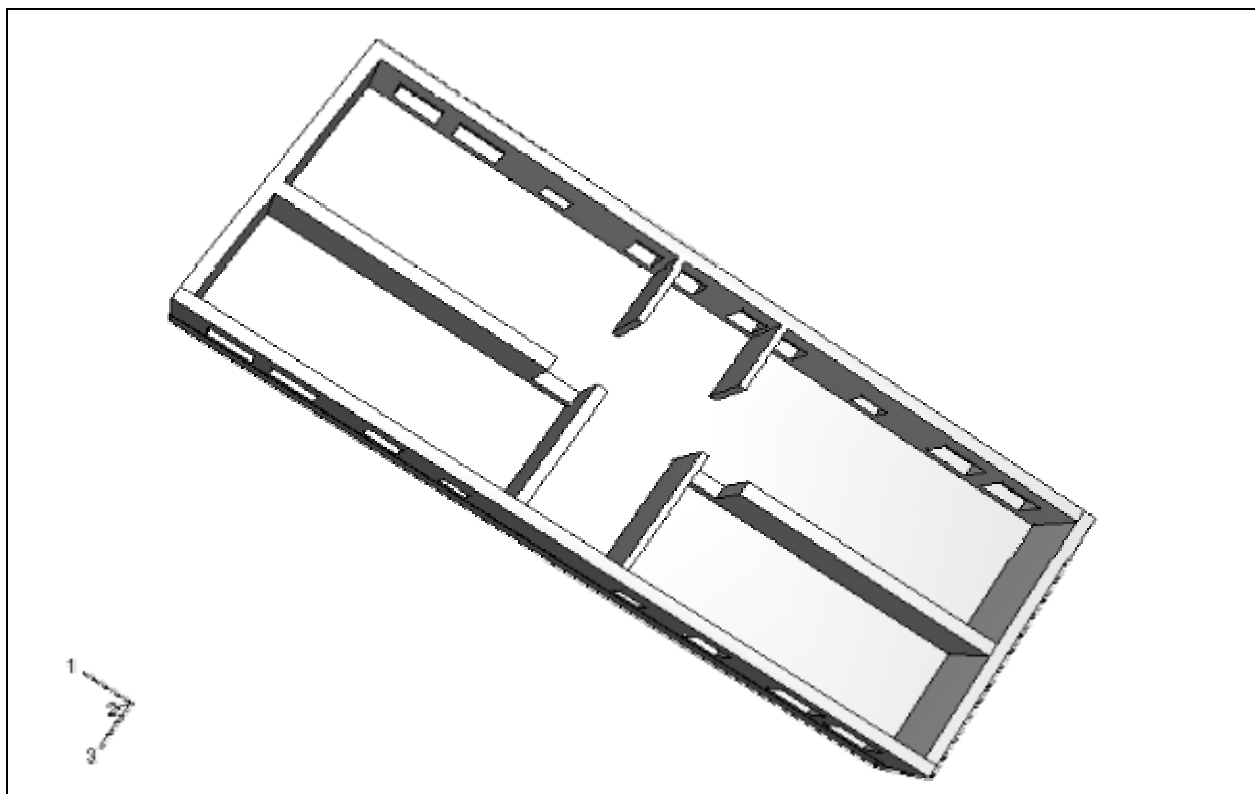
- **Model konstrukcji budynku.** Rys. 5.17-5.20 informują o układach elementów konstrukcyjnych poszczególnych kondygnacji budynku z uwzględnieniem otworów okiennych i drzwiowych.



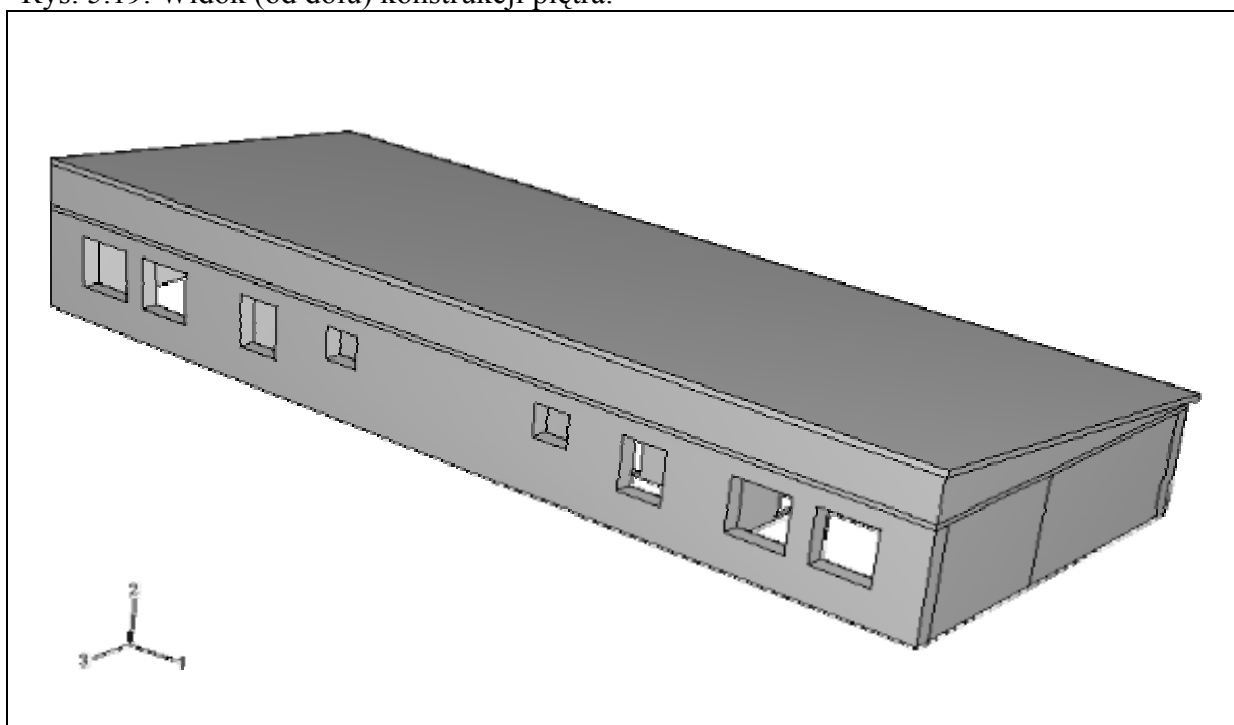
Rys. 5.17. Widok (od dołu) konstrukcji piwnicy.



Rys. 5.18. Widok (od dołu) konstrukcji parteru.



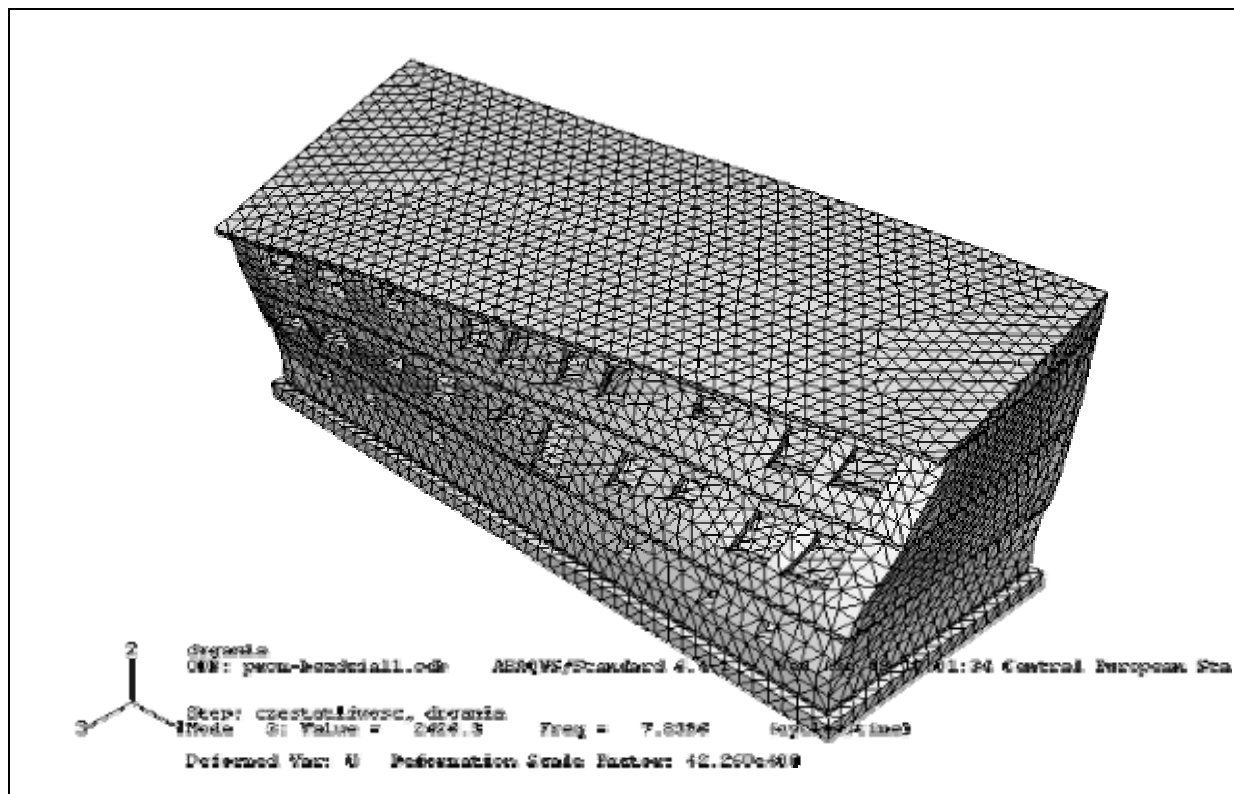
Rys. 5.19. Widok (od dołu) konstrukcji piętra.



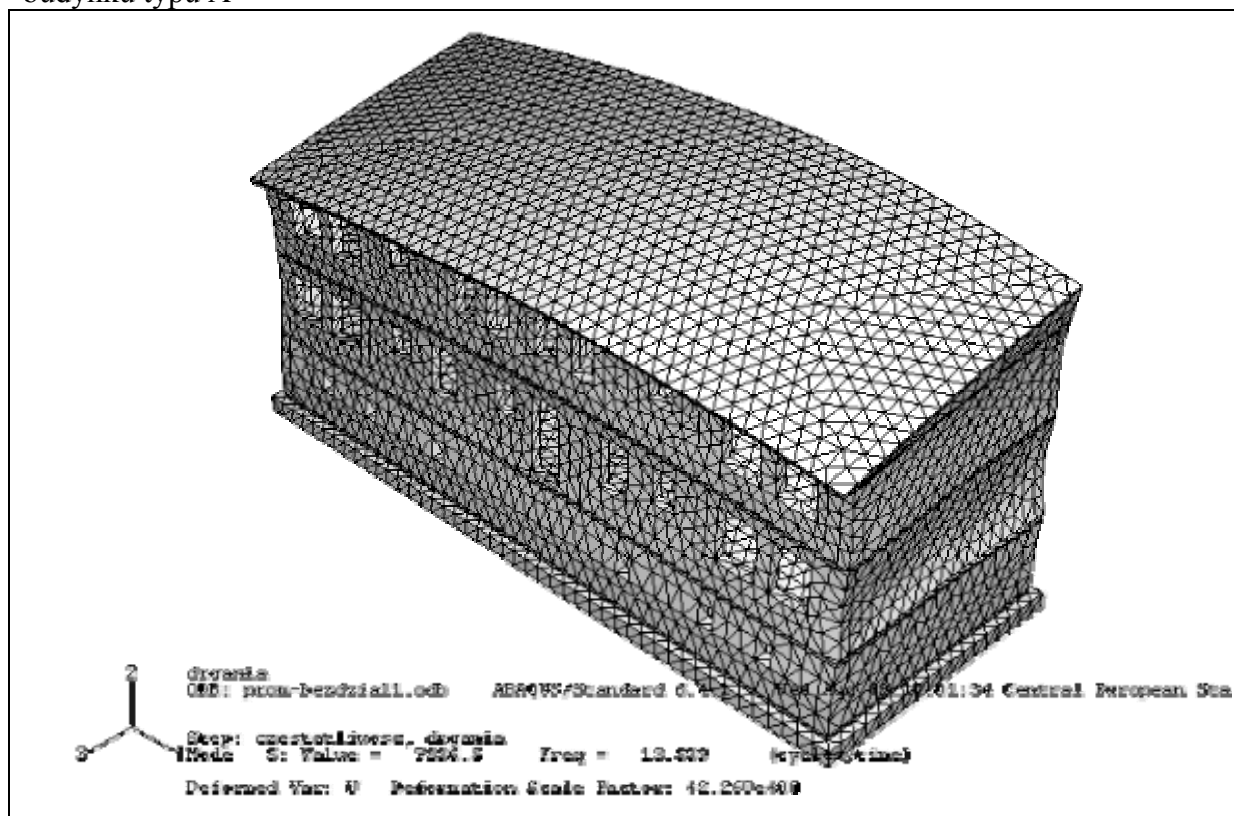
Rys. 5.20. Widok (z boku) elewacji piętra.

W budynkach, na których przeprowadzono pomiary wymontowane były schody. Nie uwzględniono więc ich również w kształtowanym modelu budynku.

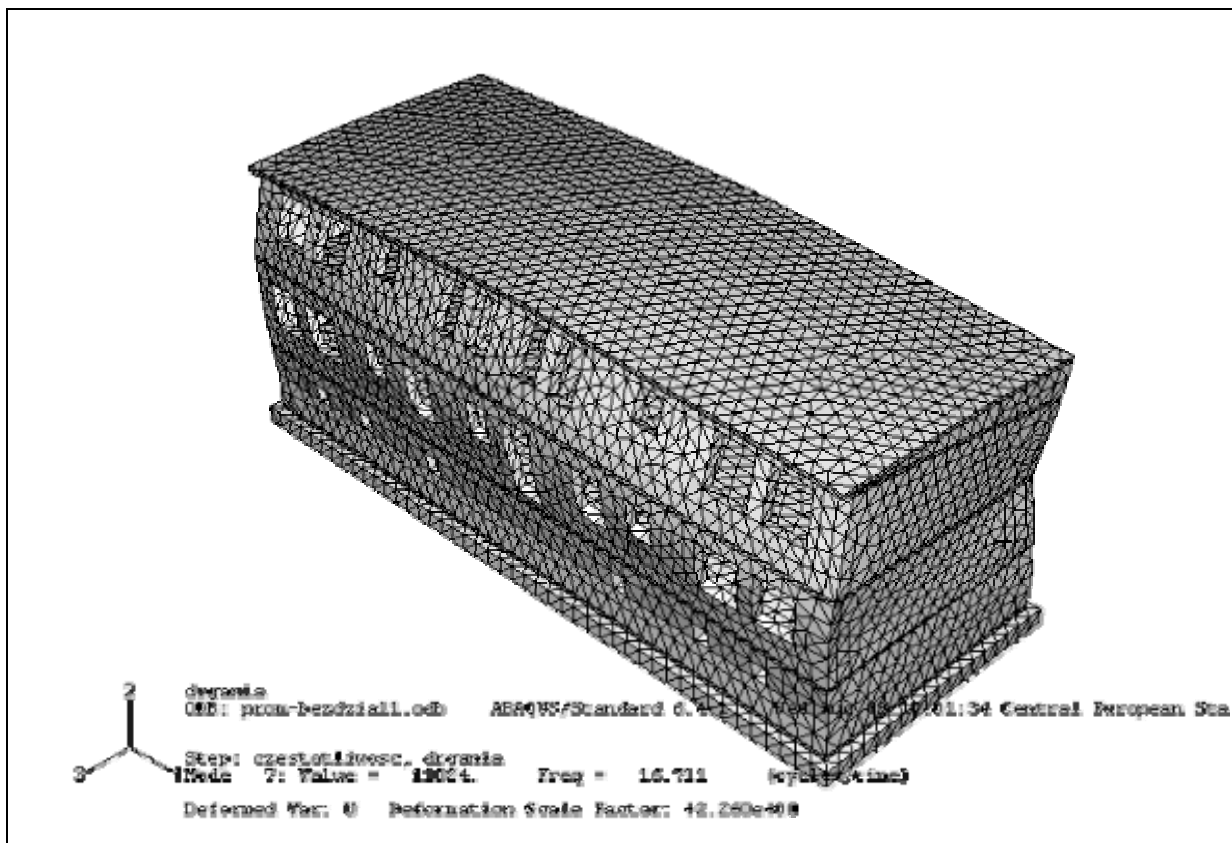
Obliczono 15 początkowych częstotliwości drgań własnych. Na kolejnych rysunkach (rys. 5.21 – 5.26) pokazano sześć postaci drgań własnych, które nie mają charakteru drgań lokalnych i odpowiadają postaciom zidentyfikowanym w trakcie pomiarów.



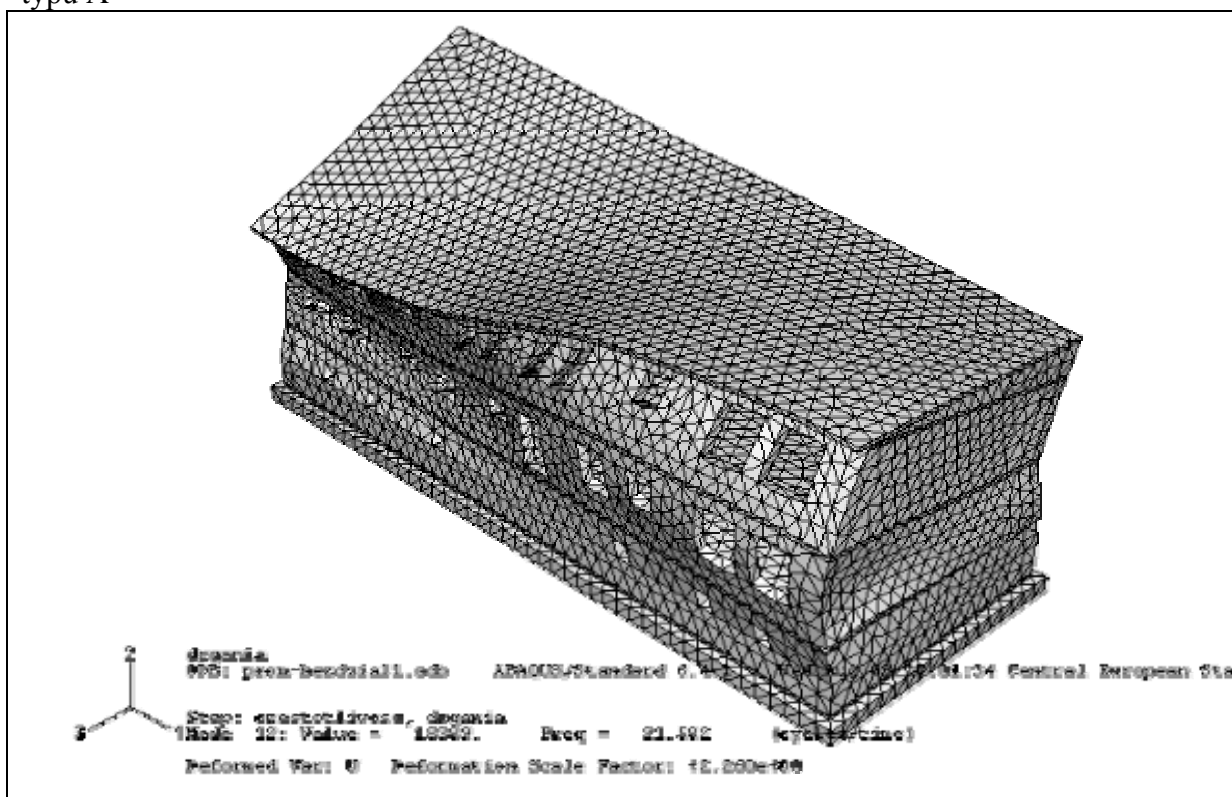
Rys. 5.23. Trzecia postać drgań własnych modelu uwzględniającego samą konstrukcję budynku typu A



5.24. Czwarta postać drgań własnych modelu uwzględniającego samą konstrukcję budynku typu A

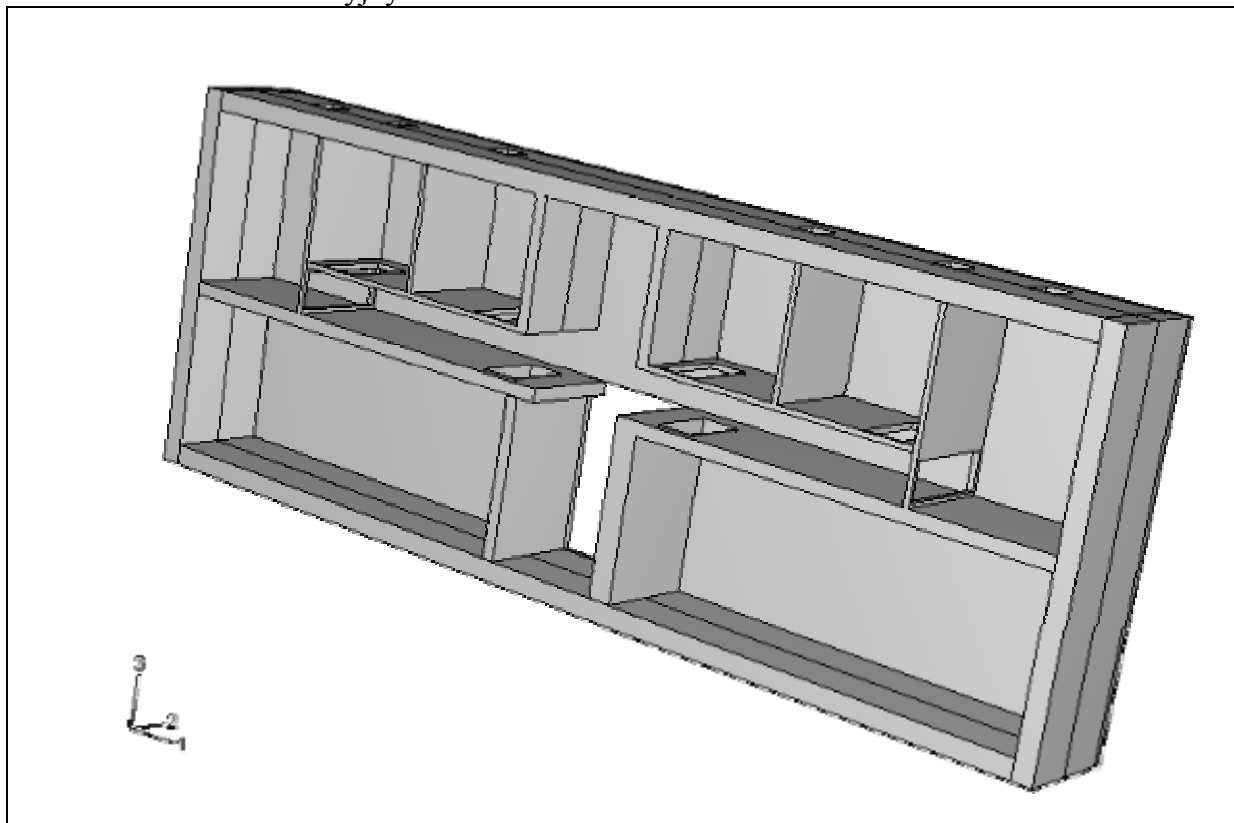


5.25. Szósta postać drgań własnych modelu uwzględniającego samą konstrukcję budynku typu A

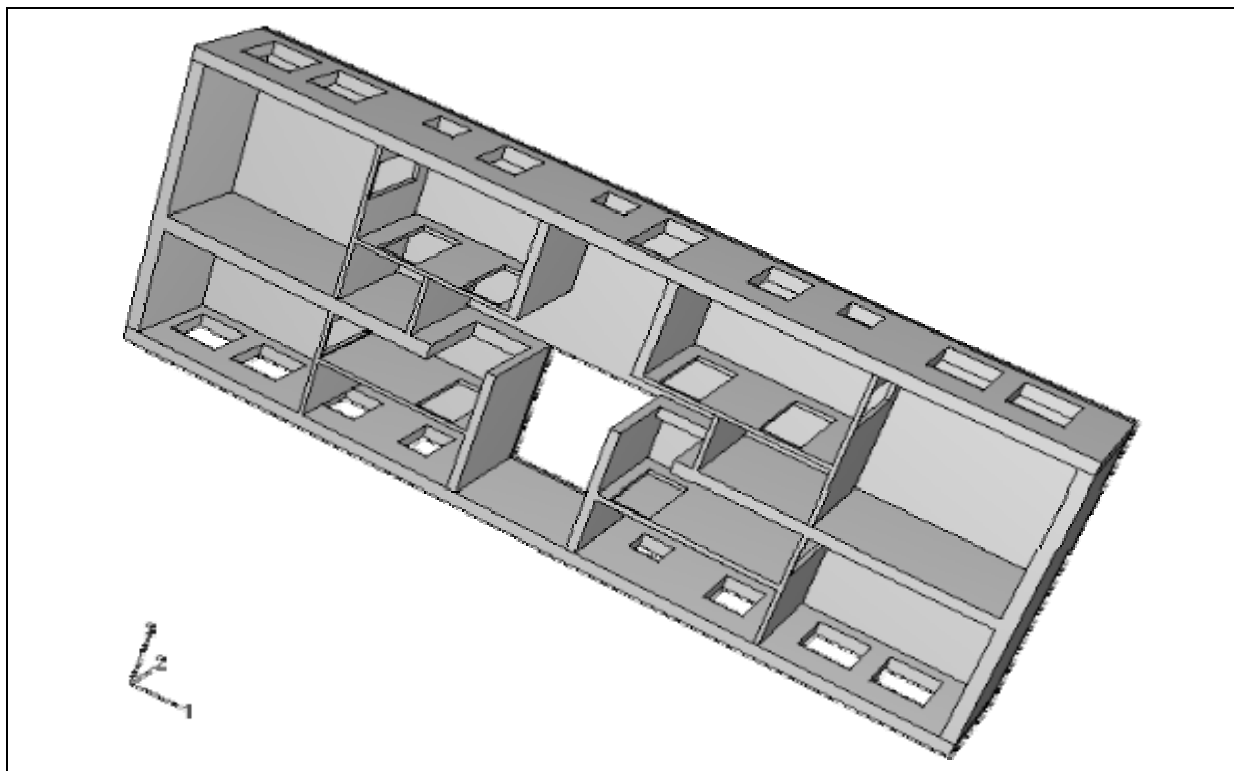


5.26. Ósma postać drgań własnych modelu uwzględniającego samą konstrukcję budynku typu A.

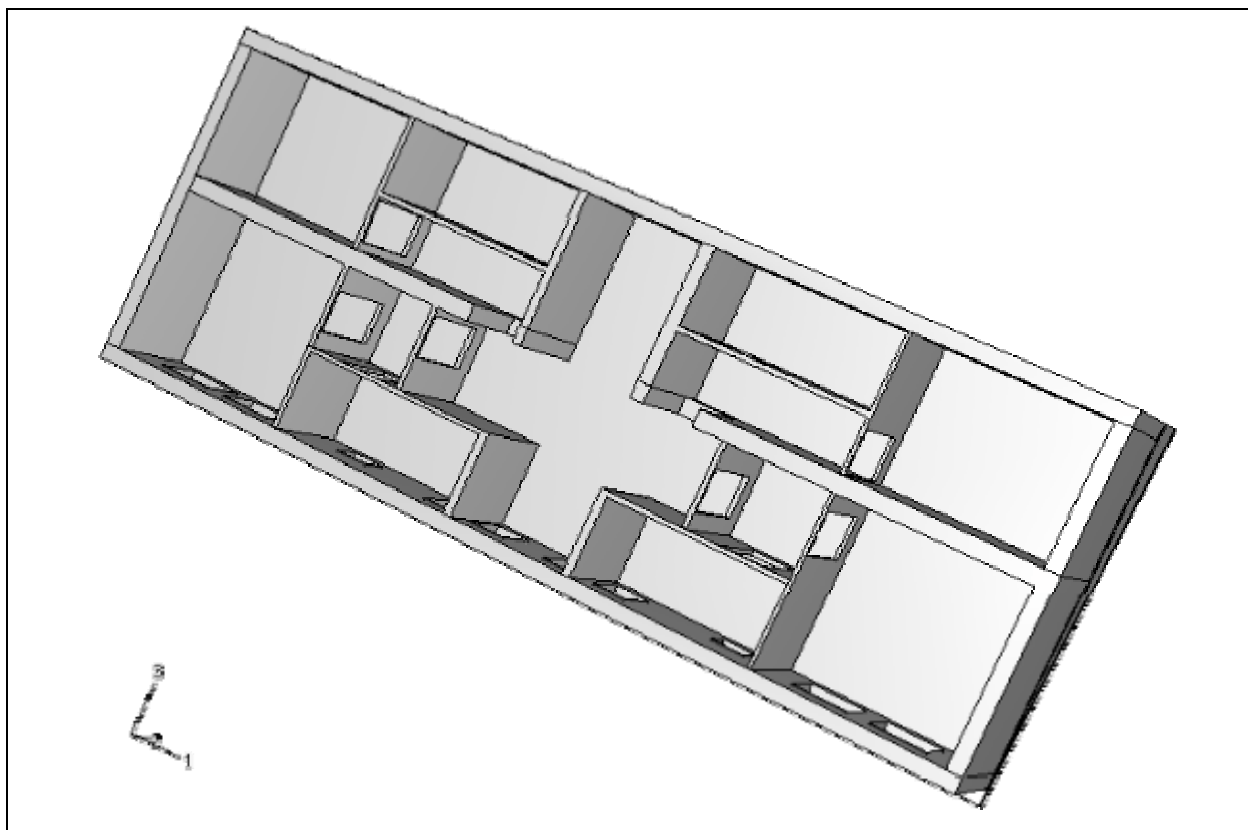
- **Model budynku z elementami niekonstrukcyjnymi.** Na rysunkach 5.27 – 5.29 przedstawiono kondygnacje budynku typu A z dołączonymi ściankami działowymi jako elementami niekonstrukcyjnymi.



Rys. 5.27. Widok (od dołu) piwnicy budynku typu A.



Rys. 5.28. Widok (od dołu) parteru budynku typu A.



Rys. 5.29. Widok (od dołu) piętra budynku typu A.

Udział elementów niekonstrukcyjnych w rozważanym typie budynków okazał się znaczący. Oznacza to, iż elementy niekonstrukcyjne będą wpływać na otrzymane wartości częstotliwości drgań własnych

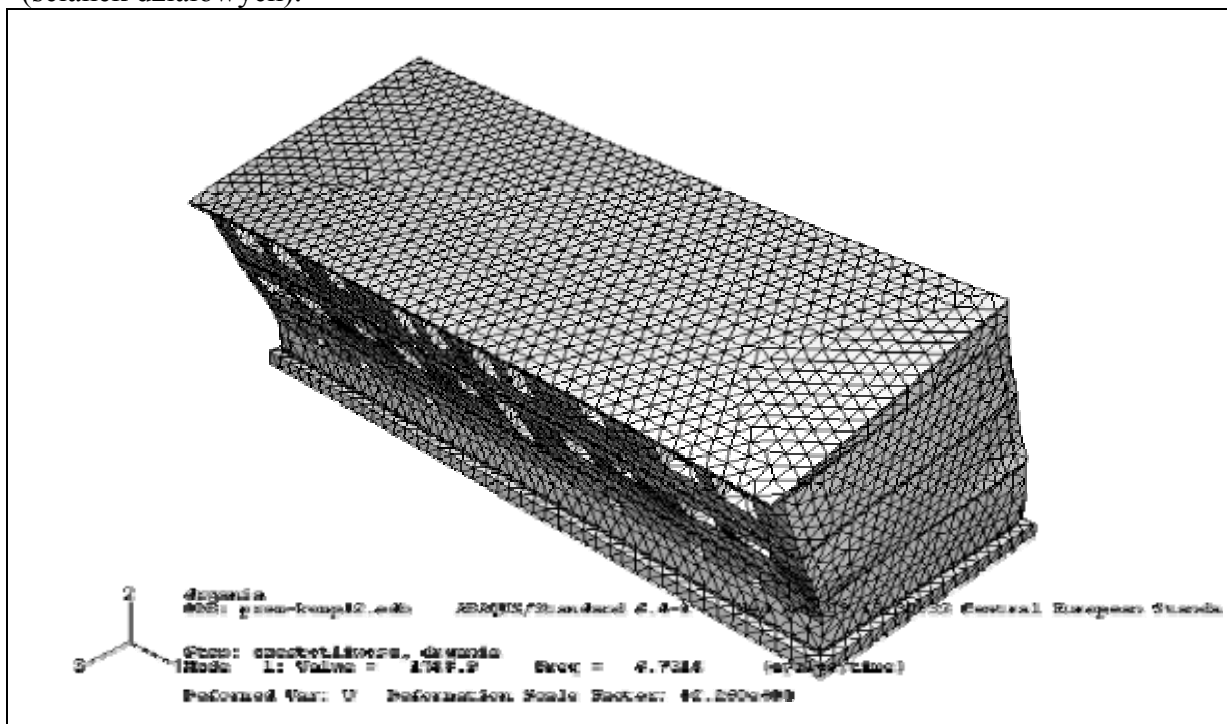
Obliczono 15 początkowych częstotliwości drgań własnych modelu. W tabl. 5.3 zestawiono wartości częstotliwości własnych rozważanych dwóch modeli budynku.

Tablica 5.3. Częstotliwości drgań własnych modeli budynku typu A otrzymane w wyniku obliczeń.

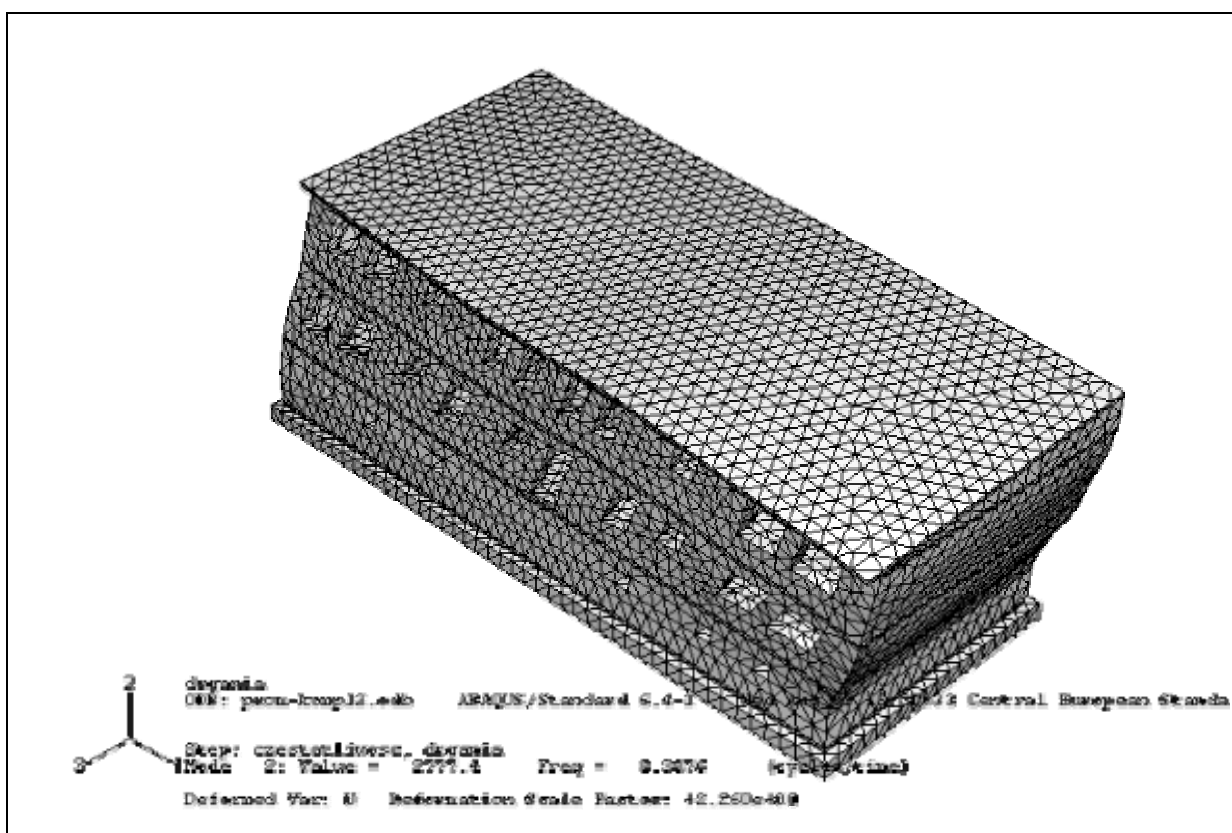
częstotliwość	Model budynku kompletnego [Hz]	Model samej konstrukcji [Hz]	Różnice [%]
f1	6,73	5,38	20,06
f2	8,39	7,06	15,86
f3	9,13	7,84	14,13
f4	15,12	13,54	10,45
f5	18,27	15,61	14,56
f6	19,08	16,71	12,42
f7	22,66	19,62	13,18
f8	24,66	21,58	12,49

Różnice wynikające z włączenia do współpracy ścianek działowych wynoszą od 10 do 20%. Podobny wpływ elementów niekonstrukcyjnych na wartości częstotliwości drgań własnych budynków niskich drewnianych stwierdził Tamura w [49].

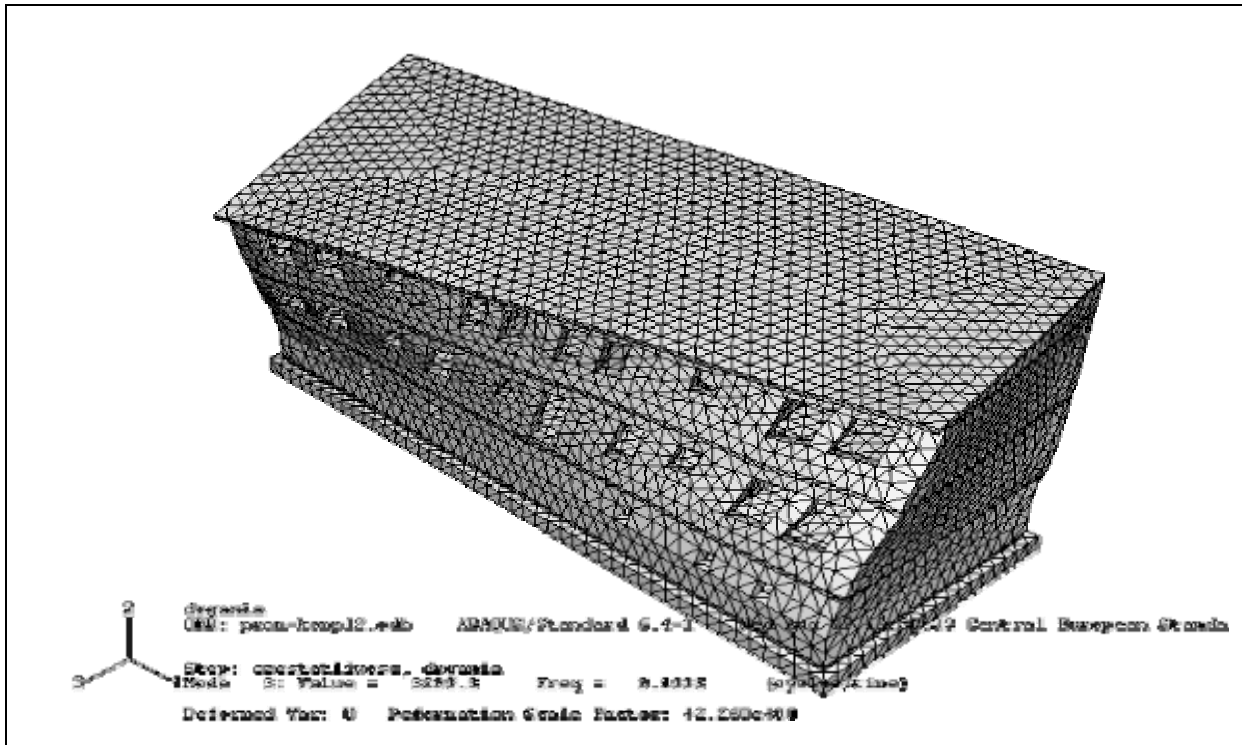
Na kolejnych rysunkach (rys. 5.30 – 5.35) podano postacie drgań własnych modelu budynku w sytuacji występowania w nim konstrukcji i elementów niekonstrukcyjnych (ścianek działowych).



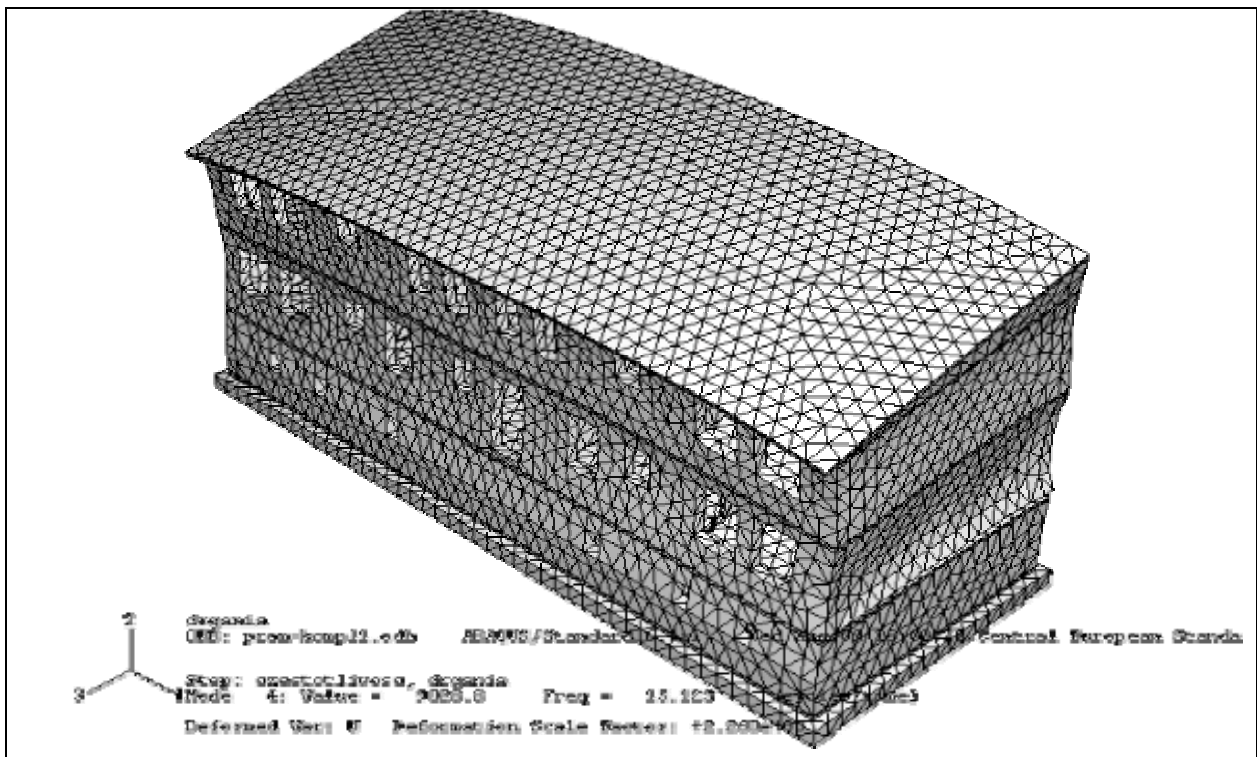
Rys. 5.30. Pierwsza postać drgań własnych modelu kompletnego budynku typu A



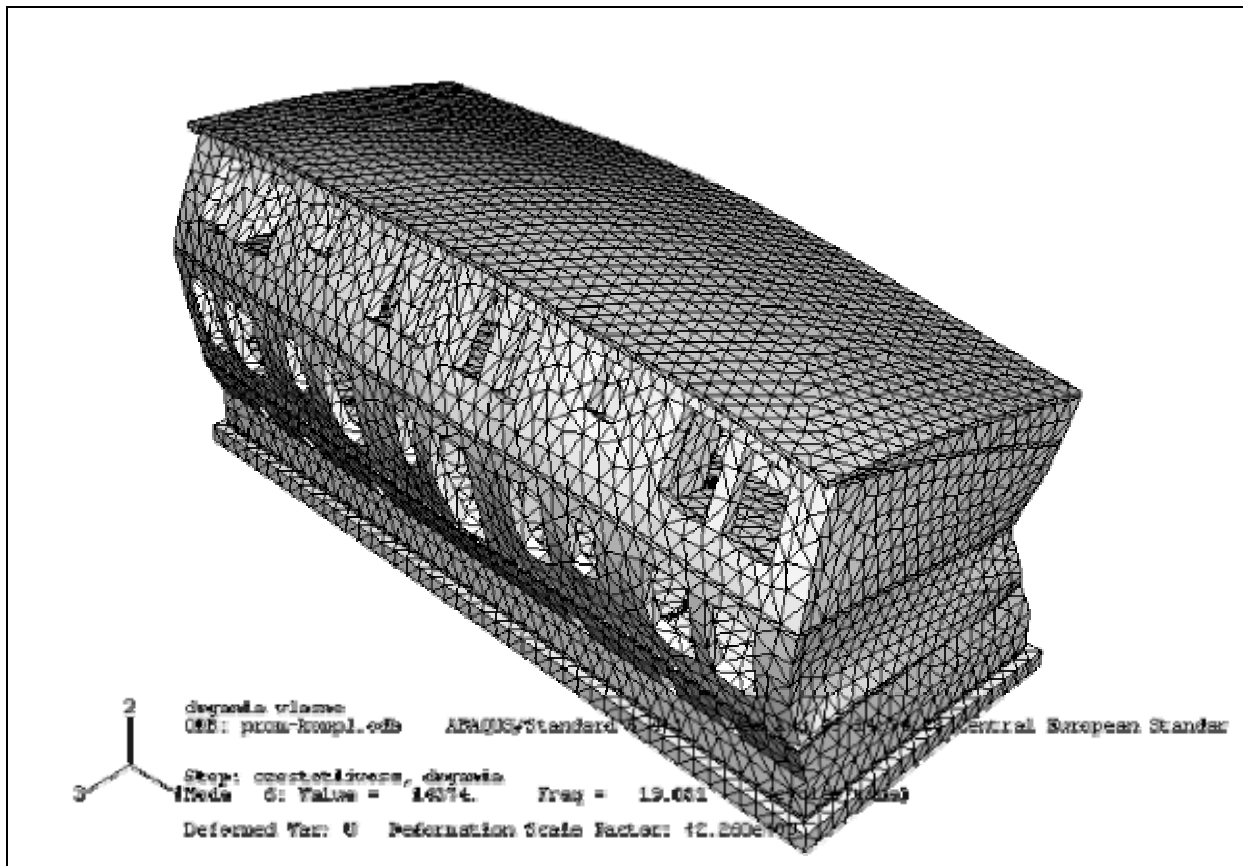
Rys. 5.31. Druga postać drgań własnych modelu kompletnego budynku typu A



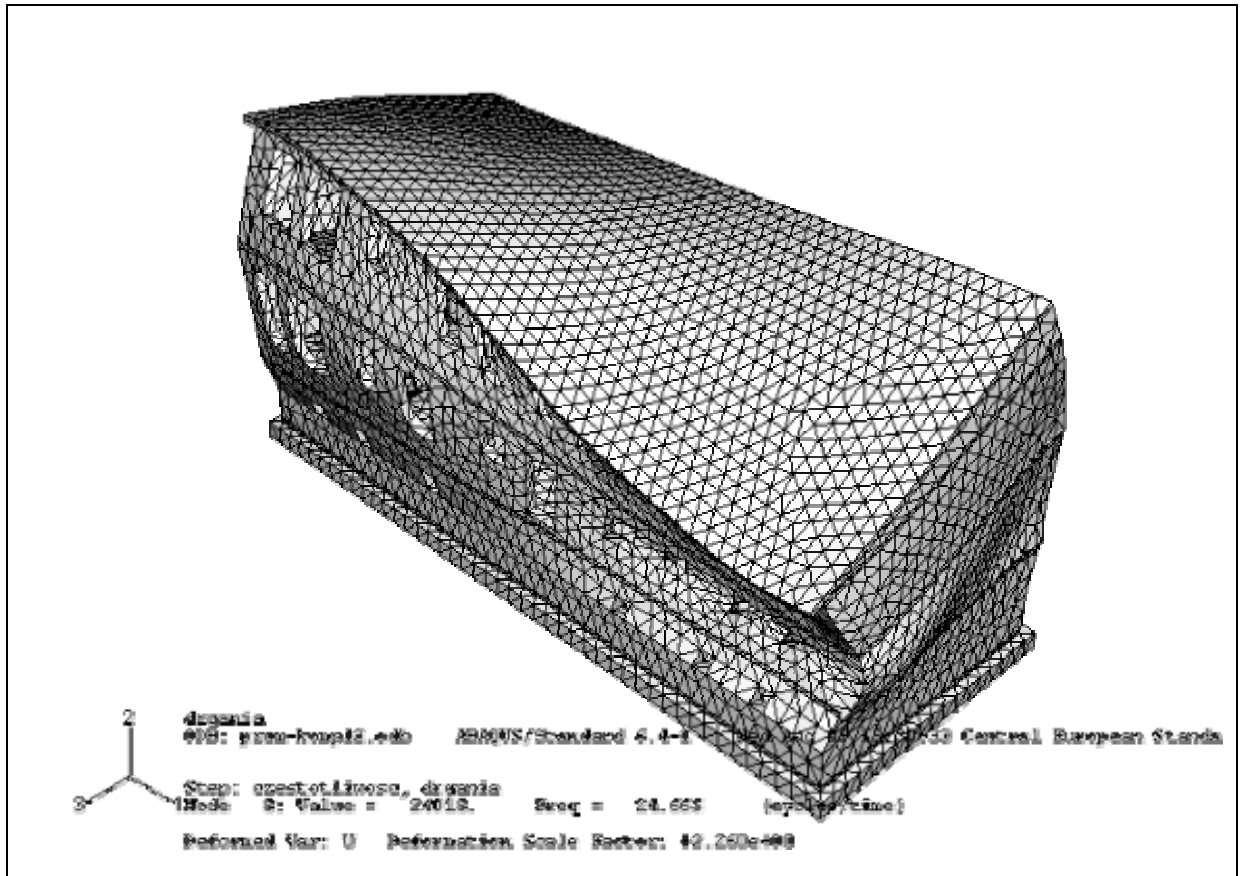
Rys. 5.32. Trzecia postać drgań własnych modelu kompletnego budynku typu A



Rys. 5.33. Czwarta postać drgań własnych modelu kompletnego budynku typu A



Rys. 5.34. Szósta postać drgań własnych modelu kompletnego budynku typu A



Rys. 5.35. Ósma postać drgań własnych modelu kompletnego budynku typu A.

Przedstawione na rysunkach postacie drgań własnych obydwu rozważanych modeli są podobnego kształtu i nie różnią się znacząco między sobą. Analizując jednak postacie drgań z wyższymi częstotliwościami zauważy się występowanie w modelu samej konstrukcji drgań lokalnych stropów albo ścian, które w przypadku modelu kompletnego nie występują. Jest to spowodowane usztywniającym wpływem ścianek działowych na stropy i ściany konstrukcyjne.

Modelem budynku najbardziej odpowiadającym sytuacji występującej podczas pomiarów był model drugi (konstrukcja + elementy niekonstrukcyjne). W tabl. 5.4. zestawiono wyniki uzyskane z pomiarów oraz z obliczeń przeprowadzonych na modelu 2.

Tablica 5.4 Porównanie wyników pomiarów i obliczeń budynku typu A.

Częstotliwość	Wyniki pomiarów [Hz]	Wyniki obliczeń [Hz]	opis
f1	7,61	6,73	
f2	8,99	8,39	
f3	9,24	9,13	
f4	14,23	15,12	
f5	-	18,27	Nie stwierdzono podczas pomiarów
f6	19,10	19,08	
f7	-	22,66	Nie stwierdzono podczas pomiarów
f8	24,09	24,66	

Różnice między pomierzonymi i obliczonymi wartościami częstotliwości własnych nie przekraczają w rozważanym tu budynku 7%. Jedynie w przypadku pierwszej częstotliwości własnej ta różnica wynosi 11% i zapewne wynika z niewystarczającej precyzji w opisie parametrów modelu budynku. Zbyt wiele bowiem pozostało niewiadomych po przeprowadzonej inwentaryzacji budynku, która to inwentaryzacja musiała mieć charakter zbyt ogólny z powodu braku dostępu do niektórych części budynku.

5.4. Wnioski z weryfikacji przyjętej metodyki pomiarowo- interpretacyjnej.

Przeprowadzone badania weryfikujące metodykę pomiarowo- interpretacyjną obejmowały pomiary dynamiczne i modelowanie budynków typu A.

W podsumowaniu przeprowadzonej weryfikacji stwierdza się, że:

- zaproponowany sposób wzbudzenia drgań budynku okazał się skuteczny, a wzbudzany wibroesejem poziom drgań budynku umożliwia uzyskanie informacji o wartościach parametrów opisujących charakterystykę dynamiczną budynku;
- w początkowej fazie pomiarów dynamicznych wskazane jest stosowanie „sweepu” o szerokim paśmie wzbudzenia drgań, przez co umożliwia się identyfikację kolejnych częstotliwości własnych badanego obiektu i na tej podstawie możliwe staje się określenie węższych przedziałów zmiany częstotliwości wymuszenia a przez to dokładniejsze wyznaczenie wartości kolejnej częstotliwości drgań własnych budynku;
- ważną częścią pomiarów powinno być uzyskanie wibrogramów odpowiadających działaniu stałego wymuszenia o częstotliwości bardzo bliskiej kolejnej częstotliwości drgań własnych budynku; stąd należy w programie pomiarów przewidzieć

wymuszenie drgań ze stałą częstotliwością drgań bliską kolejnej częstotliwości drgań własnych;

- końcowa część wibrogramu uzyskanego podczas wymuszenia drgań budynku działaniem płyty wibracyjnej wibrosejsu ze stałą częstotliwością równą lub bardzo bliską kolejnej częstotliwości własnej umożliwia wyznaczenie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań budynku.

Zastosowana procedura kształtowania modelu obliczeniowego budynku z uwzględnieniem opisanych wyżej programów komputerowych pozwala z wystarczającą dokładnością na wyznaczenie charakterystyki dynamicznej budynku. Wyniki obliczeń weryfikujących świadczą o tym, iż wpływ elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynku osiąga poziom możliwy do oceny na podstawie analizy wyników pomiarów.

6. Badanie wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynku typu B.

6.1. Opis budynku typu B.

Budynek typu B jest obiektem dziewięciokondygnacyjnym o konstrukcji ścianowej żelbetowo-murowej. Elementami niekonstrukcyjnymi w budynku są ścianki działowe oraz bloki licznikowe wykonane z elementów ceramicznych.

Badania dotyczą dwóch budynków, z których pierwszy (budynek B1) podczas pomiarów był w trakcie budowy (rys. 6.1), a drugi (budynek B2)- w trakcie zasiedlania (rys. 6.2). W budynku B1 w czasie pomiarów nie było wykończenia tzn. nie występowały takie elementy jak: tynki i ścianki działowe na ostatnich trzech kondygnacjach, nie było wykonanych posadzek, wbudowanych bloków licznikowych oraz nie wykonano stropodachu. Budynek B2 podczas pomiaru był budynkiem kompletnym, oddanym do zasiedlenia. Obydwa budynki konstrukcyjnie były identyczne (wykonane w tej samej technologii przez tego samego wykonawcę).



Rys. 6.1. Widok budynku B1.

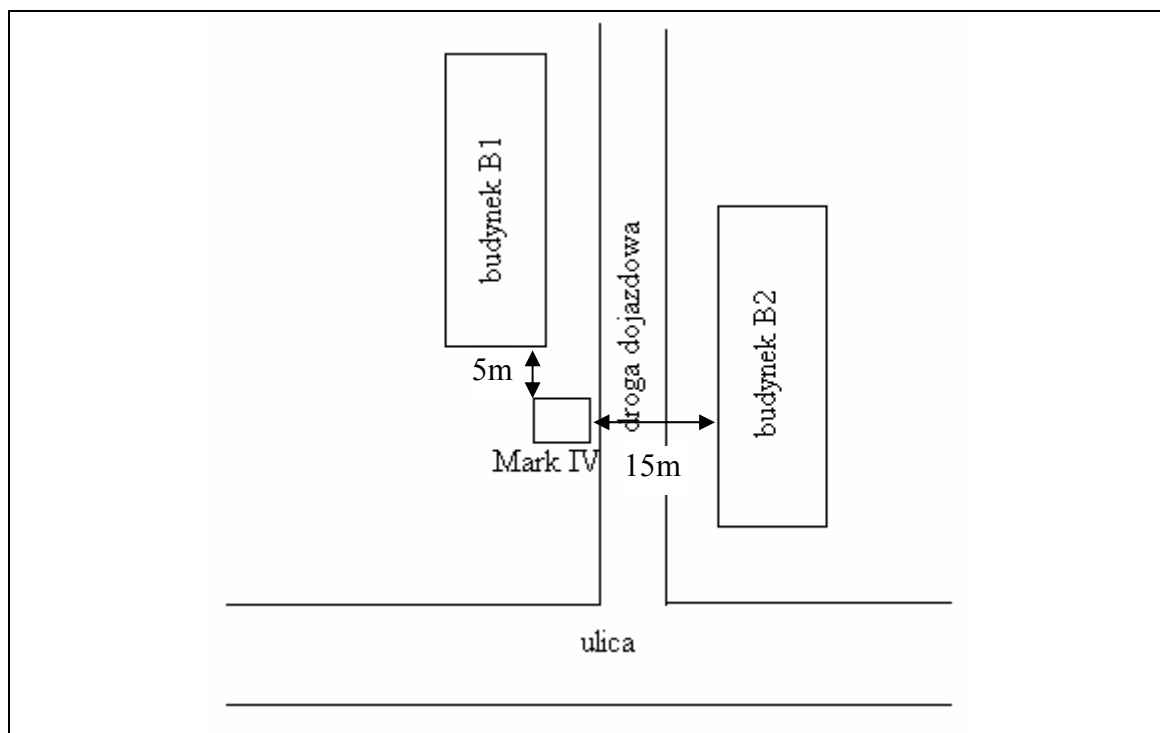


Rys. 6.2. Widok budynku B2.

Celem badań było uzyskanie informacji o wpływie elementów niekonstrukcyjnych i wykończeniowych na charakterystykę dynamiczną budynków wysokich o konstrukcji ścianowej. Szczególnie istotne będą informacje o wpływie tych elementów na parametr opisujący tłumienie drgań.

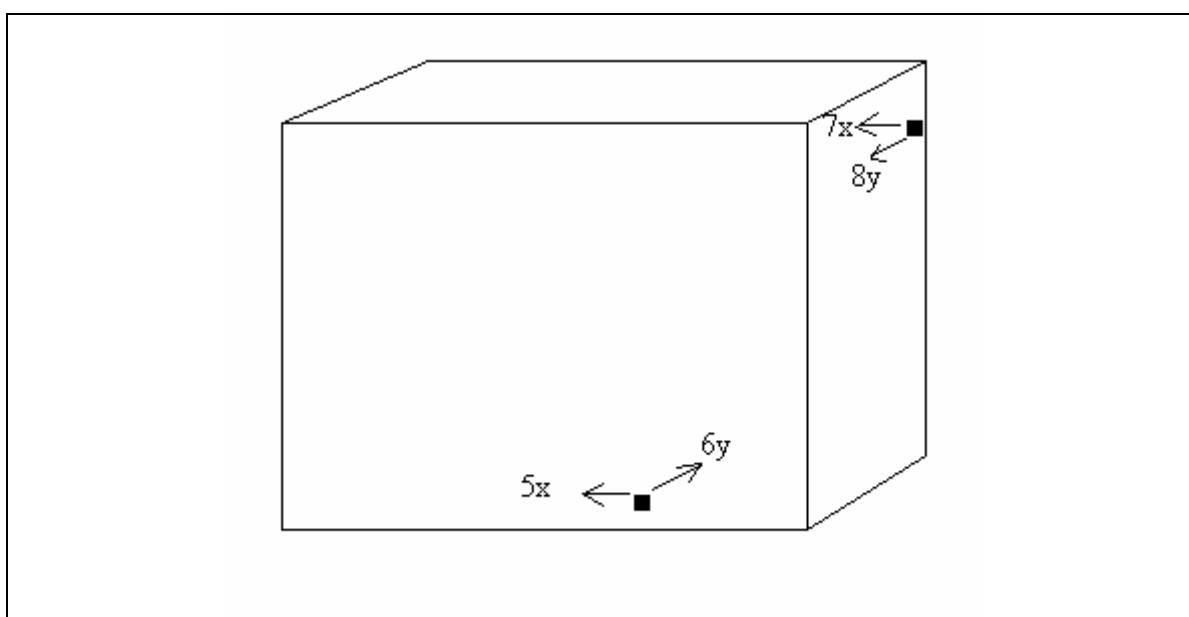
6.2. Pomiary dynamiczne budynków typ B.

- **Źródło drgań.** Drgania budynków B1 i B2 wzbudzano wibrorejsem Mark IV, który generował drgania o częstotliwościach od 5 Hz wzwyż. Źródło drgań usytuowano w odległości ok. 5m od budynku B1 i ok. 15 m od budynku B2, jak to przedstawiono na rys. 6.3.

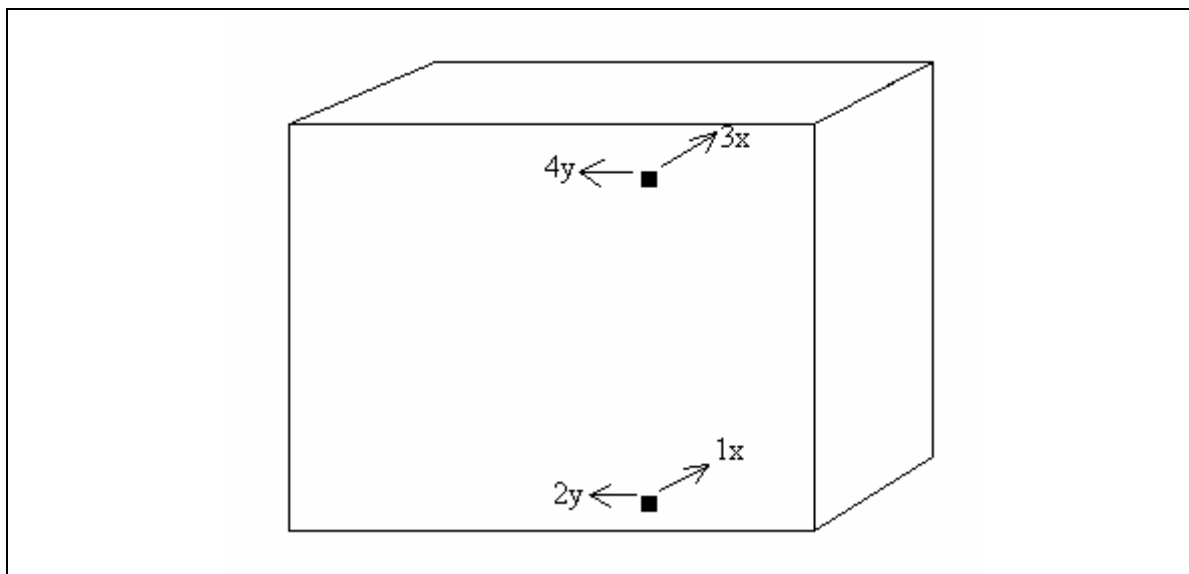


Rys. 6.3. Usytuowanie źródła drgań względem budynków typu B.

- **Rozmieszczenie punktów pomiarowych.** Dwa punkty pomiarowe umieszczono w każdym budynku w poziomie stropu nad piwnicą na klatce schodowej. Kolejne dwa punkty umieszczono: w budynku B1 w narożniku na stropie na ósmej kondygnacji (po stronie źródła drgań), w budynku B2 zaś dwa punkty umieszczono na klatce schodowej na ósmej kondygnacji. Rejestrowano drgania poziome w dwóch prostopadłych kierunkach (x,y). Rozmieszczenie punktów pomiarowych w budynku B1 podano na rys. 6.4, a w budynku B2 na rys. 6.5.

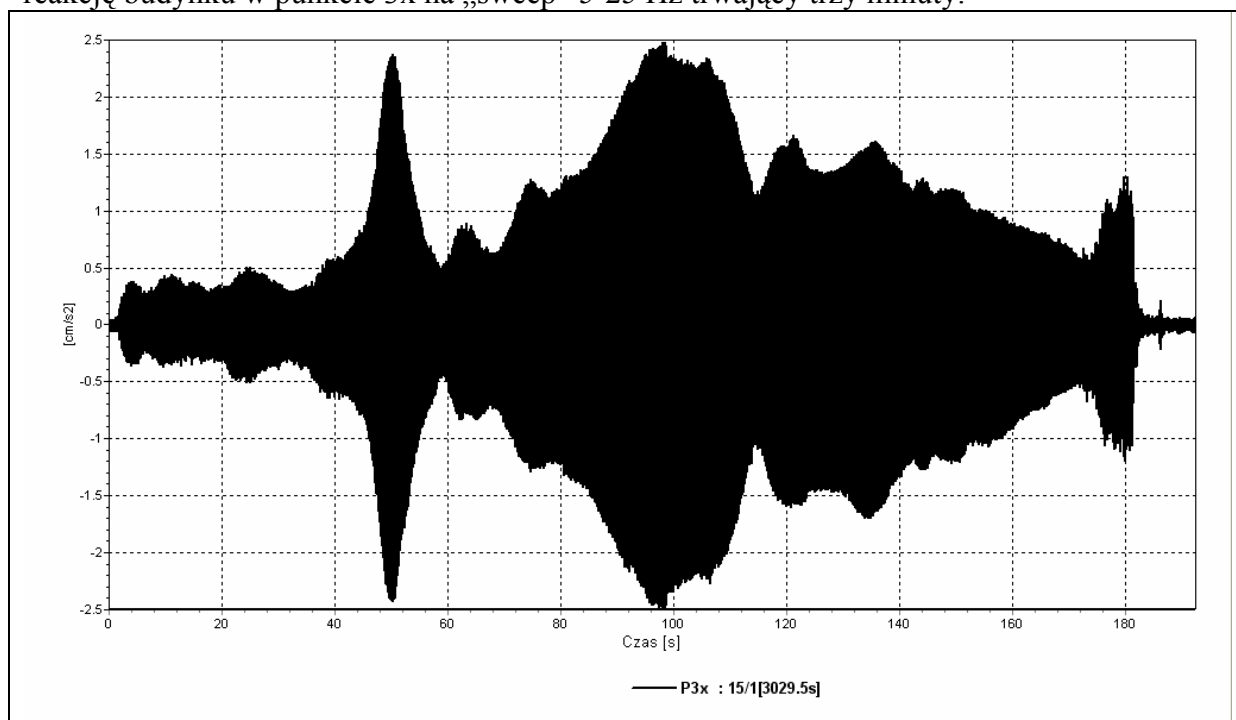


6.4. Rozmieszczenie punktów pomiarowych w budynku B1.



6.5. Rozmieszczenie punktów pomiarowych w budynku B2.

- **Realizacja wymuszenia.** Wykonano trzy „sweeepy” liniowe w następujących przedziałach częstotliwości: 5-25 Hz, 25-50 Hz i 5-50 Hz trwające po 60s każdy. W celu pełnego rozpoznania częstotliwości drgań własnych budynków wykonano także „sweeepy” 5-25 Hz i 25-50 Hz o dłuższym czasie działania wzbudzenia (180s). Na rys. 6.6 podano reakcję budynku w punkcie 3x na „sweep” 5-25 Hz trwający trzy minuty.

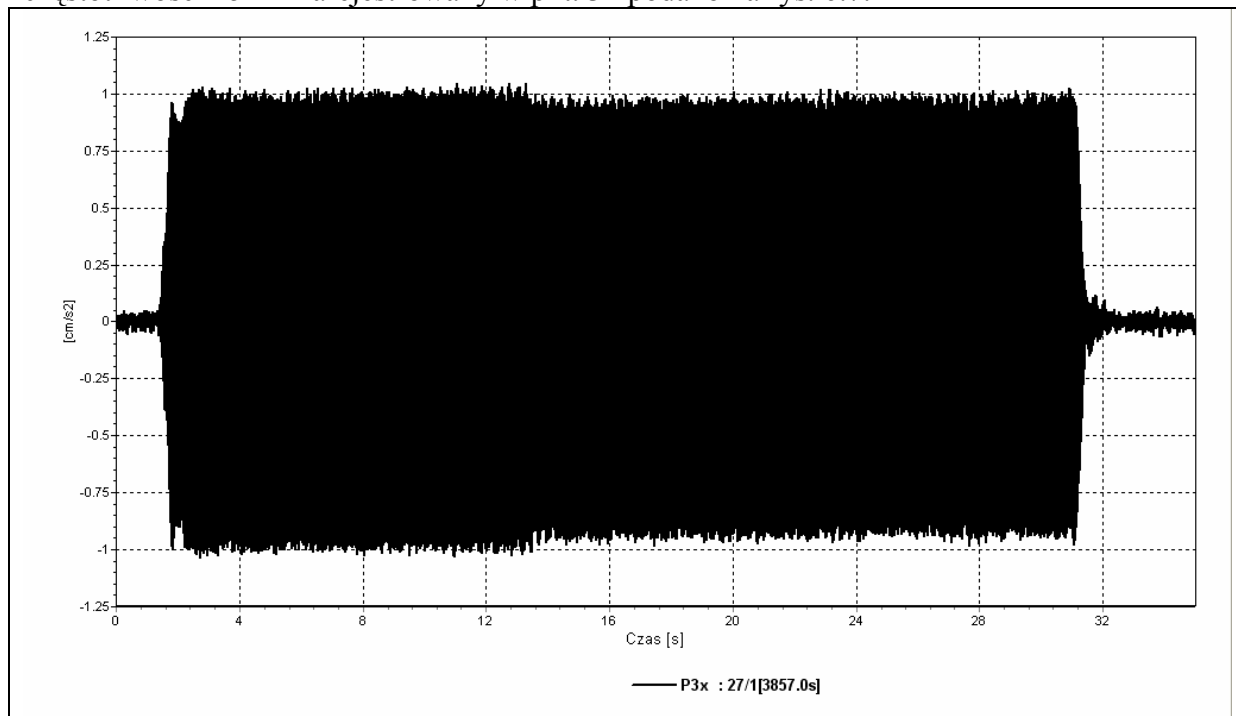


6.6. Wibrogram uzyskany w punkcie 3x podczas pomiaru 15 („sweep” 5-25 Hz).

We wszystkich pomiarach stosowano 30% mocy wibrorejsu.

Po wstępnej analizie wibrogramów uzyskanych podczas „sweepów” długich wykonano wiele „sweepów” krótkich w celu lepszego rozpoznania wartości częstotliwości drgań własnych. Były to „sweeepy” w przedziałach częstotliwości: 5-7 Hz, 8-10 Hz, 10-12 Hz, 12-14 Hz, 15-17 Hz, 20-22 Hz i 22-24 Hz. Wszystkie „sweeepy” krótkie trwały 60s.

Następnie zastosowano wzbudzenia drgań budynków ze stałą częstotliwością zbliżoną do przewidywanych częstotliwości drgań własnych. Wymuszenia ze stałymi częstotliwościami trwały po 30s każde. Stosowano wymuszenia o częstotliwościach: 5, 7, 11, 12, 13, 14, 15, 17, 18, 22, 24, 25, 27 i 29 Hz. Przykładowy wibrogram uzyskany podczas wymuszenia drgań o częstotliwości 25 Hz zarejestrowany w pkt. 3x podano na rys. 6.7.

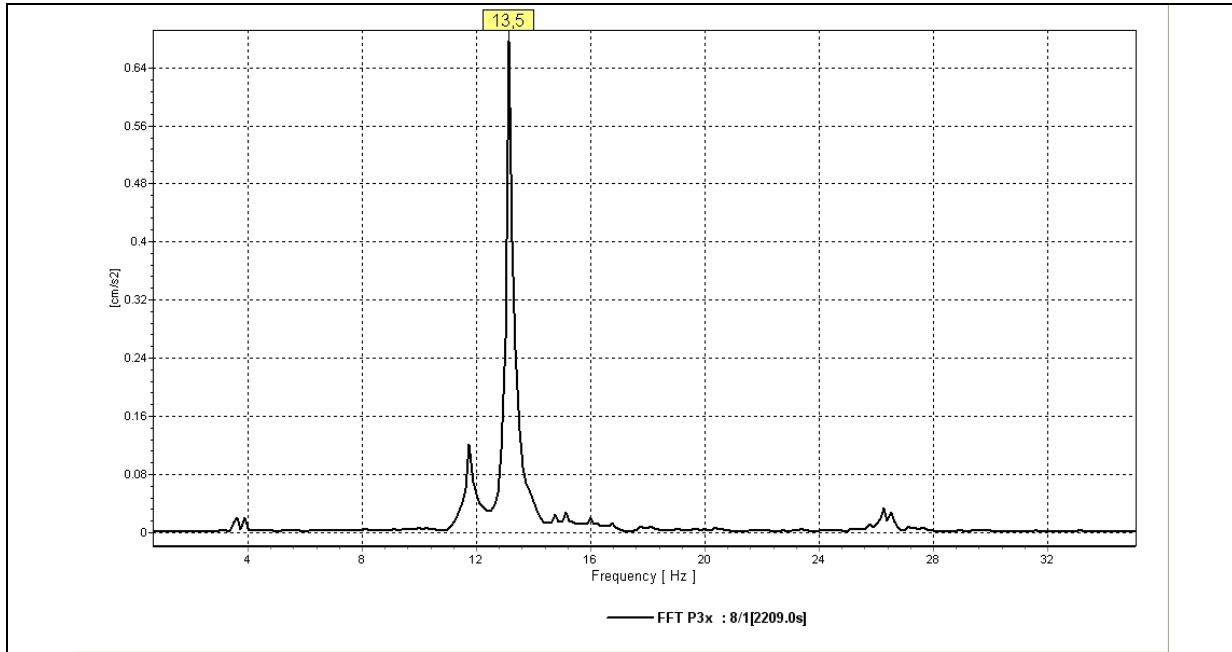


Rys. 6.7. Wibrogram w punkcie 3x podczas pomiaru 27 („sweep” 25 Hz).

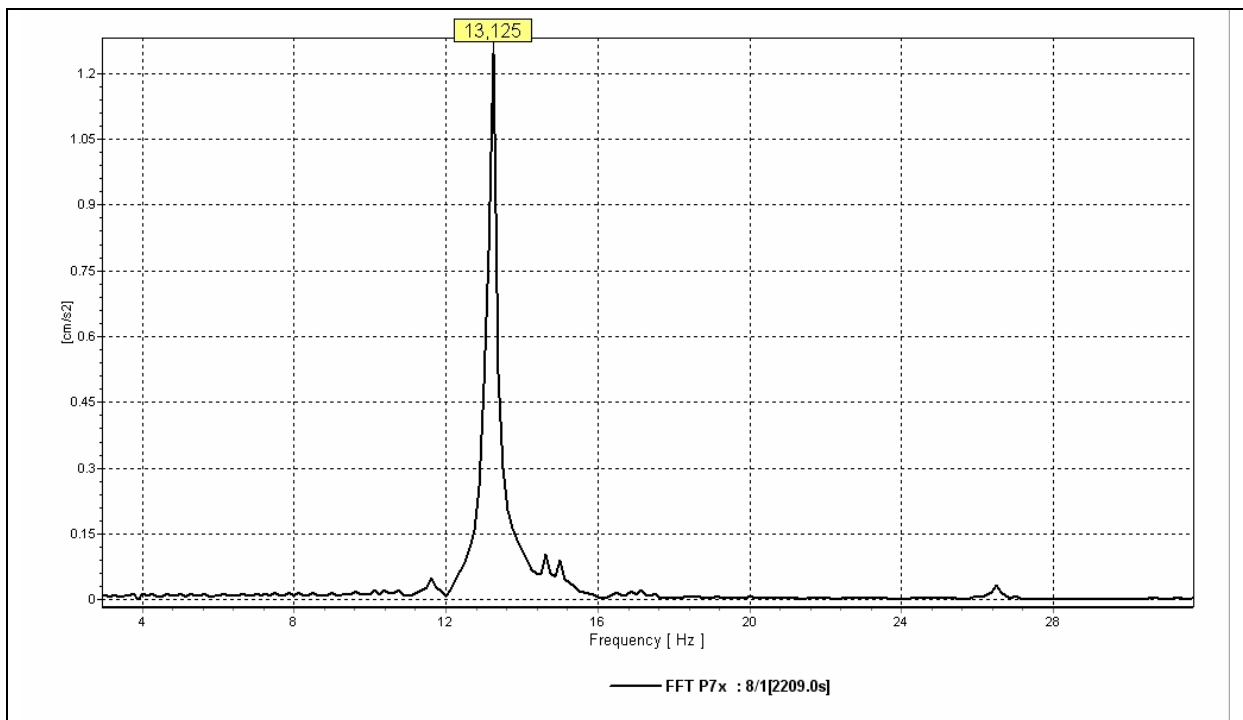
- **Wyniki pomiarów wraz z ich interpretacją.** W analizie wyników pomiarów wykorzystano program ESAM. Analizie poddano wibrogramy zarejestrowane podczas 29 pomiarów w 8 punktach.

Na podstawie wstępnej analizy wibrogramów zarejestrowanych podczas działania długich „sweepów” otrzymano wartości częstotliwości odpowiadających drganiom o lokalnie dominujących amplitudach.

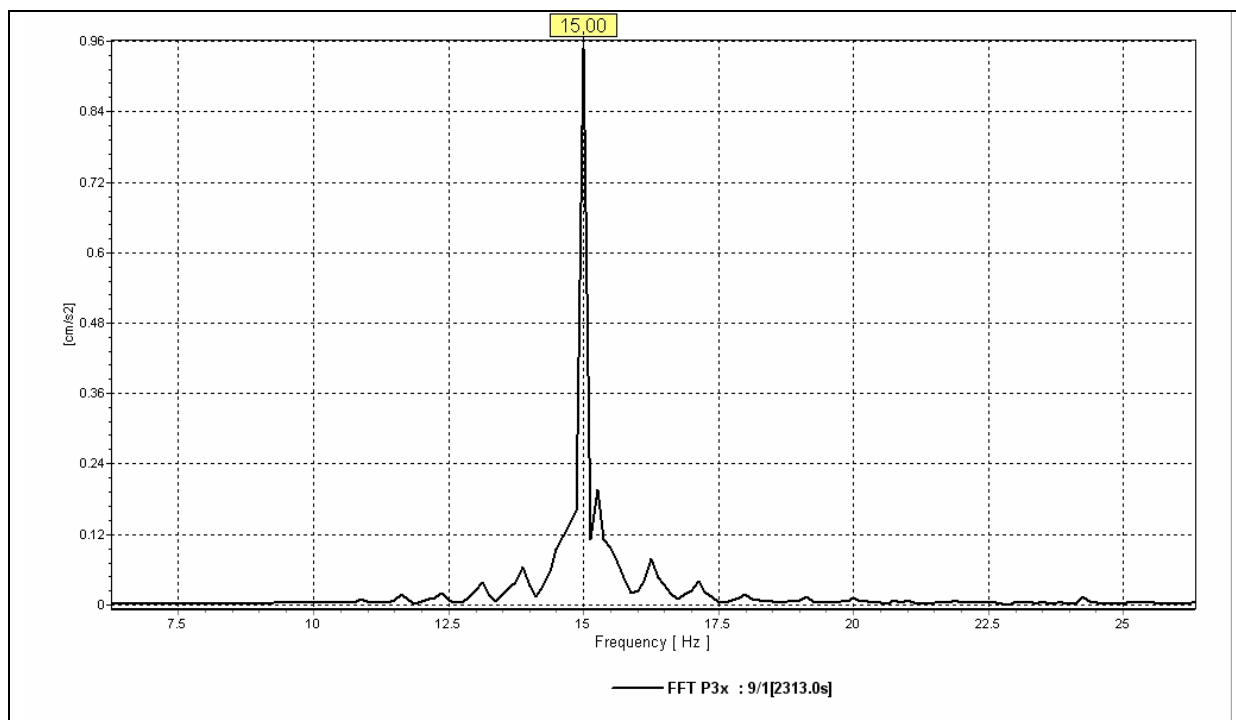
Wykonano również analizę FFT wibrogramów uzyskanych podczas „sweepów” długich i krótkich. Chodziło o dokładniejsze wyznaczenie wartości częstotliwości drgań własnych. Przykładowe wyniki takiej analizy uzyskane w dwóch punktach: 3x (w budynku B2) i 7x (w budynku B1) podano na rys. 6.8-6.11.



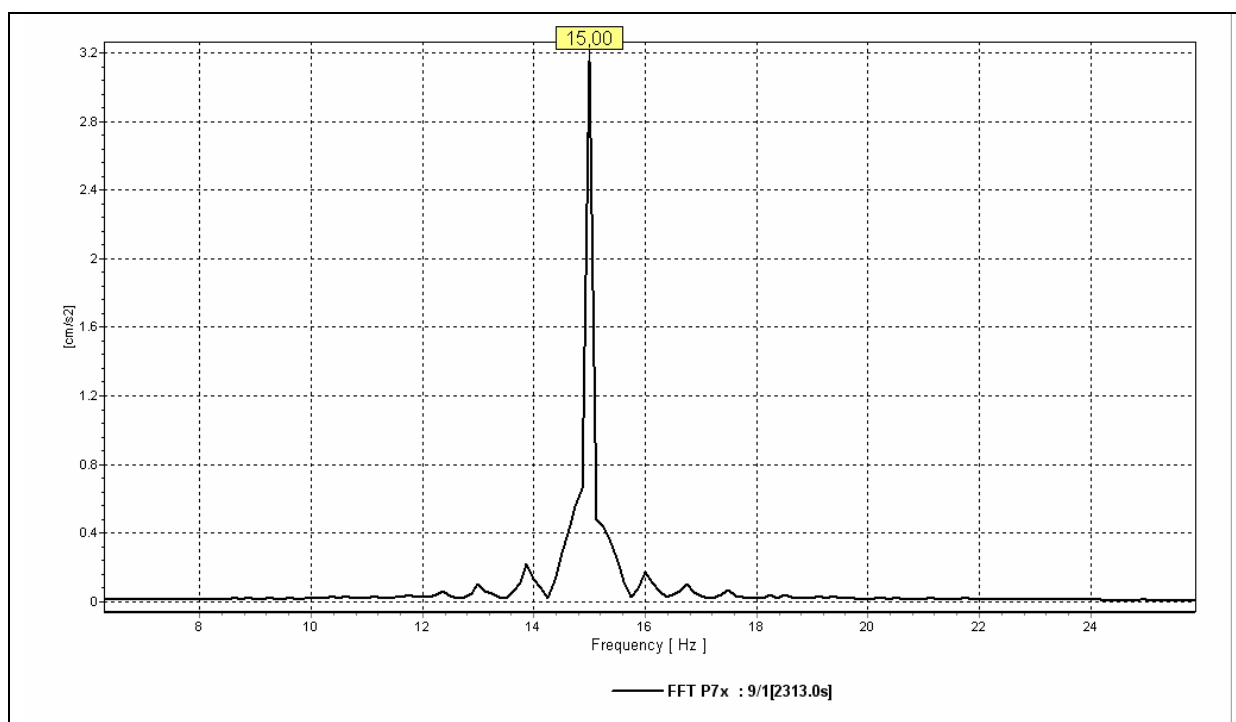
Rys. 6.8. Wynik analizy FFT wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 3x podczas pomiaru 8 („sweep”: 12-14 Hz)



Rys. 6.9. Wynik analizy FFT wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 7x podczas pomiaru 8 („sweep”: 12-14 Hz).



Rys. 6.10. Wynik analizy FFT wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 3x podczas pomiaru 9 („sweep”: 15-17 Hz).

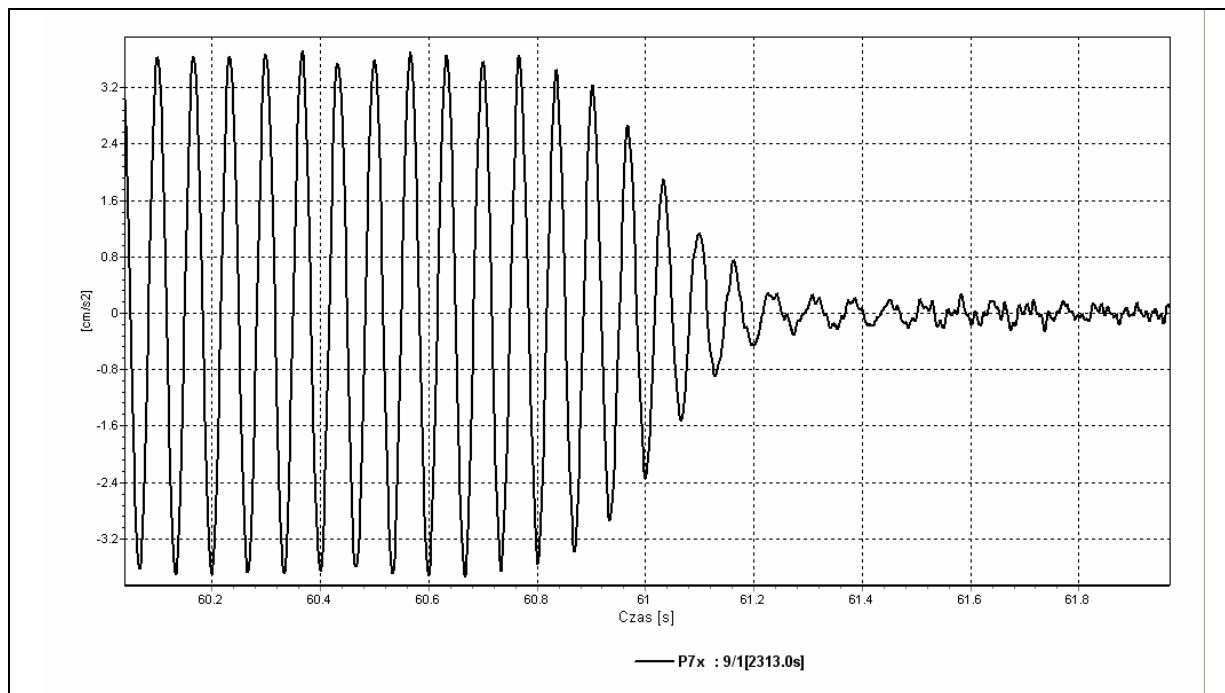


Rys. 6.11. Wynik analizy FFT wibrogramu zarejestrowanego w punkcie 7x podczas pomiaru 9 („sweep”: 15-17 Hz).

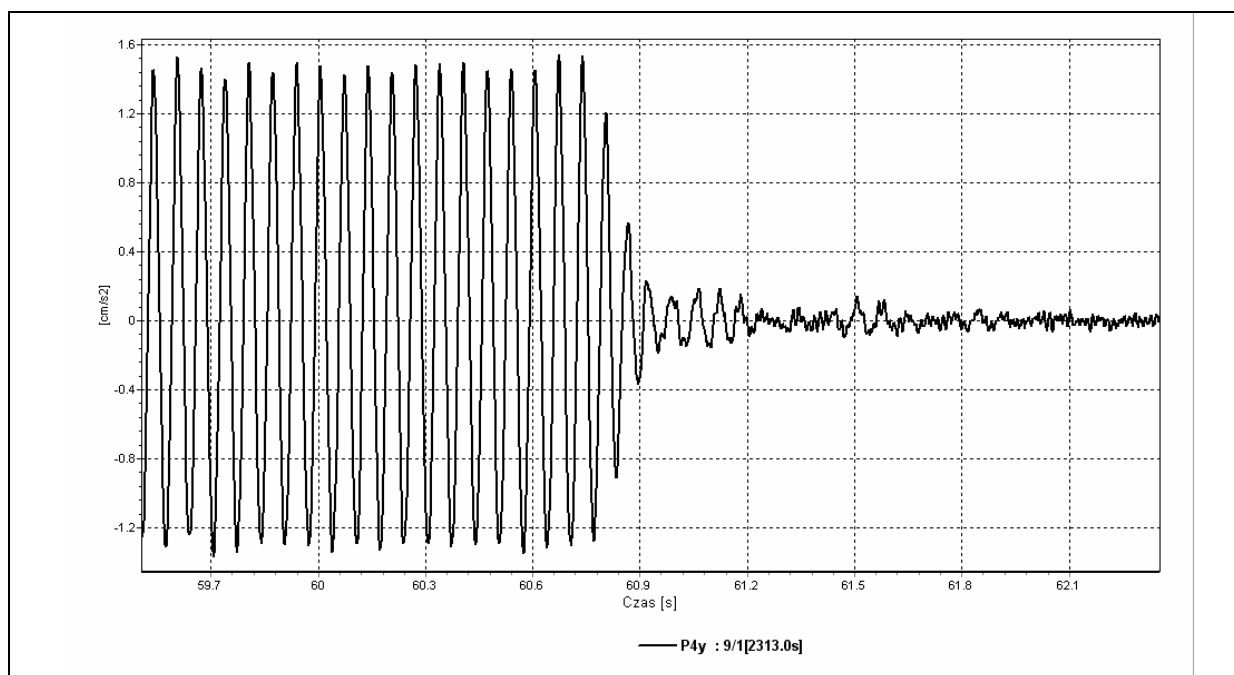
Zastosowany wibrosejs wzbujał drgania od 5 Hz wzwyż. Nie było więc możliwe wzbudzenie drgań o mniejszych częstotliwościach, a tym samym doświadczalne wyznaczenie podstawowej częstotliwości drgań własnych. Uzyskano jednak w zarejestrowanych wibrogramach drgań częstotliwość f_2 drgań własnych, chociaż była ona mniejsza od 5 Hz. Ujawniła się we wszystkich zarejestrowanych wibrogramach.

Wyznaczono również wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań odpowiadające częstotliwościom własnym. Z końcowych odcinków wibrogramów uzyskanych przy wymuszeniu ze stałą częstotliwością możliwe było wyznaczenie logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań δ .

Przykładowo przy wymuszeniu ze stałą częstotliwością 15 Hz otrzymano wibrogramy, których końcowe części podano na rys. 6.12 i 6.13. Wibrogramy te zarejestrowano w pkt. 7x (budynek B1) i 4y (budynek B2).



Rys. 6.12. Końcowy odcinek wibrogramu uzyskanego przy wymuszeniu ze stałą częstotliwością 15Hz i zarejestrowanego w punkcie. 7x (budynek B1).



Rys. 6.13. Końcowy odcinek wibrogramu uzyskanego przy wymuszeniu ze stałą częstotliwością 15Hz i zarejestrowanego w punkcie 4y (budynek B2).

Już z porównania wibrogramów podanych na rys. 6.12 i 6.13 widać, że podczas tego samego pomiaru wibrogramy uzyskane na dwóch różnych budynkach różnią się wyraźnie tak w zakresie czasu zanikania drgań jak i ich częstotliwości.

Ze względu na występujące w końcowej części niektórych wibrogramów nałożenie się drgań o zbliżonych wartościach częstotliwości niezbędne było zastosowanie wąskopasmowej filtracji sygnału. Dopiero taka operacja umożliwiała identyfikowanie parametru opisującego tłumienie drgań i związanie tej wartości z częstotliwością własną.

W tabl. 6.1 zestawiono wyniki pomiarów uzyskane na dwóch budynkach: B1 i B2.

Tablica 6.1. Wartości częstotliwości drgań własnych i tłumienia drgań uzyskane na dwóch budynkach B1 i B2 w wyniku pomiarów.

Postać drgań	Częstotliwość f [Hz]		Tłumienie pomierzone δ [-]		uwagi
	Budynek B1	Budynek B2	Budynek B1	Budynek B2	
f1	-	-	-	-	Częstotliwość nie możliwa do wyznaczenia przy zastosowanym wymuszeniu drgań
f2	2.60	3.70	-	-	częstotliwość widoczna w reakcji na „sweep” od 5 do 50 Hz i od 5-25 Hz (potwierdzona obliczeniowo)
f3	5.00	5.00	-	-	wartości δ nie można było wyznaczyć nawet po filtracji
f4	9.00	9.00	-	-	
f5	11.75	12.00	0.3-0.35	0.35	
f6	13.12-13.25	13.5-14.62	0.23-0.25	0.35-0.38	
f7	15.00	15.00	0.24-0.25	0.36-0.45	
F8	20.00	22.50	0.2	0.26-0.36	
F9	25.25	25.50	0.16-0.22	0.23	
f10	35.00	35.00	-	-	wartości tłumienia nie podlegały pomiarom
f11	40.00	40.00	-	-	
f12	44.78	45.00	-	-	
f13	54.50	55.00	-	-	

Częstotliwości drgań własnych obydwu budynków nie wykazują wyraźnych różnic. Oznacza to, że elementy wykończenia (niekonstrukcyjne) mają niewielki wpływ na sztywność tego typu budynków. Różnice w wartościach logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań wyznaczonych na dwóch badanych obiektach są tu już wyraźnie zauważalne. Budynek z wbudowanymi elementami niekonstrukcyjnymi wykazuje wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań większe niż budynek tych elementów pozbawiony.

Wartości częstotliwości drgań własnych uzyskane z pomiarów w dwóch analizowanych sytuacjach nie wykazują istotnych różnic. Zauważa się jednak, że częstotliwości opisujące budynek B1 jeśli są różne, to zawsze są mniejsze od częstotliwości opisujących budynek kompletny (B2).

Podobnie jak to miało miejsce w rozdz. 5.2 również tu wyznaczono współczynniki „a” i „b” opisujące macierz tłumienia jako liniową kombinację macierzy sztywności i bezwładności (por. wzór (1.1) i sposób obliczania według [26]).

Uwzględniając w budynku B1 wartości uzyskane z pomiarów: $f_a = f_6 = 13,25$ Hz i $\delta_a = \delta_6 = 0,24$ ($\zeta_6 = 0,0382$) oraz $f_b = f_8 = 20,00$ Hz i $\delta_b = \delta_8 = 0,20$ ($\zeta_8 = 0,0318$) otrzymano

$a= 5,0815$ i $b= 0,0001842$. wybrano do opisanie wartości f_6 i f_8 , gdyż odpowiadające im δ wyznaczono stosunkowo jednoznacznie. W modelu tłumienia budynku B1 opisanym wyznaczonymi współczynnikami obliczono wartości parametrów opisujących tłumienie i zestawiono je poniżej:

$f_2= 2,60$ Hz	$\rightarrow \delta_2= (0,98); \zeta_2= (0,1571)$
$f_3= 5,00$ Hz	$\rightarrow \delta_3= (0,52); \zeta_3= (0,084)$
$f_4= 9,00$ Hz	$\rightarrow \delta_4= 0,31; \zeta_4= 0,0501$
$f_5= 11,75$ Hz	$\rightarrow \delta_5= 0,26; \zeta_5= 0,0412$
$f_6= 13,12$ Hz	$\rightarrow \delta_6= \underline{0,24}; \zeta_6= 0,0382$
$f_7= 15,00$ Hz	$\rightarrow \delta_7= 0,22; \zeta_7= 0,0356$
$f_8= 20,00$ Hz	$\rightarrow \delta_8= \underline{0,20}; \zeta_8= 0,0318$
$f_9= 25,25$ Hz	$\rightarrow \delta_9= \underline{0,19}; \zeta_9= 0,0306$

W nawiasie ujęto wartość zbyt dużą jak na tego typu budynek.

Podobnie uwzględniając w budynku B2 wartości uzyskane z pomiarów: $f_a= f_5= 12,00$ Hz i $\delta_a= \delta_5= 0,35$ ($\zeta_5= 0,0557$) oraz $f_b= f_9= 25,50$ Hz i $\delta_b= \delta_9= 0,23$ ($\zeta_9= 0,0366$) otrzymano $a= 7,4487$ i $b= 0,0001667$.

W modelu tłumienia budynku B2 opisanym wyznaczonymi współczynnikami wyznaczono wartości parametrów opisujących tłumienie i zestawiono je poniżej:

$f_2= 3,70$ Hz	$\rightarrow \delta_2= (1,02); \zeta_2= (0,1622)$
$f_3= 5,00$ Hz	$\rightarrow \delta_3= (0,76); \zeta_3= (0,1213)$
$f_4= 9,00$ Hz	$\rightarrow \delta_4= 0,44; \zeta_4= 0,0707$
$f_5= 12,00$ Hz	$\rightarrow \delta_5= \underline{0,35}; \zeta_5= 0,0557$
$f_6= 13,50$ Hz	$\rightarrow \delta_6= 0,32; \zeta_6= 0,0510$
$f_7= 15,00$ Hz	$\rightarrow \delta_7= 0,30; \zeta_7= 0,0474$
$f_8= 22,50$ Hz	$\rightarrow \delta_8= 0,24; \zeta_8= 0,0381$
$f_9= 25,50$ Hz	$\rightarrow \delta_9= \underline{0,23}; \zeta_9= 0,0366$

W powyższych zestawieniach podkreślono wartości δ , o których wystarczająco dobrze informuje przyjęty model tłumienia sztywnościowo- bezwładnościowego.

Można podjąć inne próby wyznaczenia współczynników „a” i „b”, przy których to wartościach opis właściwości tłumiących byłby lepszy w znacznie szerszym przedziale. Nie kontynuowano takich analiz ze względu na stosunkowo małą dokładność wartości współczynnika tłumienia wyznaczonego podczas pomiarów.

6.3. Modele obliczeniowe budynków typu B i ich charakterystyki.

Na podstawie zweryfikowanego podczas wizji lokalnych projektu budynku B przedstawionego w formie plików AutoCAD zbudowano modele obliczeniowe budynków B1 i B2. Ukształtowano również dodatkowo model budynku, w którym występują tylko elementy konstrukcyjne z pominięciem wszystkich (w całym budynku) elementów niekonstrukcyjnych. Ten ostatni model oznaczono jako budynek B0. Wykorzystano program obliczeniowy DIANA.

Zarówno elementy konstrukcyjne jak i niekonstrukcyjne modelowano jako elementy tarczowe. Połączenia między konstrukcją a elementami niekonstrukcyjnymi kształtowano jako przegubowe.

W pierwszym etapie obliczeń (modele B0, B1 i B2) przyjęto sztywne zamocowanie budynku w podłożu. W drugim etapie natomiast (modele B1 i B2) uwzględniono współpracę

budynku z podłożem przez zastosowanie zastępczego współczynnika sprężystości o wartości 24830 kN/m. Współczynnik ten wyznaczono zgodnie z normą [39].

Wartości stałych materiałowych przyjęto na podstawie [42] oraz [41] i zestawiono w tabl. 6.2.

Tablica 6.2. Stałe materiałowe przyjęte w modelowaniu budynku.

Materiał	moduł Younga E [GPa]	współczynnik Poissona ν [-]	gęstość masy ρ_m [kg/m ³]
Beton zbrojony	26	0,17	2500
Mur z pustaków	2,5	0,25	1800

Wykonano obliczenia częstotliwości i postaci drgań własnych modeli budynków. W tabl. 6.3 zestawiono obliczone wartości kolejnych częstotliwości drgań własnych modeli budynku.

Tablica 6.3. Obliczone częstotliwości drgań własnych modeli budynku.

Numer częstotliwości [Hz]	Sprężyste zamocowanie w podłożu		Szttywne zamocowanie budynku w podłożu		
	Model B1	Model B2	Model B1	Model B2	Model B0
f1	0.94	0.90	1.02	0.98	1.01
f2	3.03	2.95	3.33	3.25	3.28
f3	5.60	5.49	6.23	6.13	6.21
f4	8.70	8.57	9.85	9.73	9.93
f5	12.30	12.16	14.13	13.99	14.36
f6	13.94	13.94	16.89	16.89	17.99
f7	16.04	16.00	18.56	18.41	18.68
f8*	16.15	16.04	22.07	21.92	18.89
f9*	19.68	19.52	22.48	22.47	19.14
f10	20.29	20.29	33.45	33.45	19.51
f11*	21.64	21.63	35.33	35.33	19.85
f12	22.37	22.20	37.80	37.79	20.10
f13	34.05	34.04	40.85	40.84	20.20
f14	40.43	40.43	48.24	48.22	20.67
f15*	41.42	41.40	73.19	73.19	22.76
f16	45.30	45.29	77.89	77.88	24.52
f17	54.64	54.63	89.68	89.68	32.61

* Postacie drgań o lokalnym charakterze (lokalne drganie stropu albo ściany)

Na podstawie analizy wartości częstotliwości drgań własnych zestawionych w tabl. 6.3 można sformułować następujące uwagi:

- wartości początkowych siedmiu częstotliwości drgań własnych wyznaczonych w modelach B1 i B2 (a nawet B0) nie różnią się w sposób zauważalny; różnice między tymi wartościami są niewielkie; znacznie większy wpływ na wartości częstotliwości ma przyjęcie sposobu związania budynku z podłożem (sztywne albo sprężyste) od wpływu wbudowania albo nie elementów niekonstrukcyjnych;
- wraz ze wzrostem numeru częstotliwości drgań własnych (powyżej ósmej) wpływ elementów niekonstrukcyjnych na wartości częstotliwości drgań własnych wyraźnie wzrasta; trzeba jednak zauważyć, że wpływ tych częstotliwości na odpowiedź budynku na działanie dynamiczne najczęściej jest mały i przeważnie pomijalny (por. metoda modalna w analizie konstrukcji na obciążenia dynamiczne [45]);
- podczas pomiarów budynków B1 i B2 różnice wynikające z wbudowania w budynku B2 elementów niekonstrukcyjnych nie były znaczne; stąd też nie stwierdzono

istotnych różnic między wartościami częstotliwości drgań własnych tych budynków (sposrzczenie to zostało wcześniej potwierdzone doświadczalnie- por. tabl. 6.1).

6.4. Porównanie wyników pomiarów i obliczeń

Uzyskane w wyniku pomiarów dynamicznych oraz w wyniku obliczeń wartości częstotliwości drgań własnych umożliwiają ocenę odpowiedności zastosowanego w obliczeniach modelu obliczeniowego budynku. W odniesieniu do budynku B1 i jego modelu odpowiednie wartości zestawiono w tabl. 6.4. Podobne zestawienie podano w tabl. 6.5. Odnosi się ono do budynku B2 i jego modelu obliczeniowego.

Tablica 6.4. Porównanie wyników pomierzonych z wynikami obliczonymi dotyczących budynku B1.

Numer częstotliwości	Częstotliwości drgań własnych [Hz]		Różnice pomiędzy wartościami obliczonymi i pomierzonymi [%]
	wartości pomierzone na budynku B1	wartości obliczone dotyczące budynku B1	
f1	-	0.94	-
f2	2.60	3.03	16.5
f3	5.00	5.60	12.0
f4	9.00	8.70	3.3
f5	11.75	12.30	4.7
f6	13.25	13.94	5.2
f7	15.00	16.04	6.9
f8*	-	16.15	-
f9*	-	19.68	-
f10	22.50	20.29	1.4
f11*	-	21.64	-
f12	25.50	22.37	11.4
f13	35.00	34.05	2.7
f14	40.00	40.43	1.1
f15*	-	41.42	-
f16	44.78	45.30	1.2
f17	54.50	54.64	0.1

* Postacie drgań o lokalnym charakterze (wynikające z drgań stropów albo ścian)

Tablica 6.5. Porównanie wyników pomierzonych z wynikami obliczonymi dotyczących budynku B2.

Numer częstotliwości	Częstotliwości drgań własnych [Hz]		Różnice pomiędzy wartościami obliczonymi i pomierzonymi [%]
	wartości pomierzone na budynku B2	wartości obliczone dotyczące budynku B2	
f1	-	0.90	-
f2	3.70	2.95	20.3
f3	5.00	5.49	9.8
f4	9.00	8.57	4.8
f5	12.00	12.16	1.3
f6	14.62	13.94	4.6
f7	15.00	16.00	6.7
f8*	-	16.04	-
f9*	-	19.52	-
f10	20.00	20.29	1.4
f11*	-	21.63	-
f12	25.25	22.20	12.1
f13	35.00	34.04	2.7
f14	40.00	40.43	1.1
f15*	-	41.40	-
f16	45.00	45.29	0.1
f17	55.00	54.63	0.1

Różnice między wartościami częstotliwości pomierzonych i obliczonych na przyjętym modelu są nieznaczne. Jedynie w odniesieniu do drugiej i trzeciej częstotliwości różnice te są znacznie większe. Należy jednak uwzględnić w tej ocenie informacje o tym, iż częstotliwości f2 i f3 określone zostały w wyniku pomiarów ze zbyt małą dokładnością. Wibracją można było wzbudzać drgania z częstotliwościami o wartościach większych niż 5Hz, a wskazane częstotliwości własne są mniejsze (f2) i równe (f3) dolnej granicy przedziału częstotliwości wzbudzanych tym urządzeniem. Uwzględniając powyższe informacje można przyjąć, że rozważany w analizach model obliczeniowy budynku został ukształtowany z wystarczającą dokładnością.

Z analiz przedstawionych w niniejszym rozdziale wynika, iż w stosunkowo wysokim budynku elementy niekonstrukcyjne w nim występujące nie wpływają znacząco na zmianę wartości częstotliwości drgań własnych budynku. Ten wpływ okazuje się znacznie mniejszy od wynikającego ze zmiany warunków związania budynku z podłożem tzn. przejściem z zamocowania sztywnego do sprężystego zamocowania w podłożu. Został wykazany (por. tabl. 6.1) wpływ elementów niekonstrukcyjnych na zauważalny wzrost wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań.

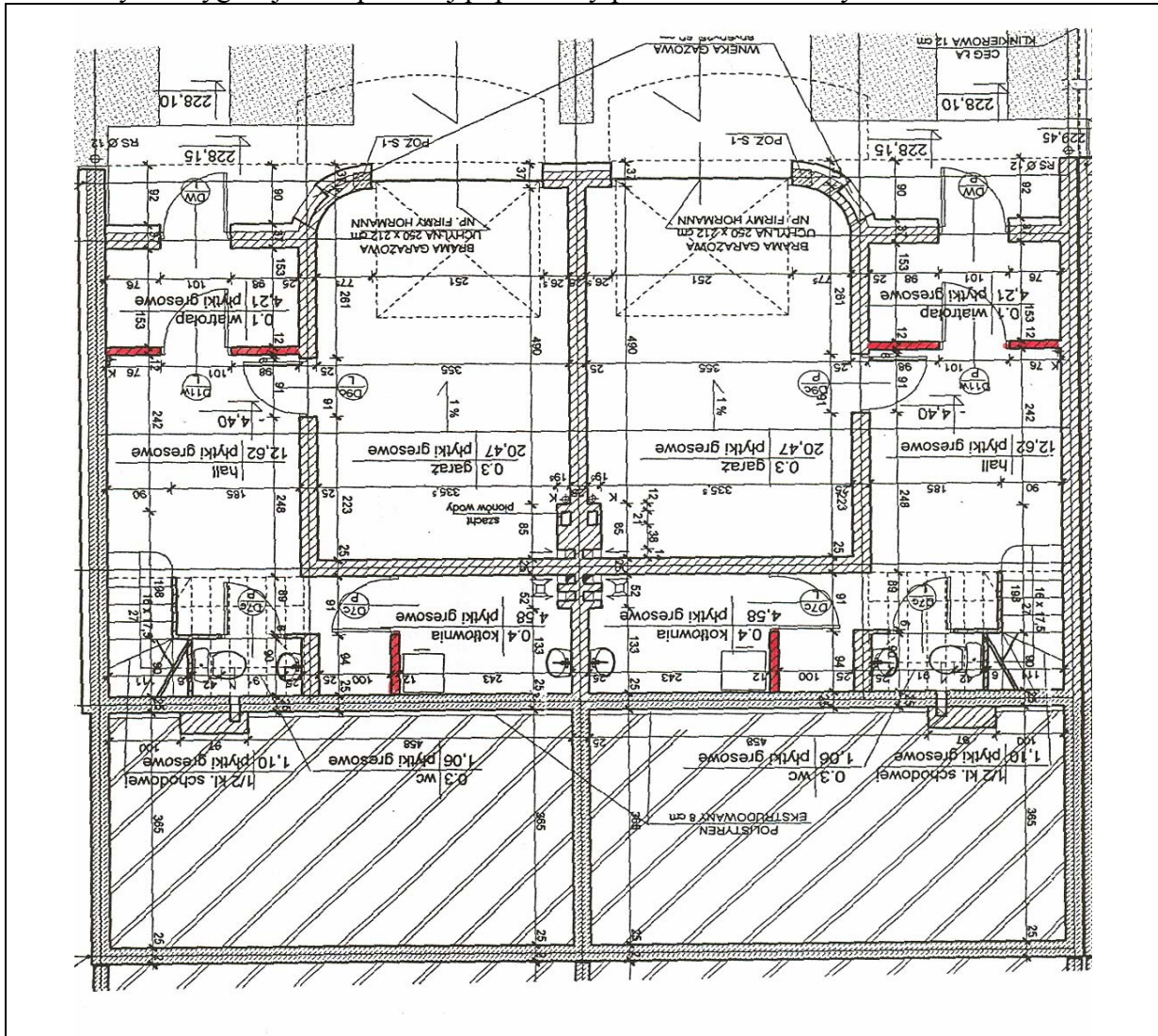
7. Badanie wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynków typu C.

7.1. Opis budynków typu C.

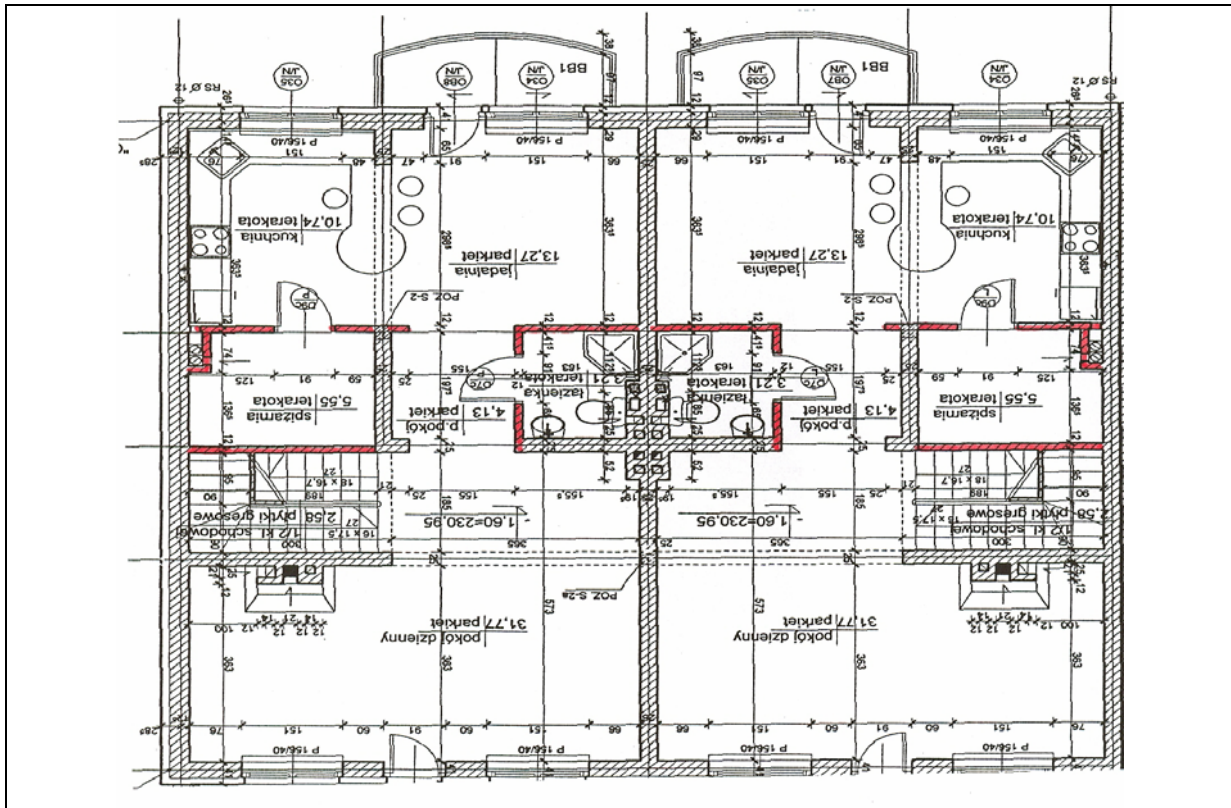
Budynki C - to budynki o trzech kondygnacjach typu „bliźniak”. Badaniami objęto trzy budynki w zabudowie szeregowej.

Kondygnacja przyziemia (por. rys. 7.1) z jednej strony zagłębiona jest w podłożu gruntowym, po przeciwległej stronie natomiast usytuowane są wjazdy do garaży pomieszczonej na tej kondygnacji. Konstrukcję nośną budynków typu C stanowią żelbetowe stropy oraz ściany z pustaków ceramicznych. Ściany zewnętrzne kondygnacji przyziemia wykonano jako żelbetowe. Konstrukcję więźby drewniana więźba dachowa o rozbudowanej strukturze ze względu na występujące w niej okna typu „jaskółka”. Wysokość budynków wynosi 9,11 m od strony zagłębionej w podłożu gruntowym i 11,63 m od strony wjazdów do garaży. Wymiary budynków w rzucie wynoszą 12,53m x 13,85m.

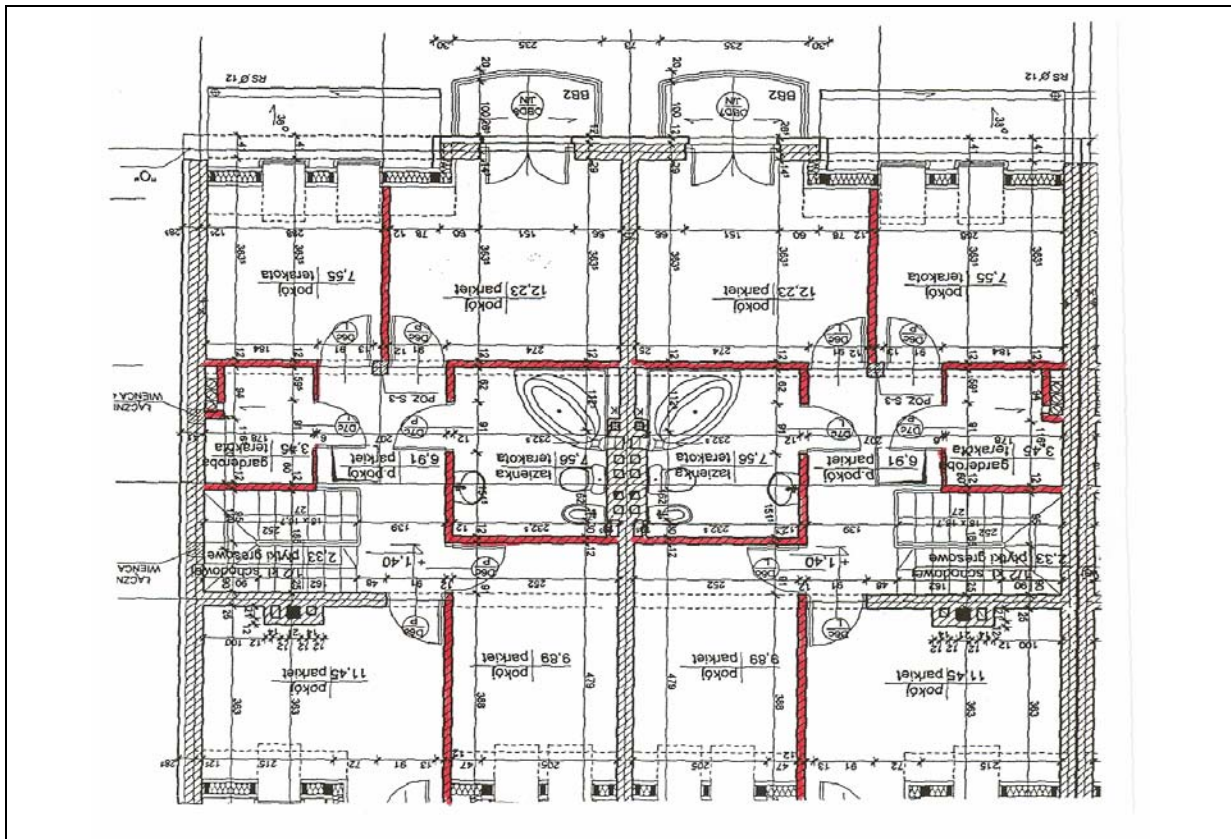
Rzuty kondygnacji oraz przekrój poprzeczny przedstawiono na rys. 7.1-7.4.



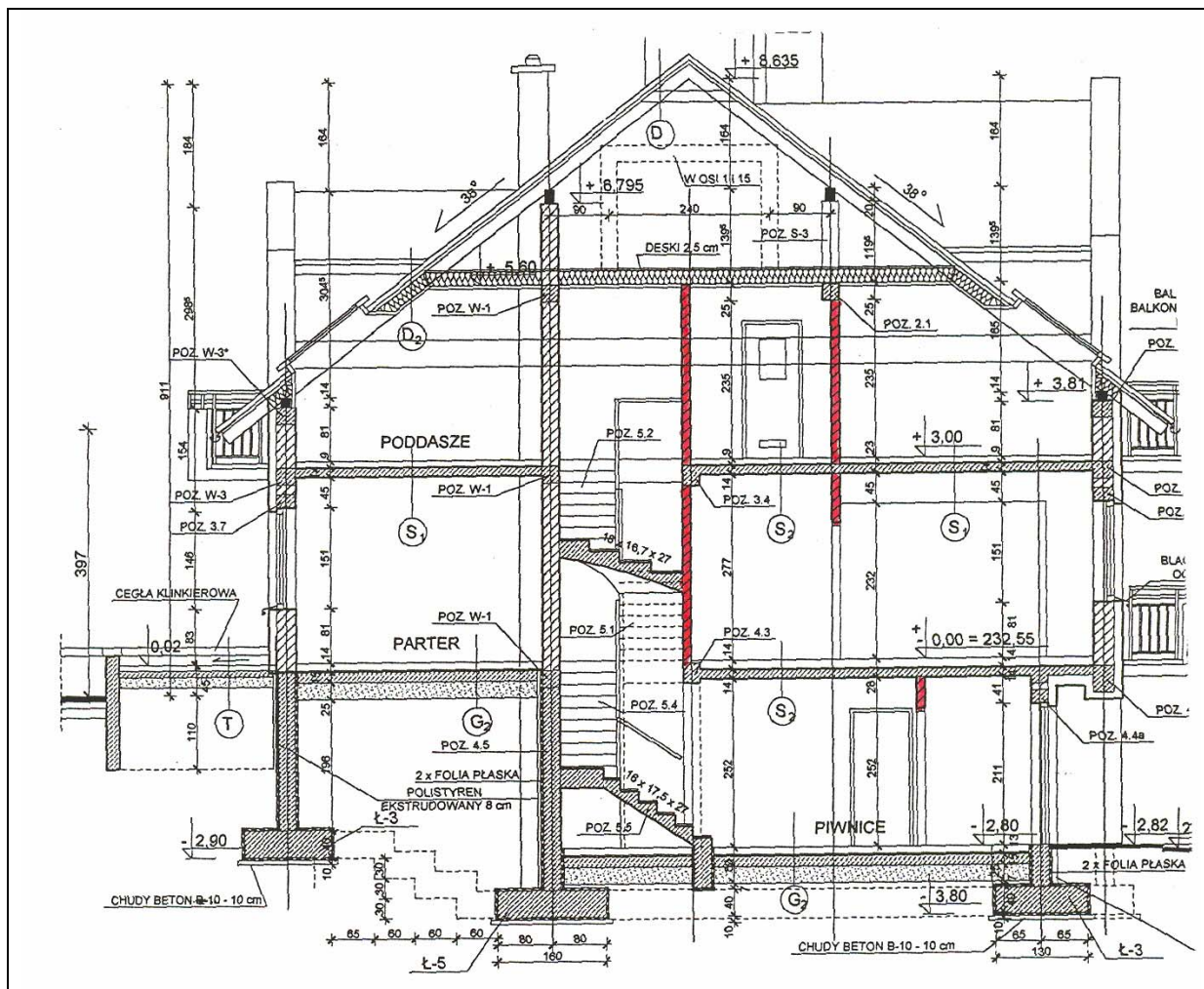
Rys. 7.1. Rzut przyziemia budynków typu C.



Rys. 7.2. Rzut parteru budynków typu C.



Rys. 7.3. Rzut poddasza budynków typu C.



Rys.7.4. Przekrój poprzeczny budynków typu C.

Kolorem czerwonym na tych rysunkach zaznaczono elementy niekonstrukcyjne. Są to głównie ścianki działowe wykonane z pustaków.

Budynki typu C usytuowane obok siebie były budowane jeden po drugim. Stworzyło to okazję do przeprowadzenia pomiarów dynamicznych podczas różnych etapów wznoszenia tych budynków. Pomiary wykonano w dwóch sytuacjach realizacyjnych (etapach). W pierwszym etapie pomiary wykonano na dwóch z trzech budynków. W budynku pierwszym określanym dalej jako C1 (por. rys. 7.5) była wybudowana i zamknięta stropami konstrukcja przyziemia i parteru. W drugim budynku określanym jako C2 (por. rys.7.6) wybudowano konstrukcję przyziemia i częściowo parteru. Nie był on zamknięty stropem nad parterem.



Rys. 7.5. Widok budynku C1 podczas pierwszego etapu pomiarów.

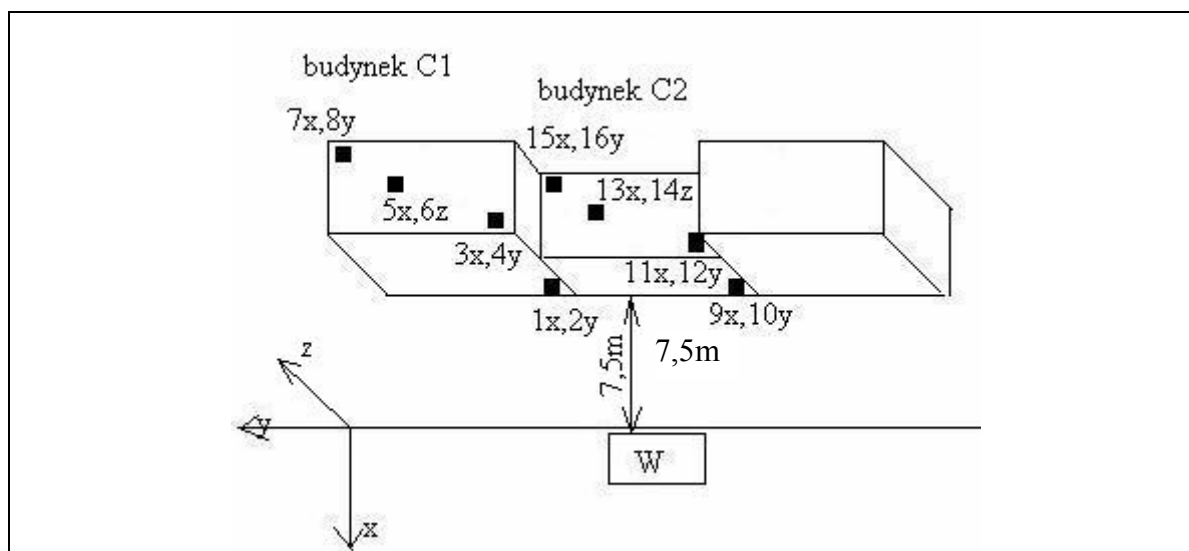


Rys.7.6. Widok budynku C2 podczas pierwszego etapu pomiarów.

Pomiary wykonane w pierwszym etapie prowadziły do wyznaczenia kilku początkowych częstotliwości drgań własnych budynków C1 i C2. Otrzymane wyniki miały posłużyć do weryfikacji modelu obliczeniowego oraz do oceny – w drugim etapie – wpływu wbudowania dalszych elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną tych budynków. Interesujące informacje, które w pierwszym etapie pomiarów były możliwe do uzyskania wiązały się z oceną wpływu braku stropu na zmianę charakterystyki dynamicznej budynku.

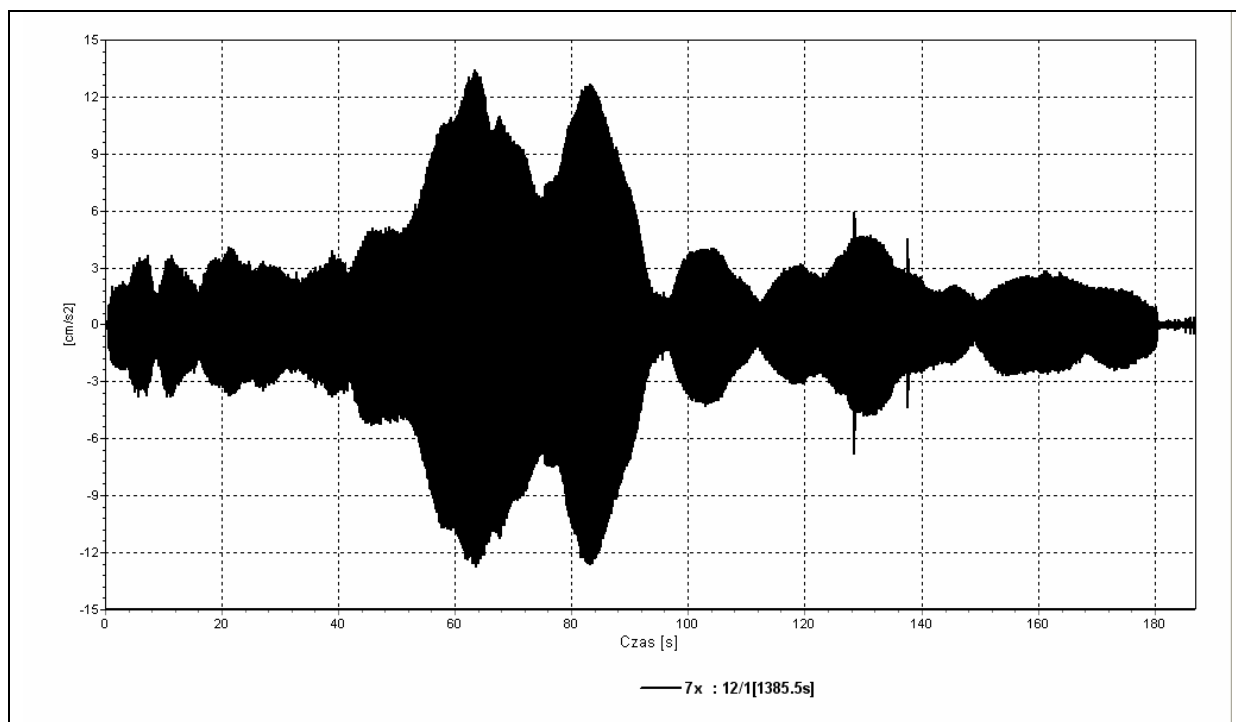
7.2. Pomiary dynamiczne w pierwszym etapie badań.

- **Źródło drgań.** Drgania budynków C1 i C2 wzbudzano przy pomocy wibrorejseru Mark IV. Źródło drgań usytuowane było na wprost budynku C2 w odległości ok. 7,5 m (rys. 7.7).
- **Rozmieszczenie punktów pomiarowych.** Na konstrukcji budynków C1 i C2 rozmieszczono osiem punktów pomiarowych na każdym budynku. Dwa czujniki służyły do pomiaru drgań w kierunku x i y na fundamencie budynku. Cztery czujniki rejestrowały drgania w kierunkach x, y w narożach po przekątnej na stropie (był to strop nad parterem w budynku C1 i nad przyziemiem w budynku C2). Umieszczono również dwa czujniki do pomiaru przyspieszeń drgań w kierunkach x i z na tych najwyżej położonych stropach. Rozmieszczenie punktów pomiarowych podano na rys. 7.7.

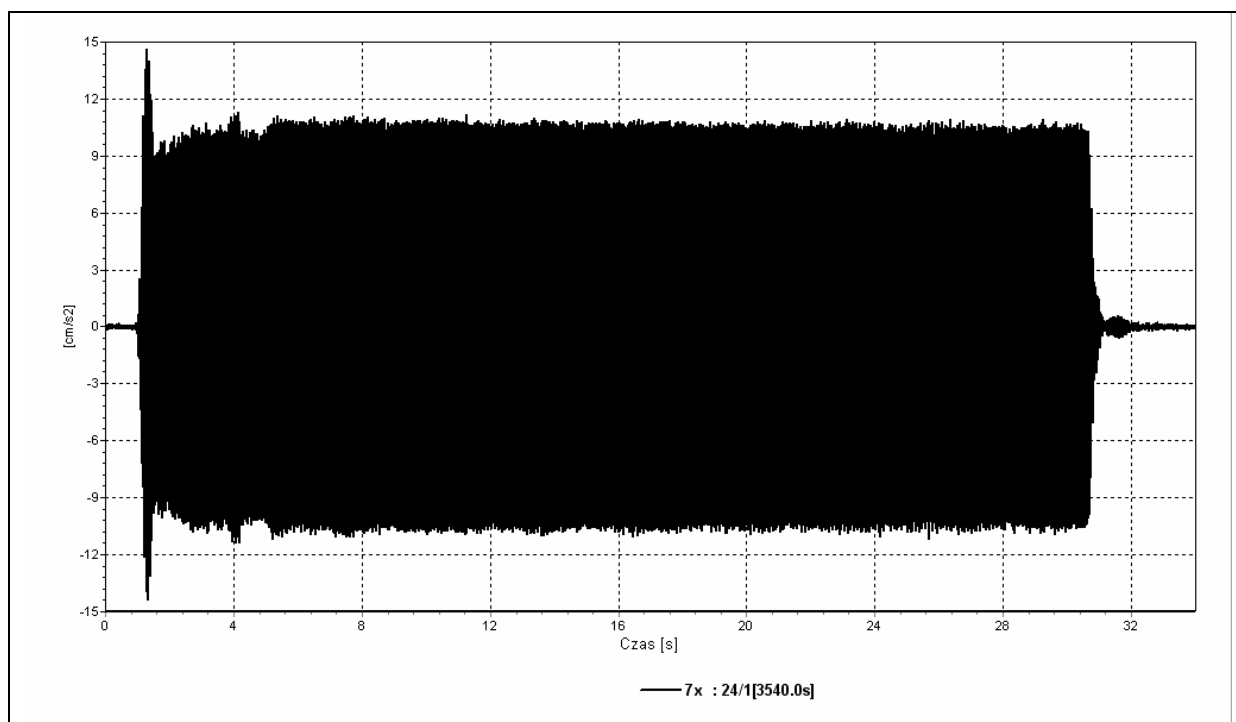


Rys. 7.7. Rozmieszczenie punktów pomiarowych oraz usytuowanie źródła drgań względem budynków podczas pomiarów w pierwszym etapie badań.

- **Realizacja wymuszenia.** Początkowo przy realizacji wymuszenia drgań wykorzystywano 30% mocy wibrorejseru (pomiaru przy dwóch „sweepach”: 5-30 Hz i 25-50 Hz trwających 180s każdy). Wymuszenie to działające na niskie i sztywne budynki okazało się niewystarczające. Podwyższono więc moc urządzenia wzbudzającego do 40%. Przy tak działającym wymuszeniu wykonano „sweepty” liniowe: 5-40 Hz i 5-25 Hz trwające po 180s każdy. Wykonano też wiele wymuszeń ze stałymi częstotliwościami z przedziałów: 5-15 Hz, 17-19 Hz i 25-29 Hz. Wymuszenia drgań o stałej częstotliwości trwały po 30s każde. Reakcję budynku w punkcie 7x na „sweep” 5 -40 Hz zaprezentowano na rys. 7.8, na rys. 7.9 zaś przedstawiono reakcję w tym samym punkcie na wymuszenie o stałej częstotliwości 18 Hz, trwające 30s.



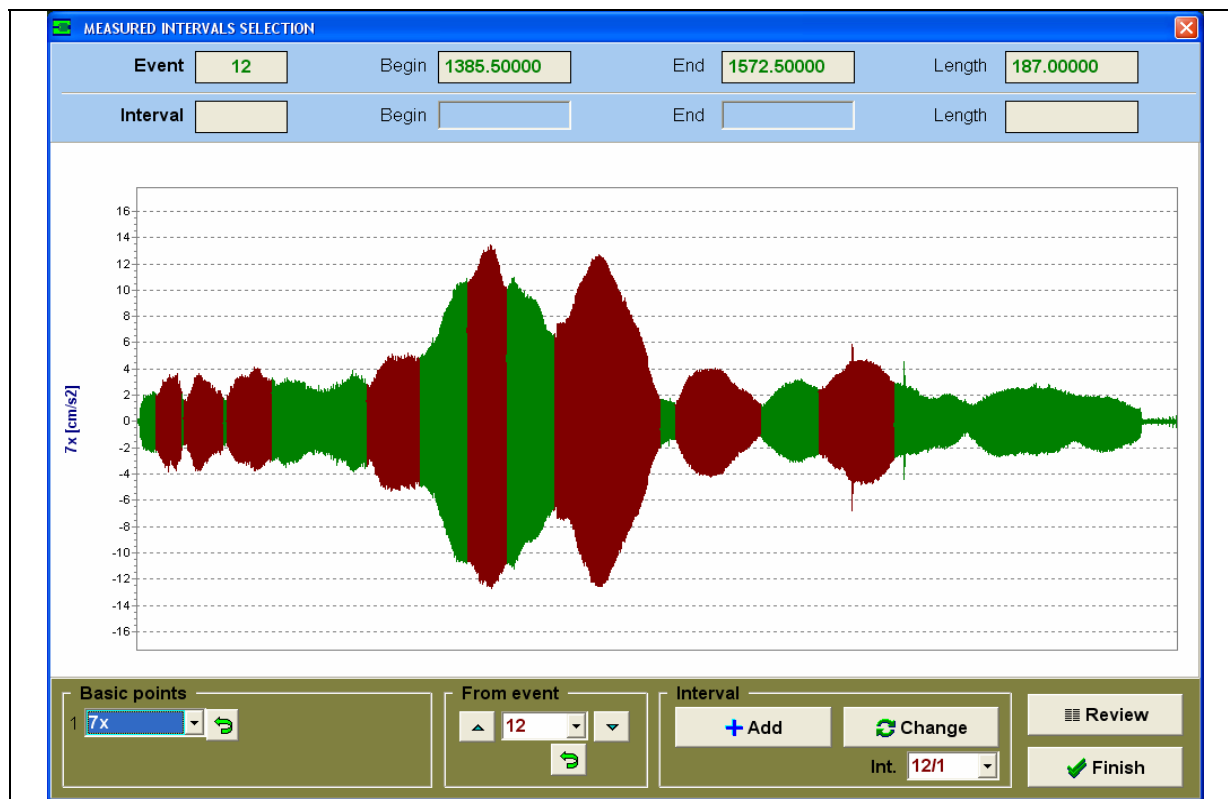
Rys. 7.8. Wibrogram w punkcie 7x podczas pomiaru 12 („sweep” 5-40 Hz).



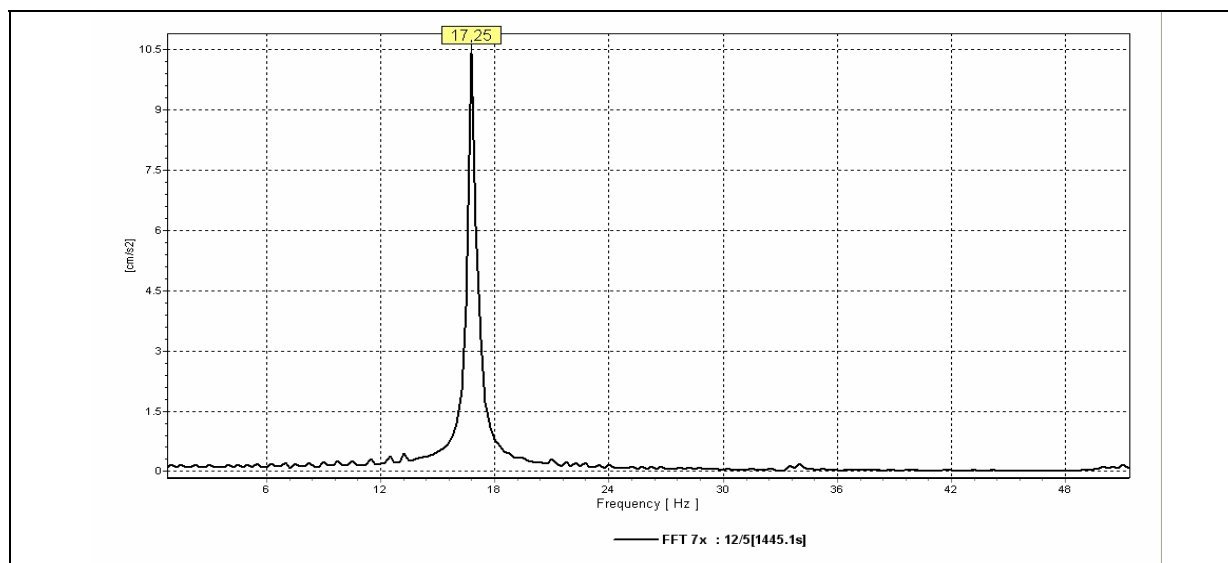
Rys. 7.9. Wibrogram w punkcie 7x podczas pomiaru 24 (stała częstotliwość wymuszenia równa 18 Hz).

- **Wyniki pomiarów wraz z ich interpretacją.** Analizowano wyniki pomiarów stosując program ESAM. Analizie poddano wibrogramy uzyskane w 16 punktach pomiarowych podczas 32 pomiarów. Analiza porównawcza wibrogramów uzyskanych w kolejnych „sweepach” oraz analiza FFT zarejestrowanych sygnałów umożliwiła zgrubne wyznaczenie wartości częstotliwości drgań własnych budynków. W dalszej obróbce sygnałów zastosowano

fragmentaryzację wibrogramów. Polegała ona na wycinaniu z wibrogramu odcinków rejestracji o wyraźnym wzmocnieniu sygnału i poddawaniu ich analizie FFT. Jeżeli na wykresie FFT występowało jedno maksimum, to wówczas uważano tę wartość za częstotliwość drgań własnych budynku. Fragmentaryzację wibrogramu uzyskanego w punkcie 7x podczas wymuszenia „sweepem” 5-40 Hz podano na rys. 7.10. Na rys. 7.11 przedstawiono wynik analizy FFT odpowiadający jednemu z tych odcinków.

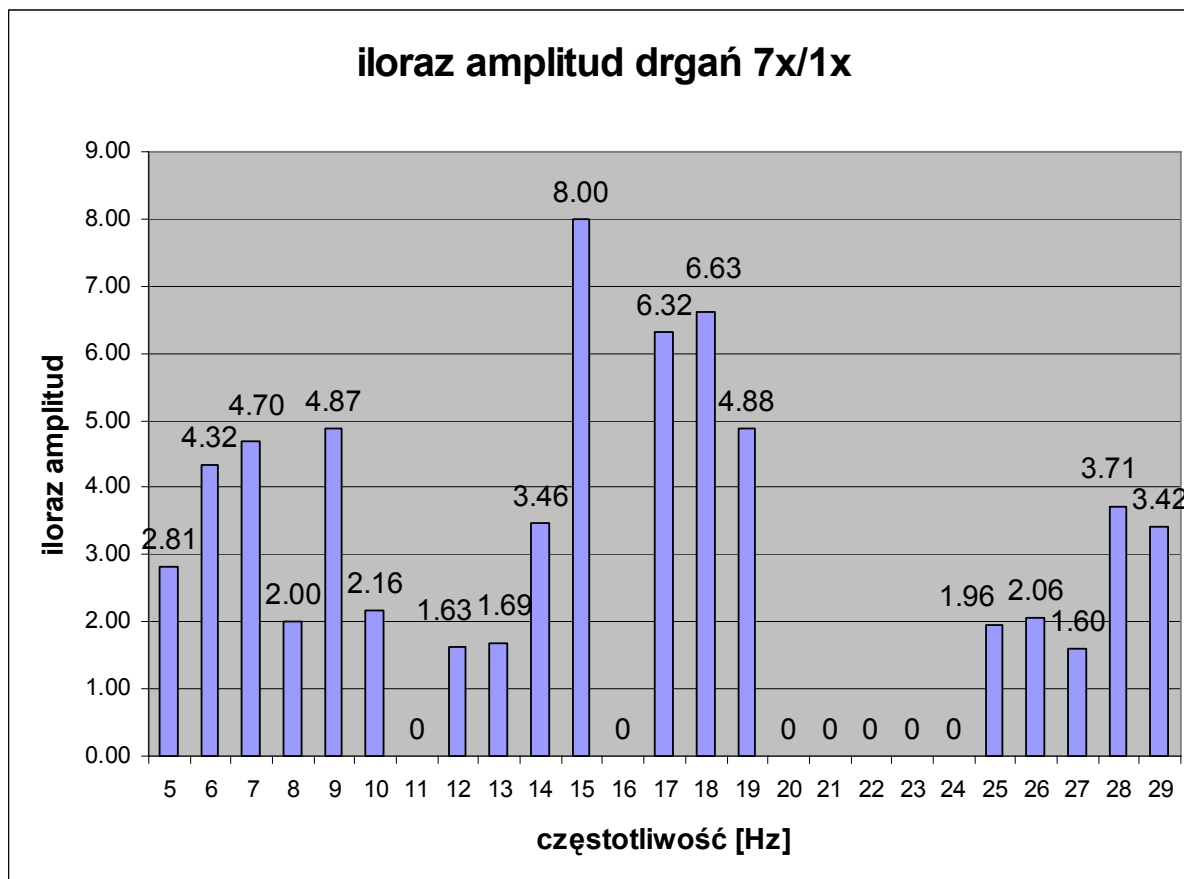


Rys. 7.10. Fragmentaryzacja wibrogramu uzyskanego przy działaniu „sweepu” 5-40 Hz zarejestrowanego w punkcie 7x.



Rys. 7.11. Wynik analizy FFT jednego z odcinków wibrogramu podanego na rys.7.10.

Wibrosejs podczas każdego z pomiarów działał z tą samą mocą. Możliwe więc było skonstruowanie wykresu schodkowego, na którym uwidaczniają się częstotliwości odpowiadające amplitudom o wartościach lokalnie największych. Na rys. 7.12 przedstawiono wykres schodkowy amplitudy względnej tzn. stosunku amplitudy drgań w punkcie pomiarowym 7x do amplitudy drgań w punkcie pomiarowym 1x (na fundamencie budynku) przy wymuszeniu działaniem wibrosejsu o ustalonych częstotliwościach wymuszenia.

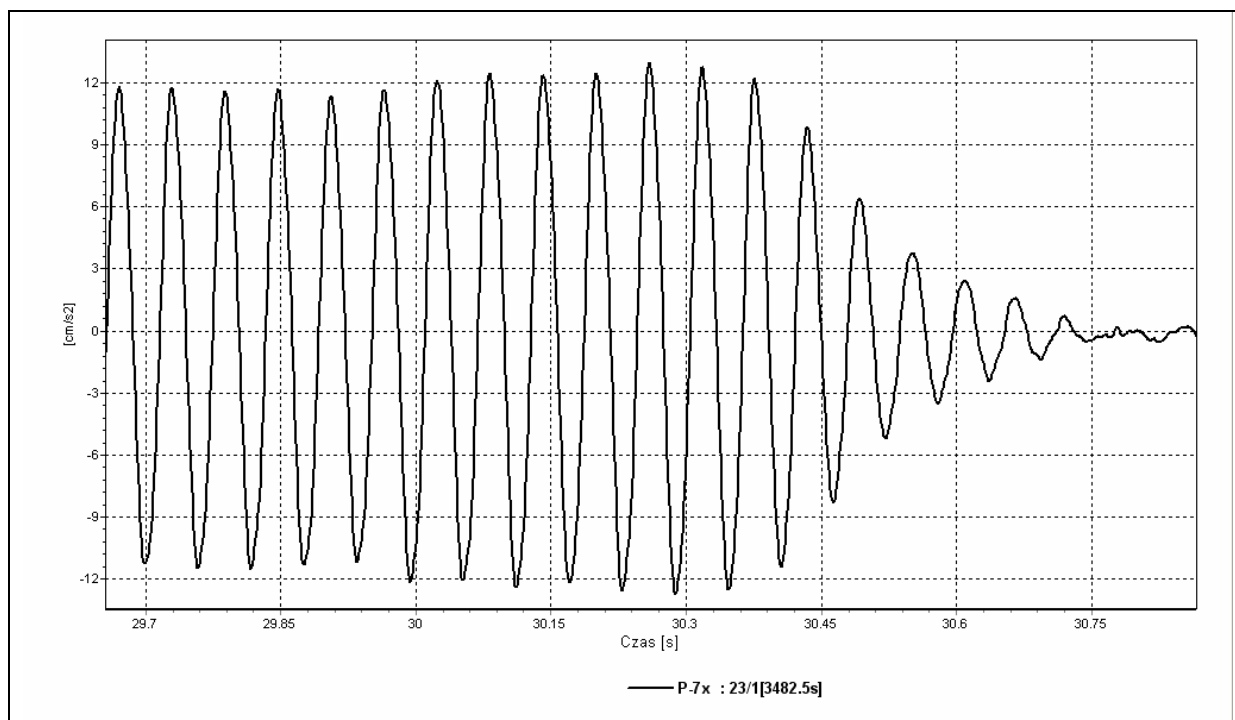


Rys. 7.12. Wykres wyrażający stosunek amplitudy przyspieszenia drgań w punkcie 7x do amplitudy drgań w punkcie 1x.

Na tak skonstruowanym rysunku można zauważyć przy pewnych częstotliwościach drgań wyraźne zwiększenia wartości względnych amplitud drgań (np. między częstotliwościami 17 i 18 Hz, przy częstotliwości 15 Hz).

W wyniku zastosowania podanych wyżej procedur wyznaczono kolejne częstotliwości drgań własnych budynków C1 i C2.

Następnie wyznaczono wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań odpowiadające tym częstotliwościom. Wartości δ otrzymano stosując procedurę opisaną wcześniej w rozdz. 4.1. Przykładowo na rys. 7.13 przedstawiono odcinek wibrogramu (końcowa jego część) uzyskanego w punkcie 7x przy wzbudzeniu drgań z częstotliwością 17 Hz (bliską częstotliwości drgań własnych budynku C1).



Rys. 7.13. Końcowy odcinek wibrogramu uzyskanego w punkcie 7x przy wzbudzeniu z częstotliwością 17Hz.

W tabl. 7.1 zestawiono wartości częstotliwości własnych i logarytmicznego dekrementu tłumienia uzyskane w pomiarach przeprowadzonych na budynkach C1 i C2 podczas pierwszego etapu badań.

Tablica 7.1. Wyniki 1 etapu badań na budynkach C1 i C2.

lp.	Budynek C1		Budynek C2		uwagi
	częstotliwość f [Hz]	logarytmiczny dekrement tłumienia δ [-]	częstotliwość f [Hz]	logarytmiczny dekrement tłumienia δ [-]	
1	10.00	0.40	8.87	-	współczynnika tłumienia w bud. C2 przy tych częstotliwościach nie udało się wyznaczyć mimo zastosowania filtracji
2	12.75	0.35	9.62	-	
3	15.00	0.40	13.00	-	
4	17.25	0.33	14.86	0.30	
5	19.00	0.30	15.98	0.23	
6	21.13	-	19.11	0.30	współczynnika tłumienia przy tej częstotliwości nie wyznaczono z powodu nie zastosowania wymuszenia o częstotliwości podanej
7	22.25	-	19.98	-	
8	24.50	0.27	23.35	0.24	
9	26.85	0.16	27.72	0.25	

Nieco niższe wartości częstotliwości drgań własnych występują w budynku C2, który nie był zamknięty stropem górnym. Potwierdzają to także badania innych autorów (por. [14]), którzy wykazali duży wpływ stropów z lekkiego betonu na usztywnienie budynku stalowego. W przypadku budynków typu C ten wpływ nie jest jednak tak znaczący, ale w wynikach pomiarów został zauważony.

Podjęto próbę wyznaczenia współczynników „a” i „b” opisujących właściwość tłumienia drgań. Współczynniki te wyznaczono w taki sposób, aby różnice między wartościami δ pomierzoną i opisaną modelem tłumienia sztywnościowo – bezwładnościowego były możliwie najmniejsze.

W odniesieniu do budynku C1 otrzymano: $a= 7,777$ i $b= 0,0002096$. poniżej zestawiono wartości $\delta(f)$ otrzymane z obliczeń wg modelu o wyznaczonych parametrach i porównano je z otrzymanymi z pomiarów.

$$f_1= 10,00 \text{ Hz} \rightarrow \delta_1= 0,43 \rightarrow \varepsilon_1= 0,43 - 0,40 = +0,03$$

$$f_2= 12,75 \text{ Hz} \rightarrow \delta_2= 0,36 \rightarrow \varepsilon_2= 0,36 - 0,35 = +0,01$$

$$f_3= 15,00 \text{ Hz} \rightarrow \delta_3= 0,32 \rightarrow \varepsilon_3= 0,32 - 0,40 = -0,08$$

$$f_4= 17,25 \text{ Hz} \rightarrow \delta_4= 0,30 \rightarrow \varepsilon_4= 0,30 - 0,33 = -0,03$$

$$f_5= 19,00 \text{ Hz} \rightarrow \delta_5= 0,28 \rightarrow \varepsilon_5= 0,28 - 0,30 = -0,02$$

$$f_6= 21,13 \text{ Hz} \rightarrow \delta_6= 0,27$$

$$f_7= 22,25 \text{ Hz} \rightarrow \delta_7= 0,27$$

$$f_8= 24,50 \text{ Hz} \rightarrow \delta_8= 0,26 \rightarrow \varepsilon_8= 0,26 - 0,27 = -0,01$$

$$f_9= 26,85 \text{ Hz} \rightarrow \delta_9= 0,25 \rightarrow \varepsilon_9= 0,25 - 0,16 = +0,09$$

Podobnych obliczeń odnoszących się do budynku C2 nie przedstawia się. Uznano, iż w tym etapie pomiarów otrzymano zbyt mało wartości δ , aby wyznaczyć współczynniki modelu.

7.3. Kształtowanie modeli budynków C1 i C2 w sytuacji realizacyjnej odpowiadającej pierwszemu etapowi pomiarów.

Nie dysponowano plikami AutoCAD rysunków projektowych. Należało więc budować model wprowadzając dane o obiekcie według informacji uzyskanych podczas jego inwentaryzacji w dniu przeprowadzenia pomiarów dynamicznych.

Modele budynków zbudowano w programie ABAQUS 6.4.

Konstrukcję opisano blokowymi elementami trójwymiarowymi. Połączenia między elementami konstrukcji ukształtowano jako sztywne. Uwzględniono osłabienia otworami okiennymi, drzwiowymi i otworami klatki schodowej.

Schody uwzględniono w modelu jako płytę żelbetową o grubości 8cm (z uwzględnieniem masy stopni).

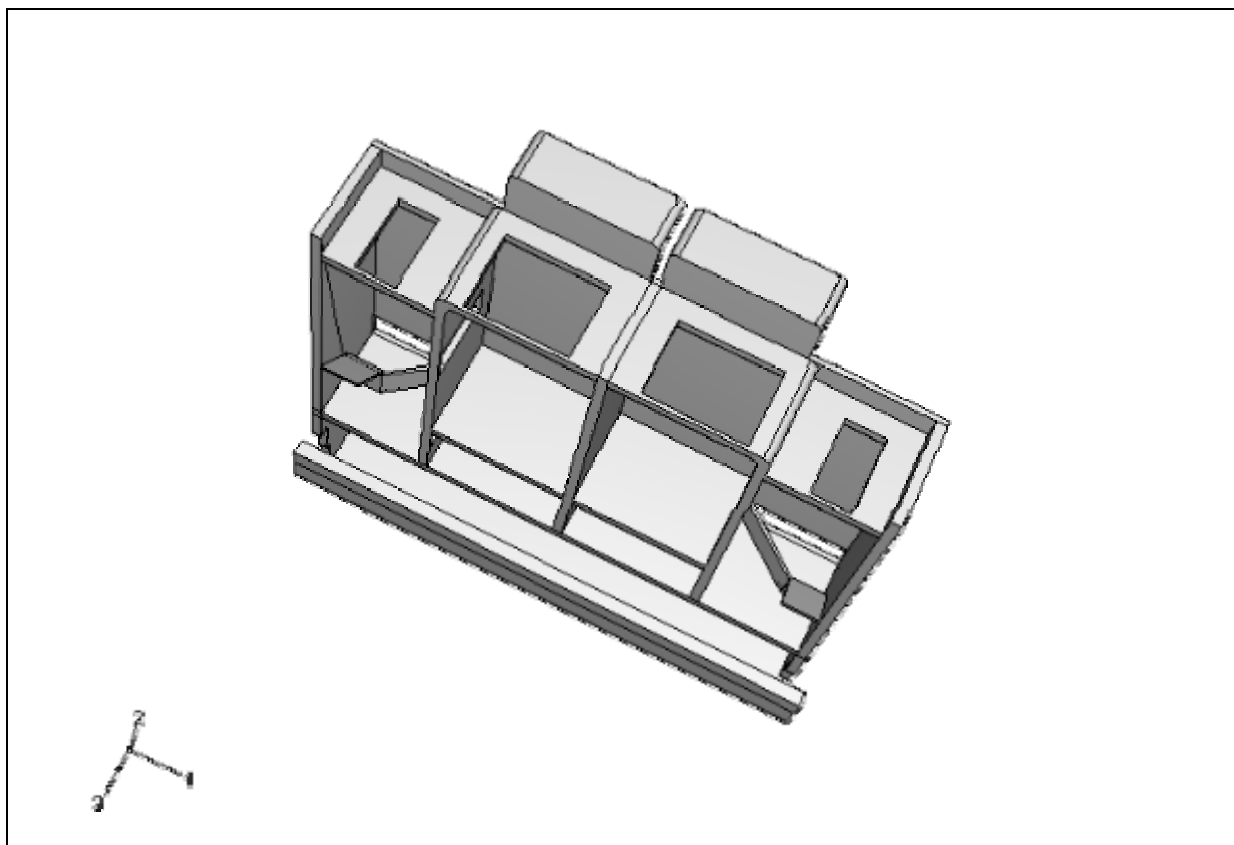
Elementom konstrukcji przypisano stałe materiałowe, przyjęte na podstawie [41] i [42]. Zestawiono je w tabl. 7.2.

Tablica 7.2. Wartości współczynników materiałowych przyjęte w modelowaniu budynków C1 i C2.

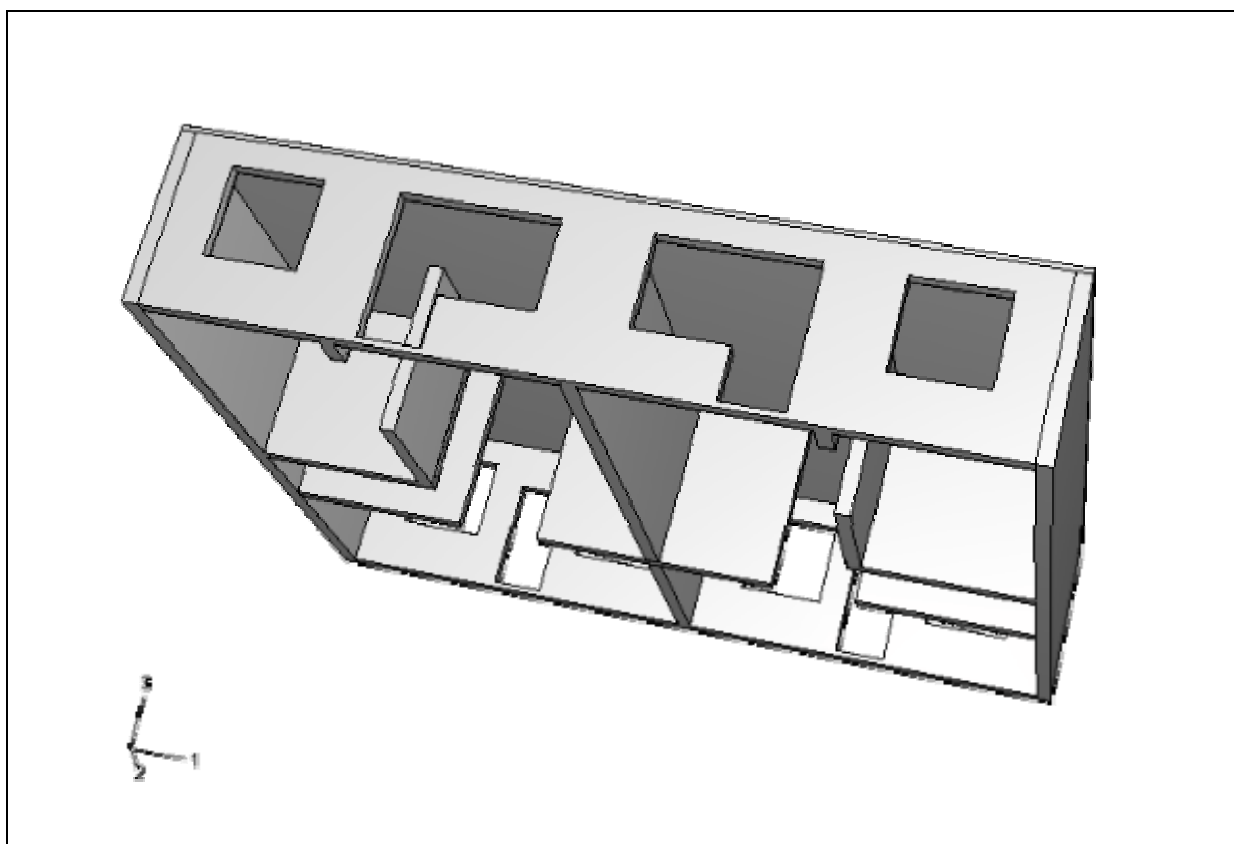
Materiał	moduł Younga E [GPa]	współczynnik Poissona ν [-]	gęstość masy ρ_m [kg/m ³]
Beton zbrojony	26	0,17	2500
Mur z pustaków	1,75	0,25	1800

W modelach uwzględniono współpracę podłoża z konstrukcją poprzez wprowadzenie podłoża sprężystego o sztywności wyznaczonej na podstawie [39]. Sztywność tę przyjęto równą równej 0,75 GN/m.

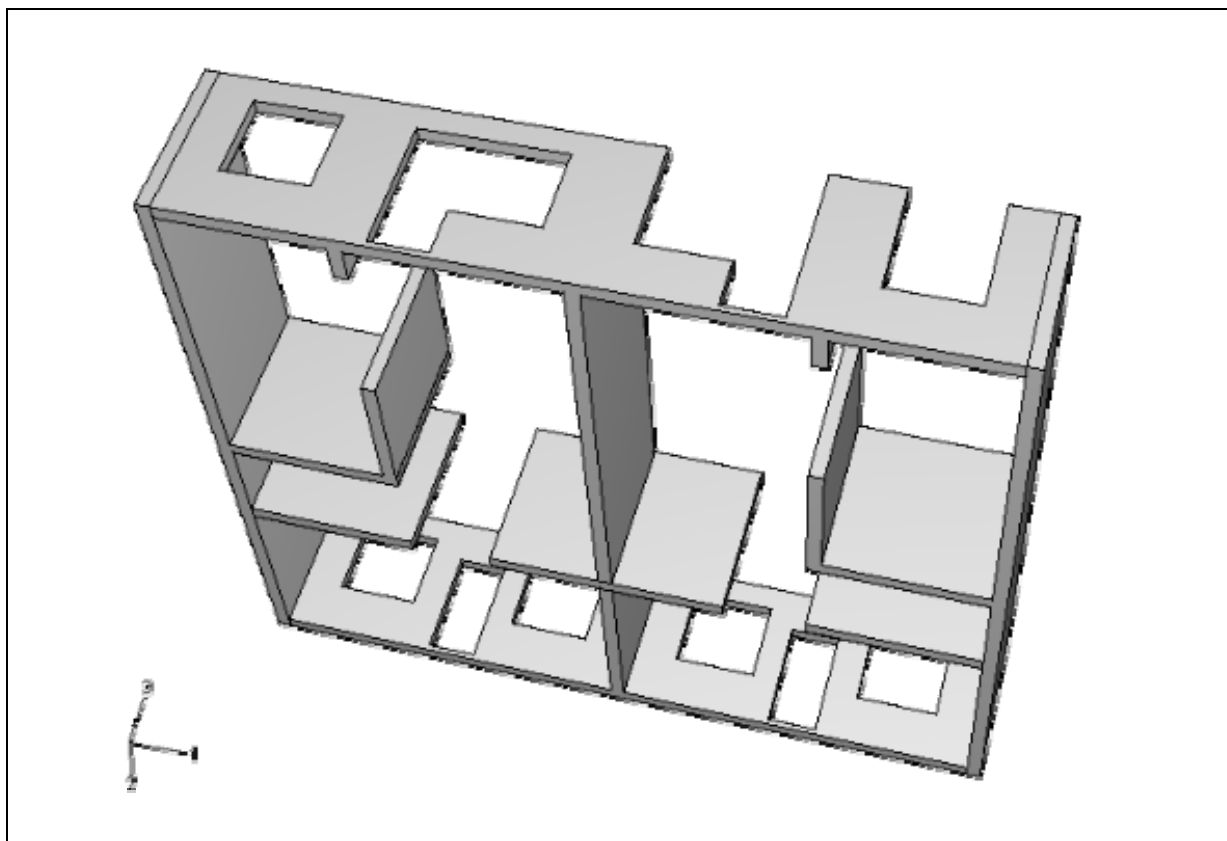
Na kolejnych rysunkach (rys. 7.14-7.16) przedstawiono widoki poszczególnych kondygnacji modelowanych budynków C1 i C2.



Rys. 7.14. Widok (od dołu) przyziemia budynków C1 i C2.

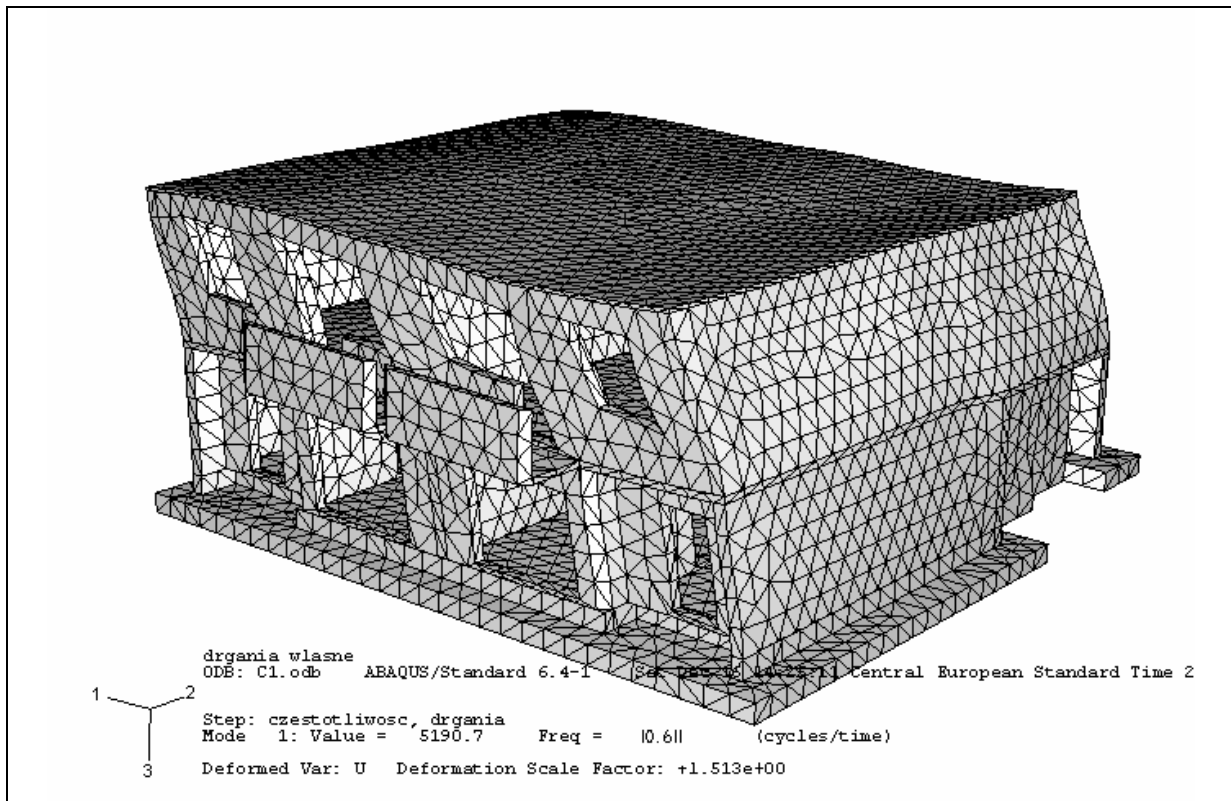


Rys. 7.15. Widok (od dołu) parteru budynku C1.

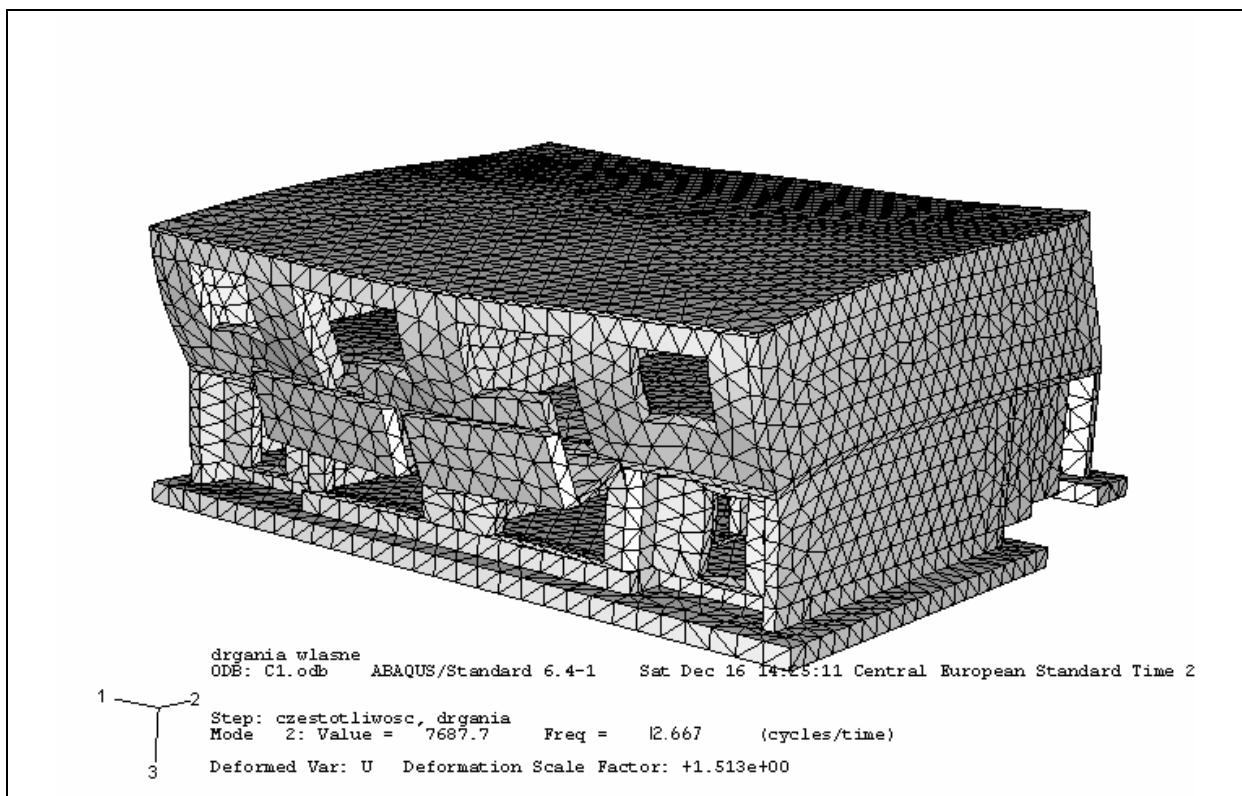


Rys.7.16. Widok (od dołu) parteru budynku C2.

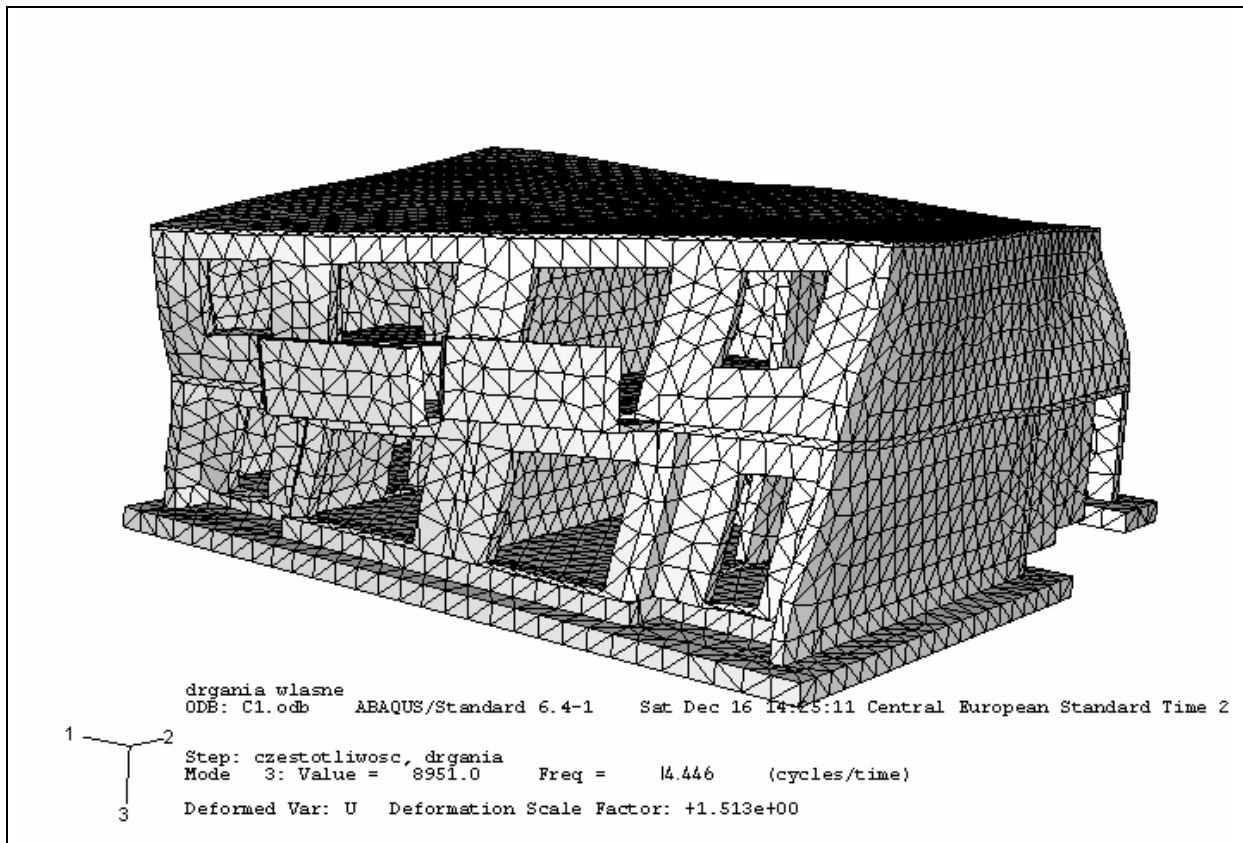
Obliczono 15 początkowych częstotliwości i postaci drgań obydwu budynków. Na kolejnych rysunkach (rys. 7.17 – 7.21) przedstawiono kształty początkowych pięciu postaci drgań własnych budynku C1, które zidentyfikowano podczas pomiarów dynamicznych tego budynku.



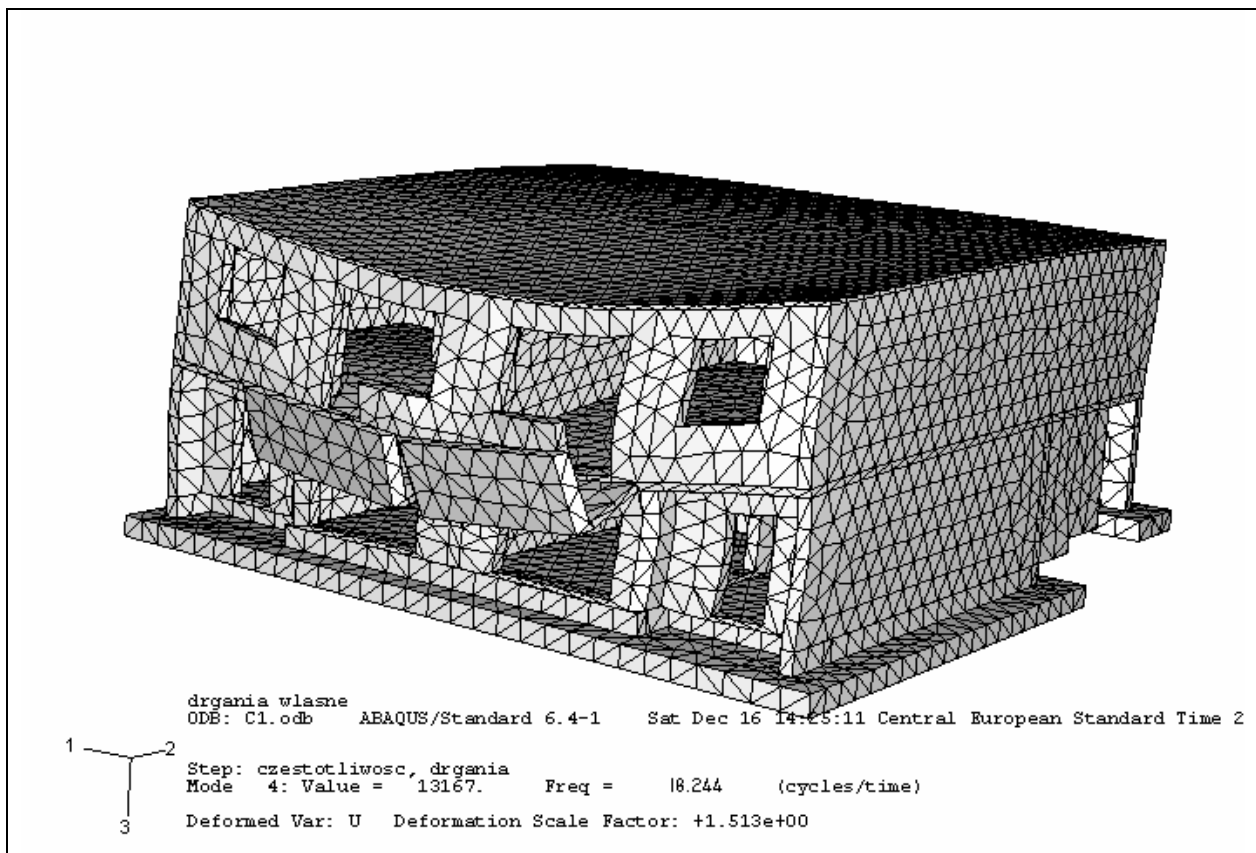
Rys. 7.17. Pierwsza postać drgań własnych budynku C1.



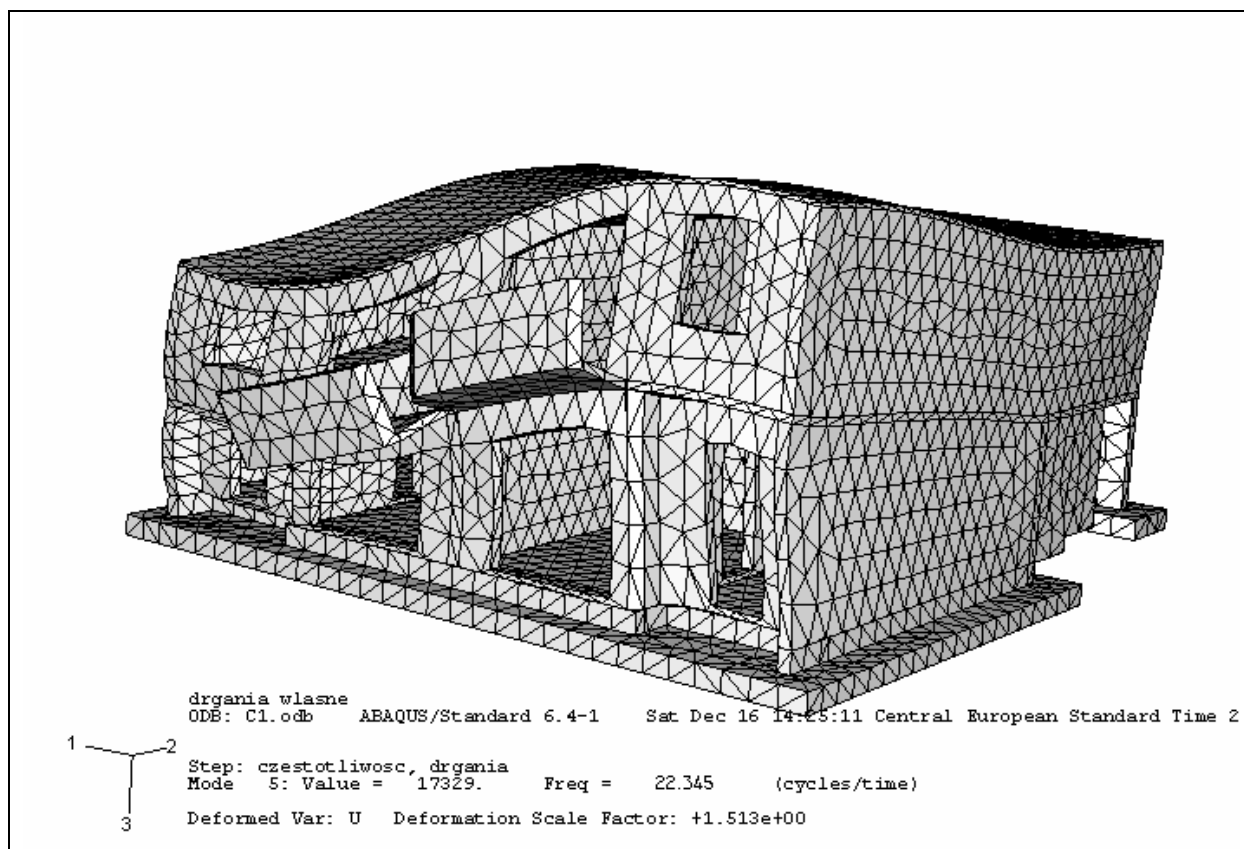
Rys. 7.18. Druga postać drgań własnych budynku C1.



Rys. 7.19. Trzecia postać drgań własnych budynku C1.

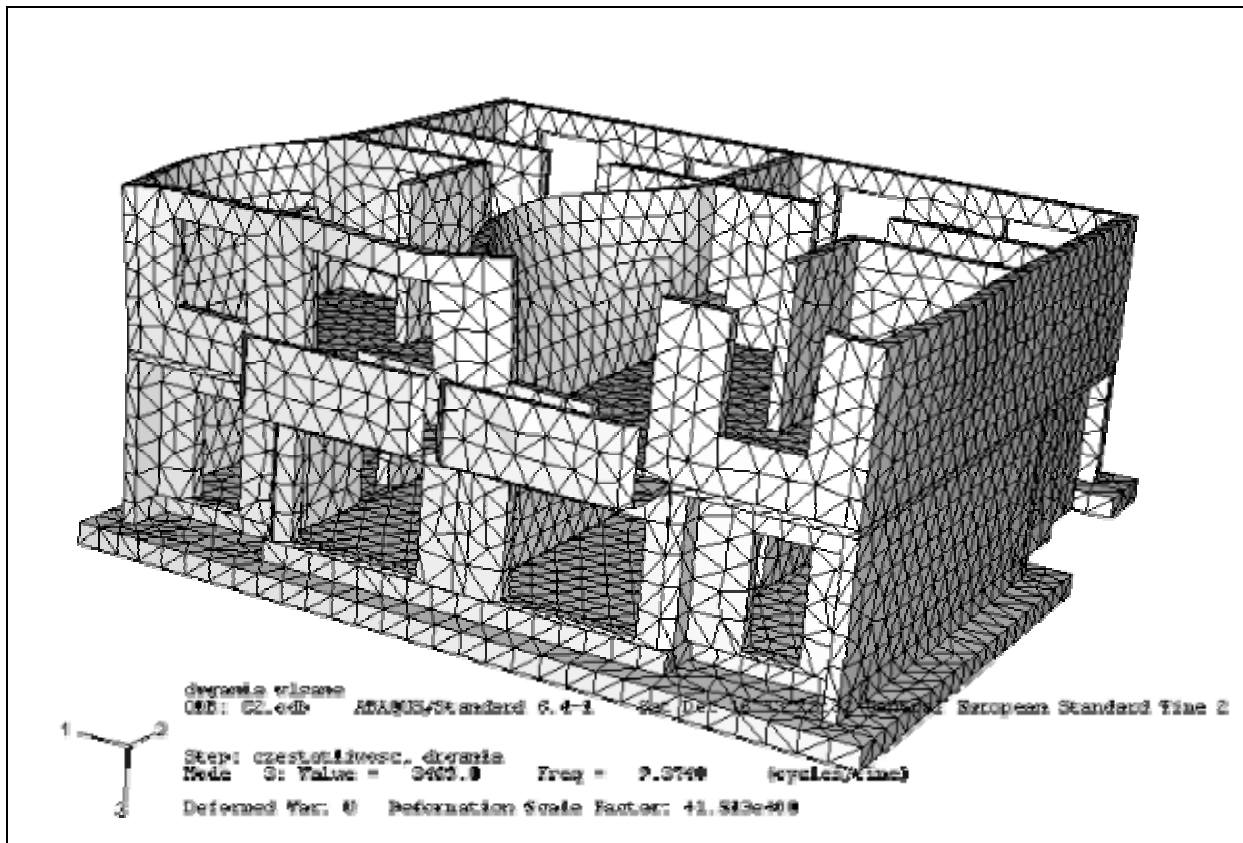


Rys. 7.20. Czwarta postać drgań własnych budynku C1.

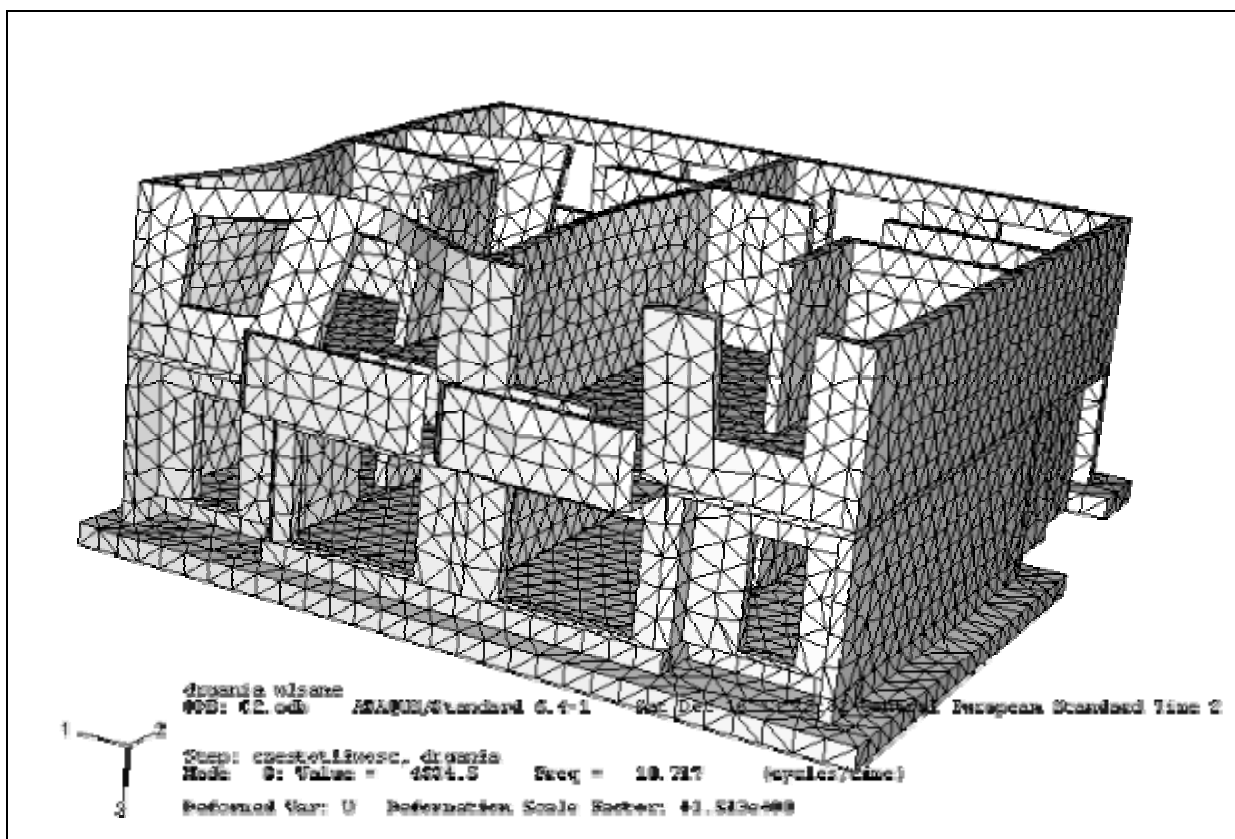


Rys. 7.21. Piąta postać drgań własnych budynku C1

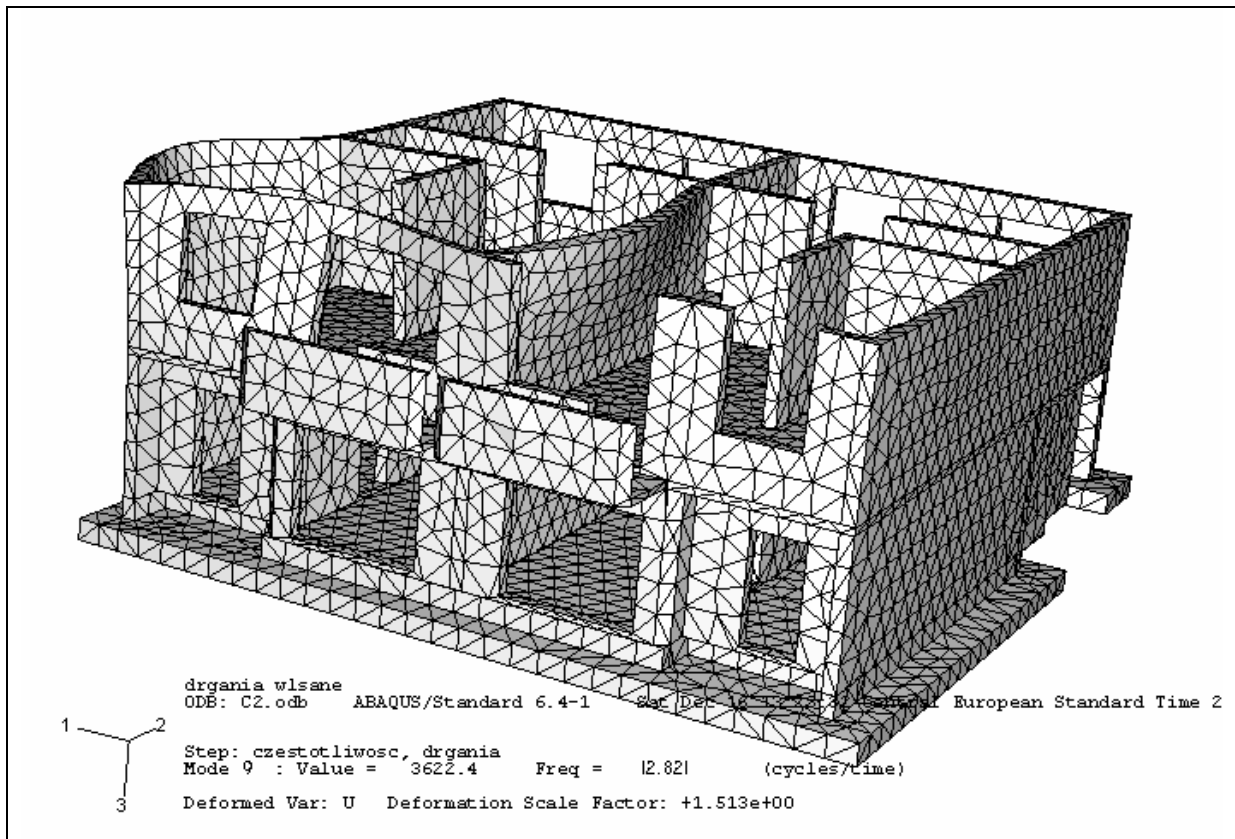
Podobne wyniki modelowania można przedstawić w odniesieniu do budynku C2. W modelu tego budynku wystąpiło wiele drgań własnych o charakterze lokalnym (drżania ścian parteru). Nie zidentyfikowano ich podczas pomiarów. Stąd też w obliczeniach modelu budynku C2 zwiększono do 30 liczbę wyznaczanych częstotliwości drgań własnych, aby w grupie obliczonych było chociaż 10 o charakterze globalnym. Na rys 7.22 – 7.26 przedstawiono pięć początkowych, obliczonych postaci drgań własnych budynku C2. Zidentyfikowano je również w trakcie pomiarów.



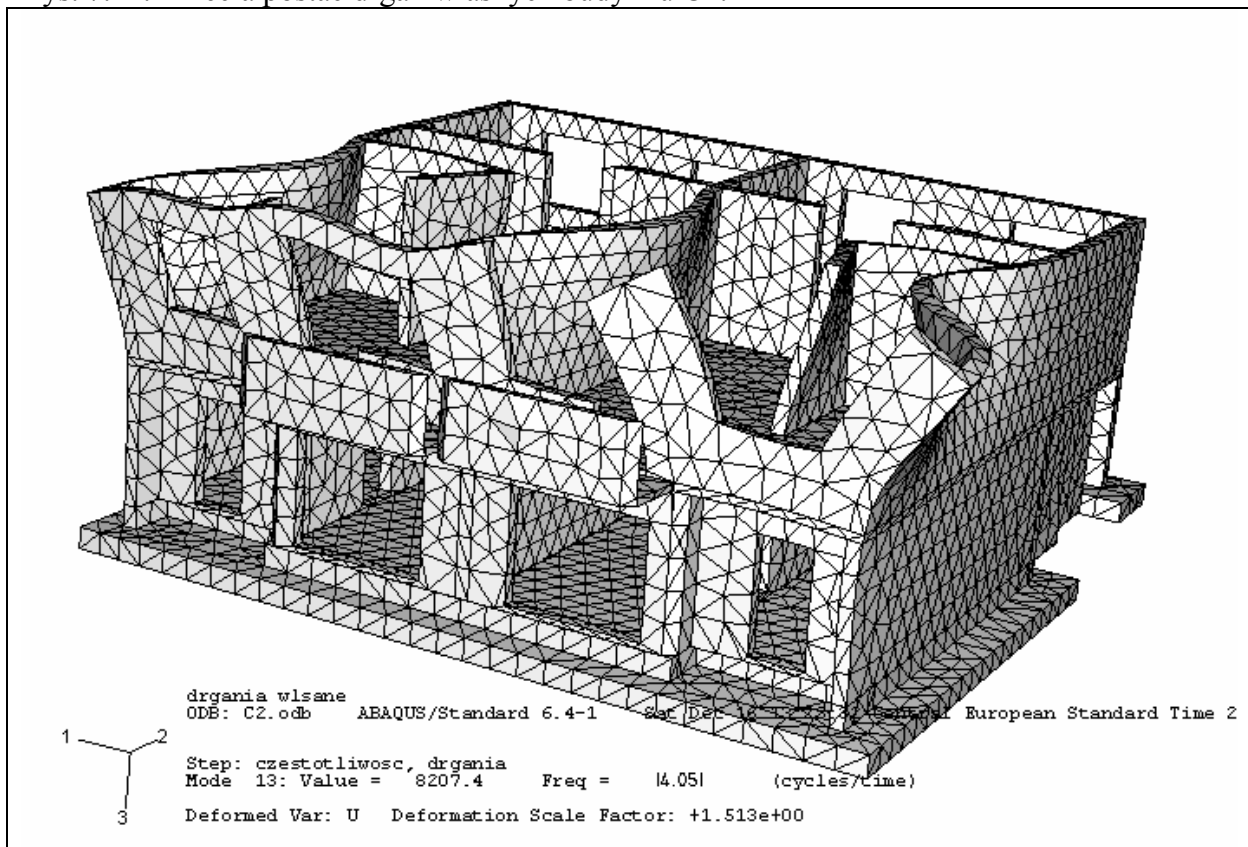
Rys. 7.22. Pierwsza postać drgań własnych budynku C2.



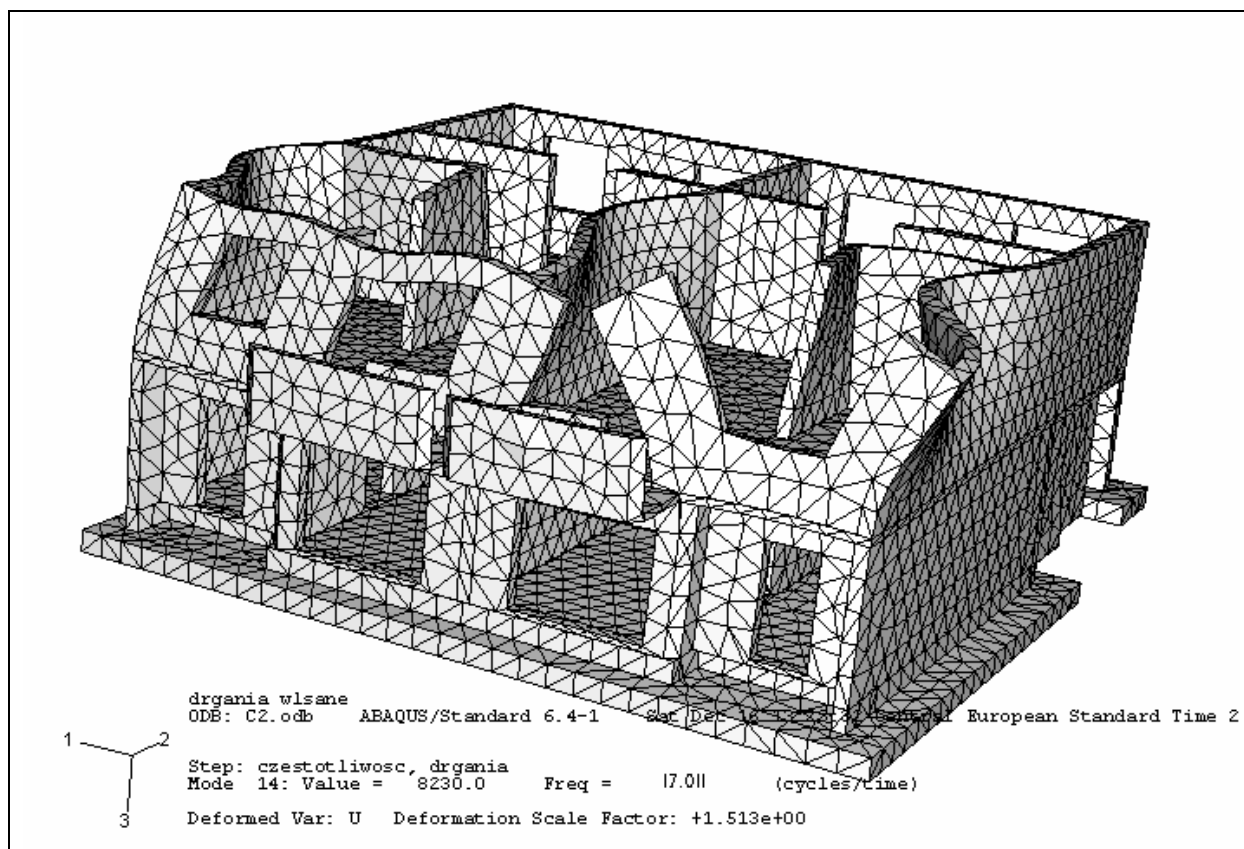
Rys. 7.23. Druga postać drgań własnych budynku C2.



Rys. 7.24. Trzecia postać drgań własnych budynku C2.



Rys. 7.25. Czwarta postać drgań własnych budynku C2.



Rys.7.26. Piąta postać drgań własnych budynku C2.

W tabl. 7.3 porównano częstotliwości drgań własnych pomierzone z otrzymanymi w wyniku obliczenia modeli obydwu budynków.

Tabela 7.3. Porównanie wartości częstotliwości drgań własnych budynków C1 i C2 otrzymanych w wyniku pomiarów (pierwszy etap) i obliczeń.

lp.	Budynek C1- częstotliwość [Hz]			Budynek C2- częstotliwość [Hz]		
	pomierzone	obliczone	różnice [%]	pomierzone	obliczone	różnice [%]
1	10.00	10.62	6.2	8.87	9.37	5.6
2	12.75	12.68	0.6	9.62	10.72	11.4
3	15.00	14.44	3.7	13.00	12.82	0.8
4	17.25	18.24	5.7	14.86	14.05	5.5
5	19.00	22.34	17.6	15.98	17.01	6.3
6	21.13	22.53	6.6	19.11	19.13	0.1
7	22.25	23.18	4.2	19.98	20.00	0.1
8	24.50	24.66	0.6	23.35	22.46	3.8

Z wyjątkiem pojedynczych częstotliwości (f_5 budynku C1 oraz f_2 budynku C2) przyjęty model obliczeniowy w sposób wystarczająco dokładny opisuje właściwości dynamiczne badanych budynków.

7.4. Budynki typu C podczas pomiarów dynamicznych w drugim etapie badań.

W drugim etapie badań pomiary przeprowadzono na trzech budynkach typu C. Dwa budynki to obiekty C1 i C2 występujące w pierwszym etapie badań, a trzeci (C3) jest nowym obiektem, przylegającym do budynku C2.

Stan realizacji budynku C1 nie zmienił się od czasu pierwszego etapu pomiarów (por. rys. 7.27). Pomiary dynamiczne na tym budynku wykonano w drugim etapie badań w celu sprawdzenia wyników uzyskanych podczas pomiarów przeprowadzonych na tym budynku w pierwszym etapie badań.

Budynek C2 w czasie pomiarów prowadzonych w drugim etapie został przekryty więźbą dachową i zakończono wszystkie prace murarskie wewnątrz budynku (wykonano ścianki działowe i bloki licznikowe). Podczas inwentaryzacji stwierdzono, że ścianki działowe w budynku C2 wykonano inaczej niż zakładał to projekt. Wykonano ukośne ścianki działowe, które łączą się z ramą żelbetową podtrzymującą więźbę dachową tylko w kilku punktach (por. rys. 7.28).

Celem przeprowadzenia pomiarów na tym budynku było uzyskanie informacji porównawczych z wynikami uzyskanymi w etapie pierwszym badań .



Rys.7.27. Widok budynków typu C podczas drugiego etapu pomiarów



Rys. 7.28. Połączenie żelbetowej ramy ze ścianką działową na poddaszu w budynku C2.

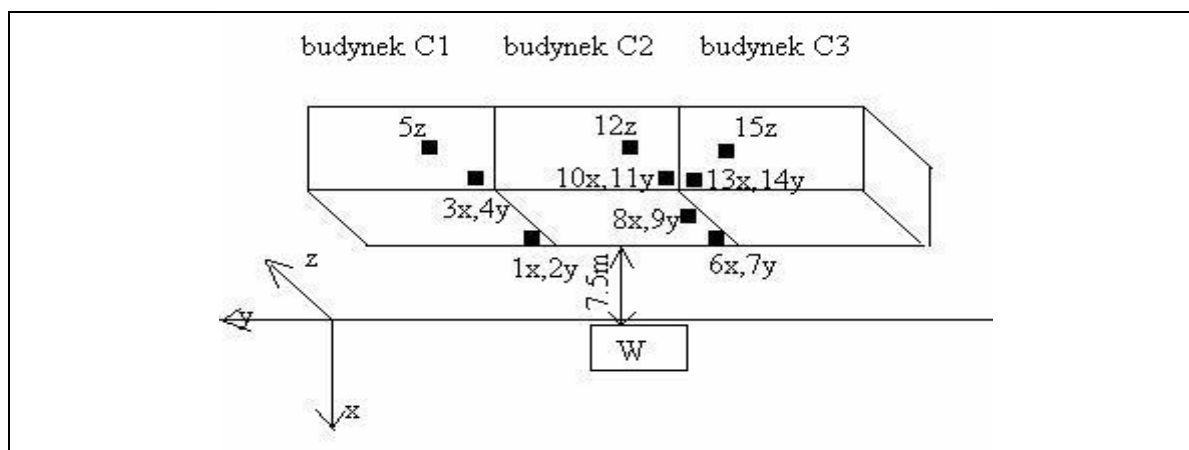
Budynek C3 włączono do obiektów objętych pomiarami w drugim etapie badań. Budynek podczas pierwszego etapu badań był w tym samym stanie realizacyjnym jak budynek C2. Różnica między tymi dwoma budynkami polegała na usytuowaniu ścianek działowych względem konstrukcji budynku. W budynku C3 ścianki działowe poddasza wykonano zgodnie z projektem (por. rys. 7.3 – tzn. były one w obrębie ramy żelbetowej). Ścianki działowe w tym budynku łączyły się z ramą żelbetową całymi powierzchniami bocznymi (por. rys. 7.29). Włączając do badań budynek C3 można było porównać charakterystyki dynamiczne tego budynku z charakterystykami dynamicznymi budynku C2 i na tej podstawie ocenić w jaki sposób usytuowanie ścianek działowych wpływa na charakterystykę dynamiczną budynku. Zalecenia odnoszące się do zmian ustawienia ścianek działowych względem konstrukcji budynku murowanego można znaleźć np. w [46].



Rys. 7.29. Widok połączenia żelbetowej ramy ze ścianką działową na poddaszu w budynku C3.

7.5. Pomiary dynamiczne w drugim etapie badań.

- **Źródło drgań.** Drgania budynków typu C wzbudzano za pomocą wibrorejseru Mark IV. W celu zapewnienia porównywalności wyników uzyskanych podczas pomiarów w obydwu etapach wibrorejser ustawiono w odległości ok. 7,5m od budynku C2.
- **Rozmieszczenie punktów pomiarowych.** Na budynkach typu C zostało umieszczonych 15 punktów pomiarowych według schematu przedstawionego na rys. 7.30.



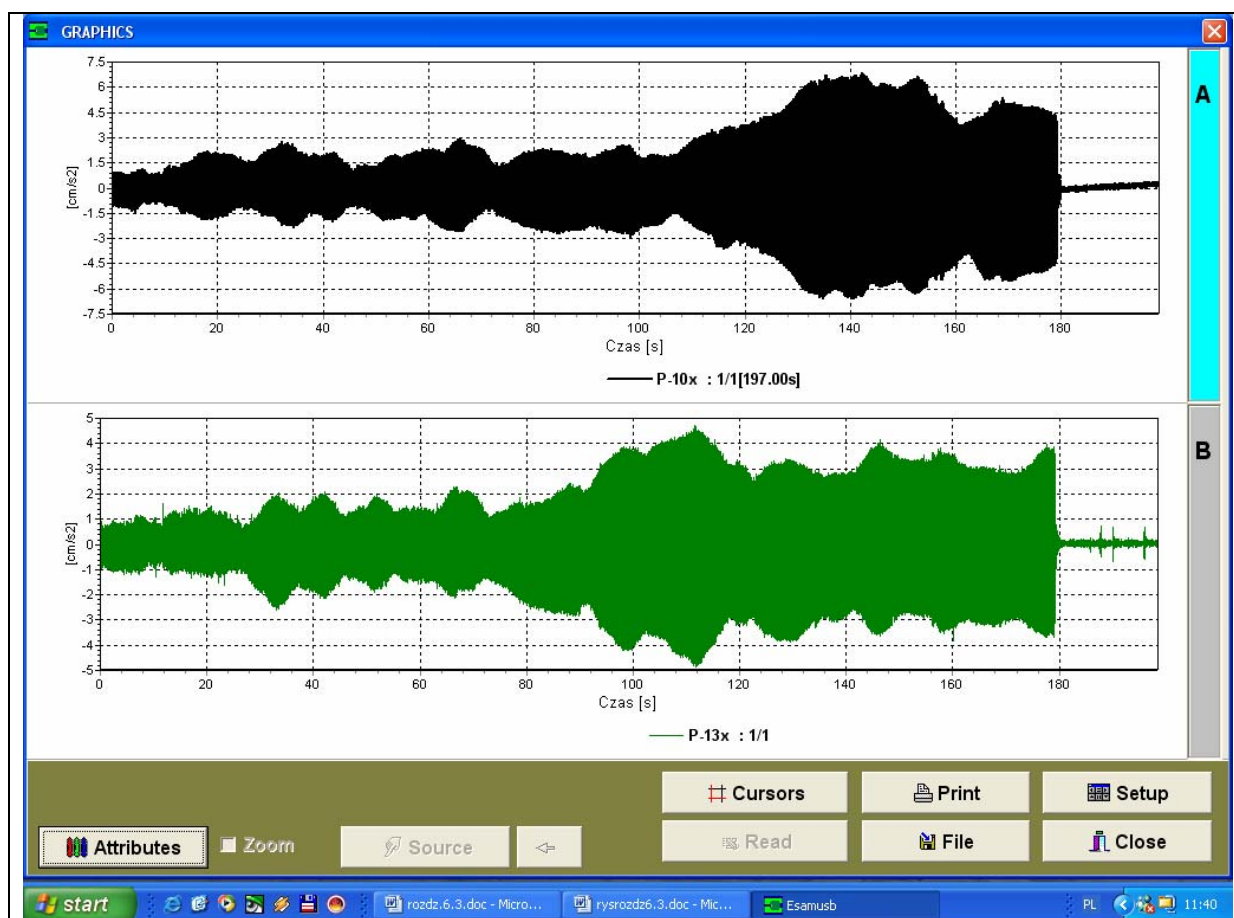
Rys. 7.30. Rozmieszczenie punktów pomiarowych oraz usytuowanie źródła drgań (W) względem budynków w drugim etapie badań.

Dodatkowy punkt pomiarowy umieszczono na płycie wibrosejsu w celu kontrolowania wymuszenia drgań.

- **Realizacja wymuszenia.** Pomiary przeprowadzono po długotrwałym okresie suszy. Zdecydowano się na wykorzystanie tylko 20 % mocy wibrosejsu. Ten poziom wymuszenia okazał się wystarczający, aby uzyskać informacje o częstotliwościach drgań własnych badanych budynków.

W programie pomiarów ustalono następujące wzbudzenia: „sweepy” liniowe 5-30 Hz i 25-50 Hz trwające 180s każdy, wymuszenia o stałej wartości częstotliwości z przedziału 5-25 Hz trwające 30s każdy.

Reakcję budynków typu C w punktach pomiarowych 10x i 13x na „sweepy” liniowe 5-30 Hz podano na rys. 7.31.



Rys. 7.31. Wibrogramy wywołane „sweepami” liniowymi 5-30 Hz uzyskane w punkcie 10x na budynku C2 i w punkcie 13x na budynku C3.

Wyraźnie widać, że wzmocnienia rejestrowanych sygnałów występują w tych budynkach w różnych chwilach czasu, co oznacza, że różne są częstotliwości drgań własnych tych budynków.

- **Wyniki pomiarów wraz z ich interpretacją.** W analizie wyników pomiarów wykorzystano procedury identyczne do podanych w etapie pierwszym badań. W tabl. 7.4. zestawiono wyniki pomiarów przeprowadzonych na trzech budynkach typu C objętych pomiarami w drugim etapie badań.

Tablica 7.4. Wyniki 2 etapu badań na budynkach C1, C2 i C3.

lp.	Budynek C1		Budynek C2		Budynek C3	
	Częstotliwość f [Hz]	Logarytmiczny dekrement tłumienia δ [-]	Częstotliwość f [Hz]	Logarytmiczny dekrement tłumienia δ [-]	Częstotliwość f [Hz]	Logarytmiczny dekrement tłumienia δ [-]
1	10.38	0.38	7.25	0.43	8.75	0.40
2	13.00	0.36	9.50	0.40	9.50	0.45
3	14.75	0.40	12.13	0.45	12.50	0.48
4	18.50	0.32	13.88	0.38	14.50	0.46
5	20.38	0.30	15.75	0.35	15.75	0.32
6	21.00	0.21	16.75	0.27	17.38	0.30
7	23.00	0.25	18.50	0.28	18.50	0.37
8	25.13	0.23	20.00	0.25	21.13	0.28
9	26.00	0.17	21.75	0.21	22.50	0.24
10	29.50	-	23.25	0.20	24.50	0.23
11	32.75	-	24.00	0.18	25.13	0.19
12	39.13	-	25.75	0.23	27.75	0.20

Z porównania wyników podanych w tabl. 7.4 i 7.1 a dotyczących budynku C1 zauważa się dużą zgodność otrzymanych wartości częstotliwości drgań własnych oraz wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań. Na wystąpienie niewielkich różnic mógł mieć wpływ stan podłoża pod budynkiem (jego sztywność) w dwóch różnych sytuacjach pomiarowych.

Z porównania wyników uzyskanych z pomiarów przeprowadzonych na budynkach C2 i C3 wynika, że wartości częstotliwości drgań własnych i logarytmicznego dekrementu tłumienia są mniejsze w przypadku budynku C2, w którym ścianki działowe poddasza wybudowano bez całościowego ich związania z konstrukcją. Pełne włączenie ścianek działowych poddasza do współpracy z konstrukcją nośną (tak było w budynku C3) wpływa na zwiększenie wartości najniższej częstotliwości drgań własnych oraz zwiększenie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań.

Można także porównać wyniki uzyskane w obydwu etapach pomiarów odnoszące się do budynku C2. Jest to porównanie wyników uzyskanych w dwóch stanach realizacyjnych tego budynku. Budynek C2 podczas drugiego etapu badań był o jedną kondygnację wyższy w stosunku do stanu z czasu badań objętych pierwszym etapem. Stwierdza się zmniejszenie wartości częstotliwości drgań własnych wraz ze wzrostem wysokości budynku. Potwierdzają to również wzory empiryczne (por. [29]). Wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań wyznaczone w drugim etapie badań wzrosły w stosunku do wyznaczonych podczas pierwszego etapu badań. Wynika to z wpływu elementów niekonstrukcyjnych na wzrost tłumienia.

Podobnie jak w rozdz. 7.2 wyznaczono wartości współczynników „a” i „b” opisujących model tłumienia sztywnościowo – bezwładnościowego w odniesieniu do budynków C1, C2 i C3. Wyniki przedstawiono w tablicy 7.5.

Tablica 7.5. Porównanie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia wyznaczonych wg modelu o podanych współczynnikach „a” i „b” z wartościami otrzymanymi z pomiarów.

Lp	Budynek C1				Budynek C2				Budynek C3			
	Często- tliwość f[Hz]	a= 7,777 b= 0,0002096			Często- tliwość f[Hz]	a= 7,395 b= 0,000165			Często- tliwość f[Hz]	a= 8,000 b= 0,000240		
		wartość obliczona	wartość z pomiaru	różnica wartości		wartość obliczona	wartość z pomiaru	różnica wartości		wartość obliczona	wartość z pomiaru	różnica wartości
1	10,38	0,42	0,38	+0,04	7,25	0,53	0,43	+0,10	8,75	0,49	0,40	+0,09
2	13,00	0,35	0,36	-0,01	9,50	0,42	0,40	+0,02	9,50	0,46	0,45	+0,01
3	14,75	0,32	0,40	-0,08	12,13	0,35	0,45	-0,10	12,50	0,37	0,48	-0,11
4	18,50	0,29	0,32	-0,03	13,88	0,31	0,38	-0,07	14,50	0,33	0,46	-0,13
5	20,38	0,28	0,30	-0,02	15,75	0,29	0,35	-0,06	15,75	0,32	0,32	0,00
6	21,00	0,27	0,21	+0,06	16,75	0,28	0,27	+0,01	17,38	0,30	0,30	0,00
7	23,00	0,26	0,25	+0,01	18,50	0,26	0,28	-0,02	18,50	0,29	0,32	-0,03
8	25,13	0,26	0,23	+0,03	20,00	0,25	0,25	0,00	21,13	0,27	0,28	-0,01
9	26,00	0,25	0,17	+0,08	21,75	0,24	0,21	+0,03	22,50	0,27	0,24	+0,03
10	29,50	0,25	-		23,25	0,23	0,20	+0,03	24,50	0,26	0,23	+0,03
11	32,75	0,24	-		24,00	0,23	0,18	+0,05	25,13	0,26	0,19	+0,07
12	39,13	0,26	-		25,75	0,23	0,23	0,00	27,75	0,25	0,20	+0,05

Porównanie opisu tłumienia (współczynniki „a” i „b”) budynku C1 podane w rozdz. 7.2 oraz w tabl. 7.5 świadczą o tym, że identyczne wartości współczynników dobrze opisują właściwości tłumiące tego budynku w czasie pomiarów przeprowadzonych tak w pierwszym jak drugim etapie badań.

Podobne porównanie przeprowadzone w odniesieniu do budynków C2 i C3 (tabl. 7.5) wskazują na wyraźny wzrost tłumienia bezwładnościowego i sztywnościowego w budynku C3 w stosunku do budynku C2.

7.6. Kształtowanie modeli budynków C1, C2 i C3 w sytuacji realizacyjnej odpowiadającej drugiemu etapowi badań.

Stan budynku C1 nie uległ zmianie w stosunku do pierwszego etapu badań. Jego model obliczeniowy nie zmienił się. W tabl. 7.6 zestawiono wyniki dotyczące budynku C1 uzyskane z pomiaru w drugim etapie z obliczonymi na modelu opisanym wcześniej (por. tabl. 7.6).

Tablica 7.6. Porównanie wartości częstotliwości drgań własnych otrzymanych w wyniku 2 etapu pomiarów z wartościami obliczonymi na modelu budynku C1 oraz pomierzonymi w 1 etapie.

Numer częstotliwości	Budynek C1- częstotliwość f [Hz]			
	pomierzona w 2 etapie badań	obliczona	różnica [%]	pomierzona w 1 etapie badań
1	10.38	10.62	2.2	10.00
2	13.00	12.68	2.5	12.75
3	14.75	14.44	2.1	15.00
4	18.50	18.24	1.4	17.25
5	20.38	22.34	9.6	19.00
6	21.00	22.53	7.2	21.13
7	23.00	23.18	0.7	22.25
8	25.13	24.66	1.8	24.50
9	26.00	26.39	1.4	26.85

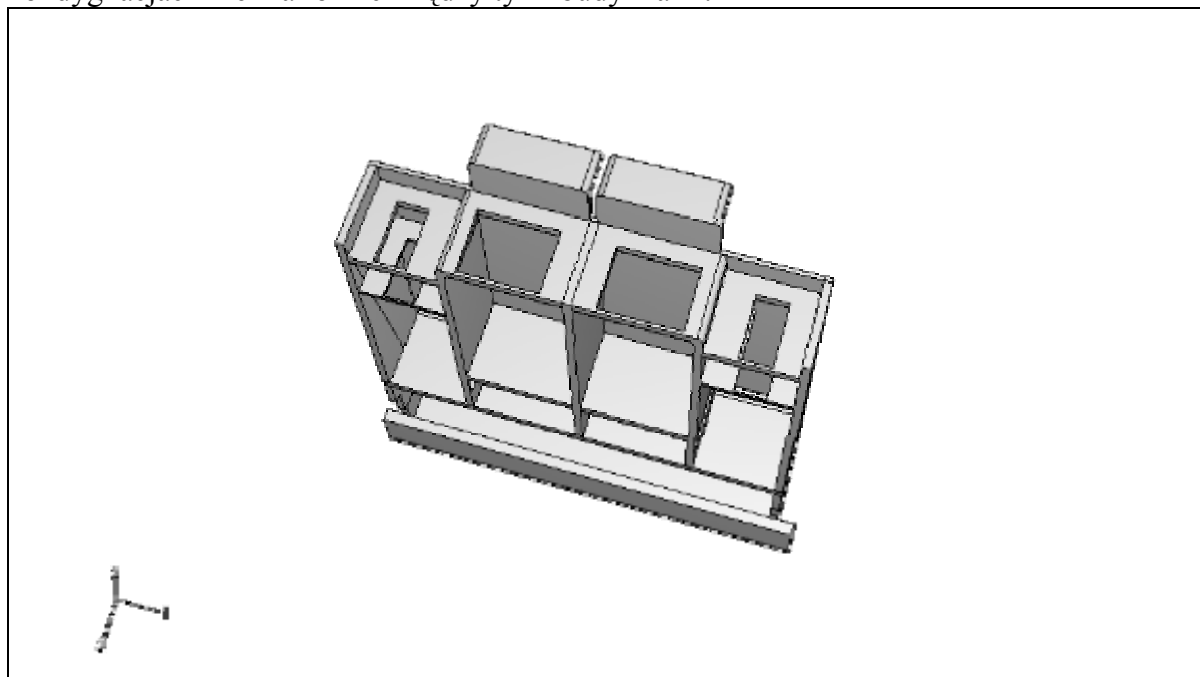
Między pierwszym i drugim etapem badań w budynku C2 nastąpiły znaczne zmiany. Dobudowano kondygnację poddasza, wbudowano wszystkie ścianki działowe oraz umieszczono więźbę dachową. Model budynku C2 występującego w 2 etapie badań znacząco różni się od modelu przyjętego w obliczeniach odpowiadających pierwszemu etapowi badań.

Elementy niekonstrukcyjne występujące w drugim etapie badań tak w budynku C2 jak w budynku C3 zostały w modelu obliczeniowym ukształtowane jako elementy blokowe trójwymiarowe. Połączenie tych elementów z konstrukcją przyjęto jako sztywne (wszystkie ścianki działowe kotwiono do ścian nośnych i podmurowywano do stropów górnych). Wprowadzonym w modelu ściankom działowym (wykonane z pustaków) przypisano stałe materiałowe muru z pustaków zestawione w tabl. 7.2. Elementy więźby dachowej zamodelowano jako elementy belkowe jednowymiarowe, połączone z konstrukcją nośną budynku w sposób przegubowy. Drewniany dach budynków C2 i C3 to dach krokwiowy oparty na żelbetowej ramie. Przekrój krokwi modelowano jako prostokątny o wymiarach 7,5 x 15 cm. Krokwie te oparte są na płatwi dolnej (murlacie) i na płatwi kalenicowej oraz na wspomnianej żelbetowej ramie, która spełnia funkcję płatwi pośredniej. Płatwie wykonane są z belek o przekroju 12,5 x 16 cm. W dachu występują także okna typu „jaskółka”. Jest to dodatkowym utrudnieniem w kształtowaniu modelu. Dane materiałowe drewnianej więźby dachowej przyjęto jak dla drewna o średniej klasie wytrzymałości zgodnie z normą [40]. I tak moduł Younga $E = 9$ [GPa], moduł odkształcenia postaciowego $G = 0,55$ [GPa], gęstość masy $\rho = 830$ [kg/m³] i współczynnik Poissona $\nu = 0,06$ [-].

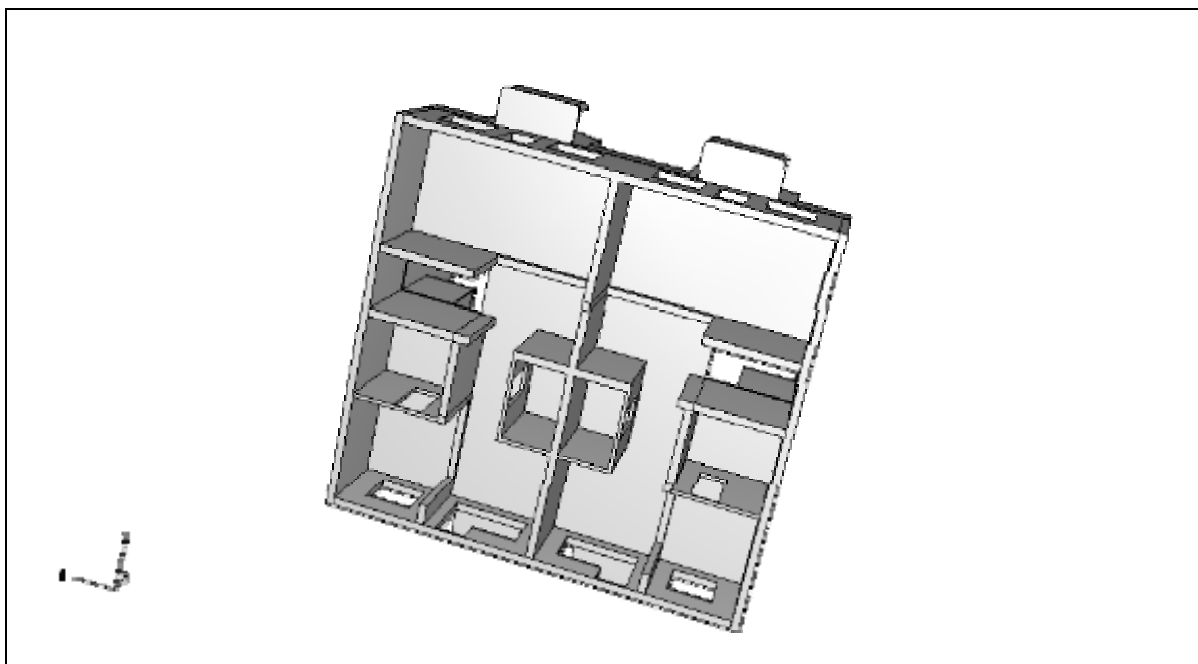
Przy kształtowaniu modeli obliczeniowych uwzględniono współpracę konstrukcji z podłożem.

Siatkę elementów skończonych kształtują elementy trójścienne w modelowaniu ścian, stropów, schodów oraz elementy jednowymiarowe odcinkowe w modelowaniu więźby dachowej.

Na kolejnych rysunkach (rys. 7.32 – 7.33) przedstawiono modelowaną konstrukcję wraz ze ściankami działowymi przyziemia i parteru (budynki C2 i C3), ponieważ na tych kondygnacjach nie ma różnic między tymi budynkami.

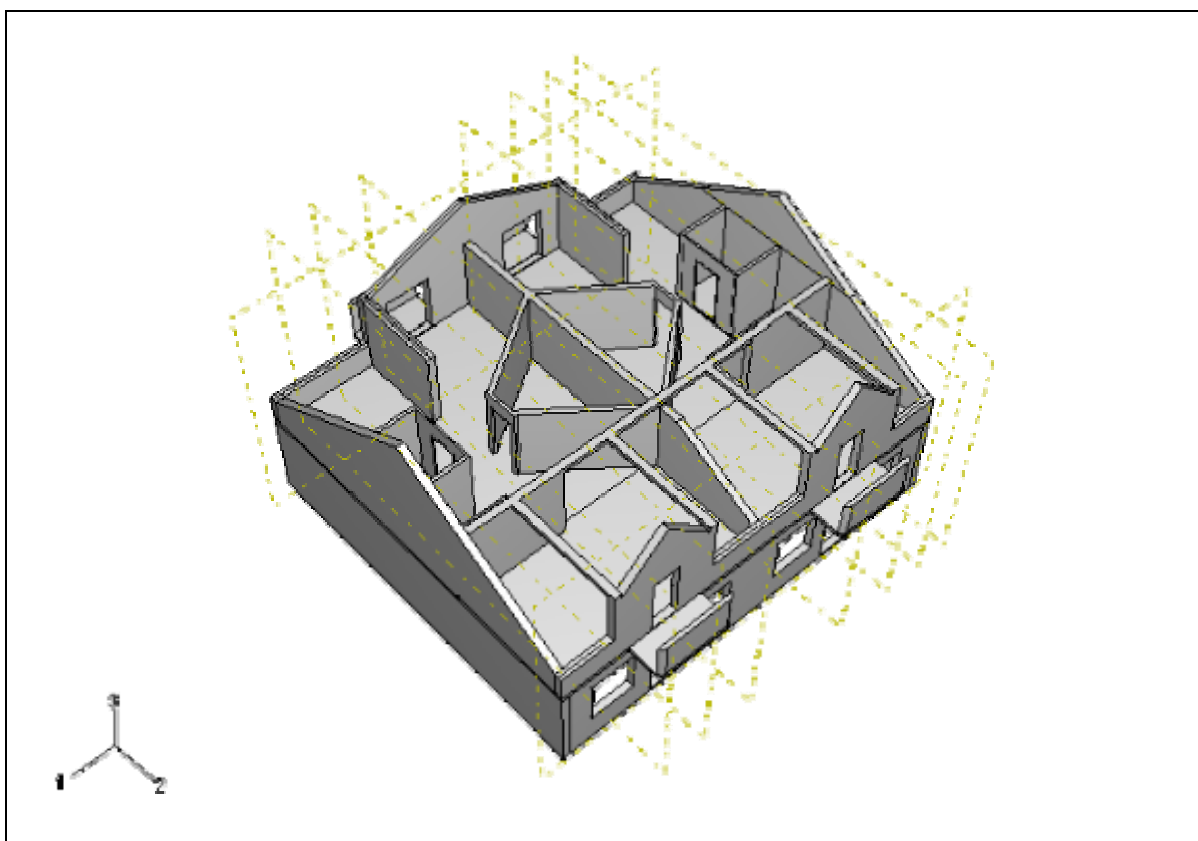


Rys. 7.32. Widok (od dołu) przyziemia budynków C2 i C3 w drugim etapie badań.

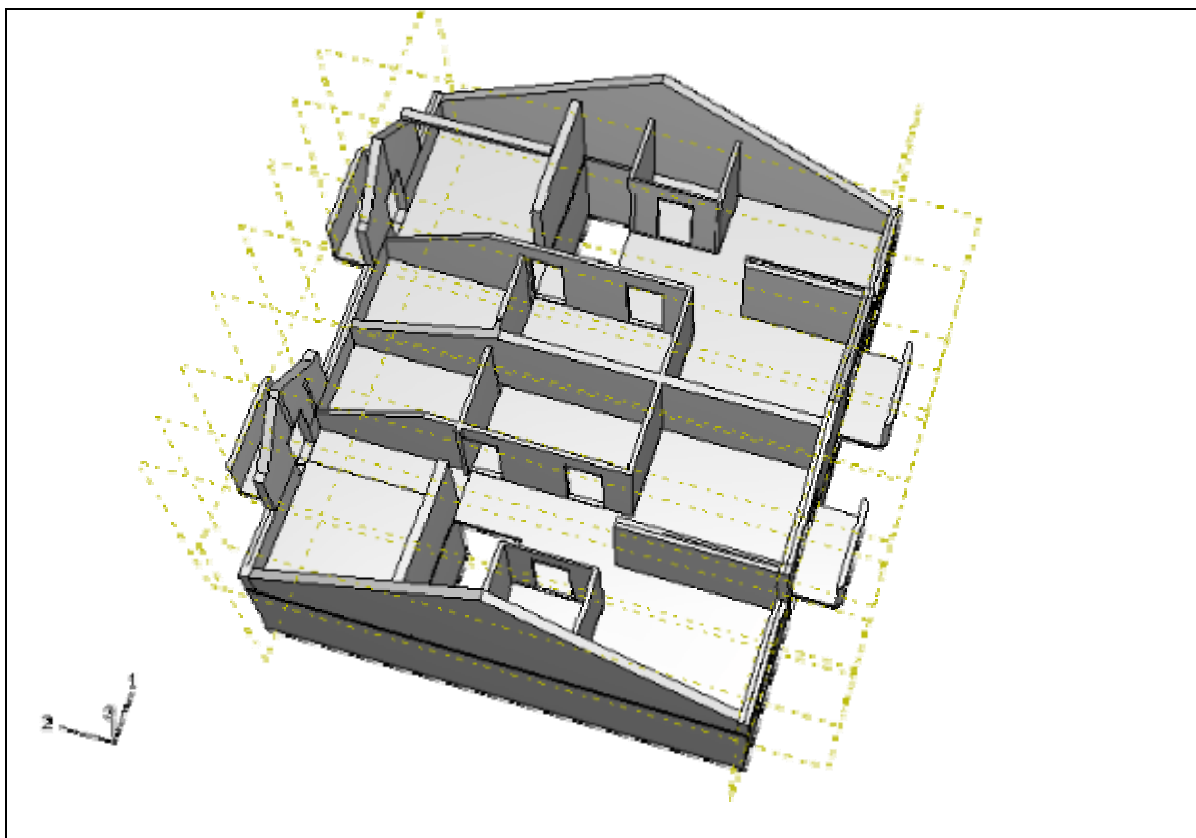


Rys. 7.33. Widok (od dołu) parteru budynków C2 i C3 w drugim etapie badań.

Na rys. 7.34 i 7.35 pokazano widok poddasza budynków C2 i C3 według stanu podczas drugiego etapu badań.



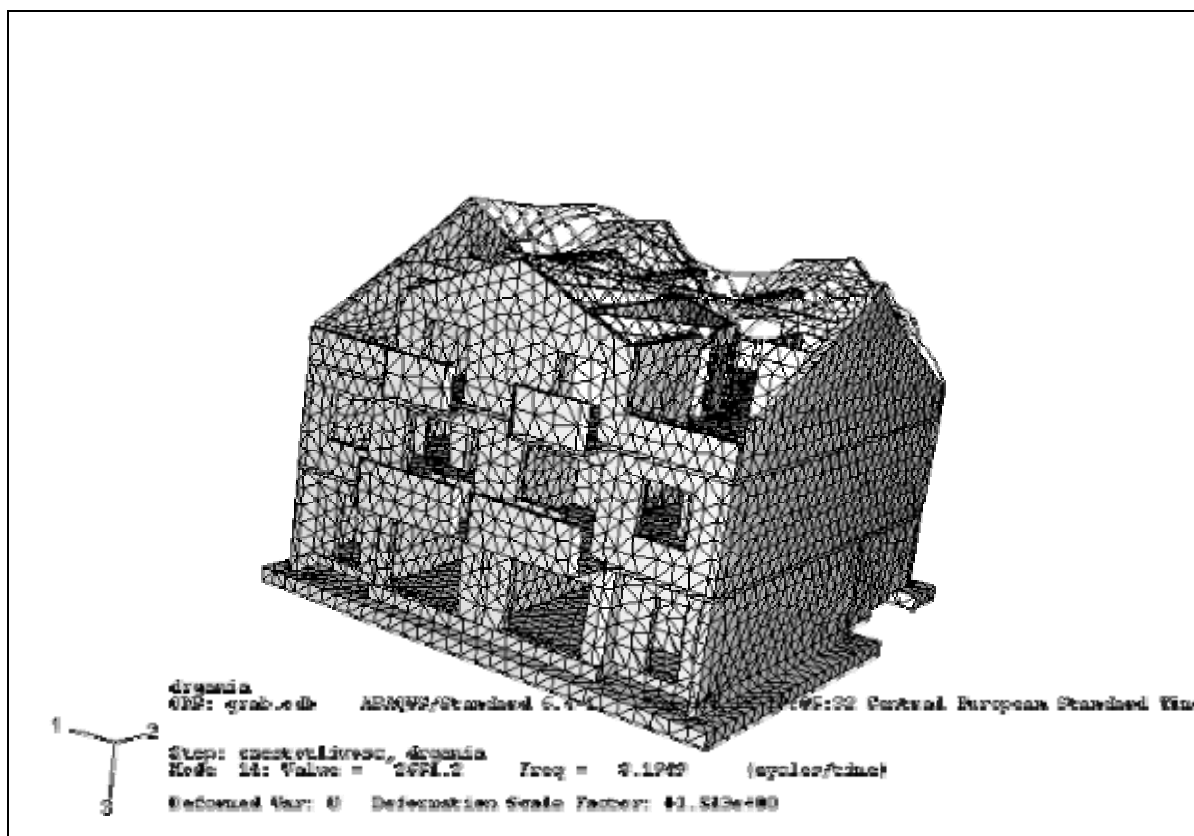
Rys. 7.34. Widok (od góry) poddasza budynku C2 w drugim etapie badań.



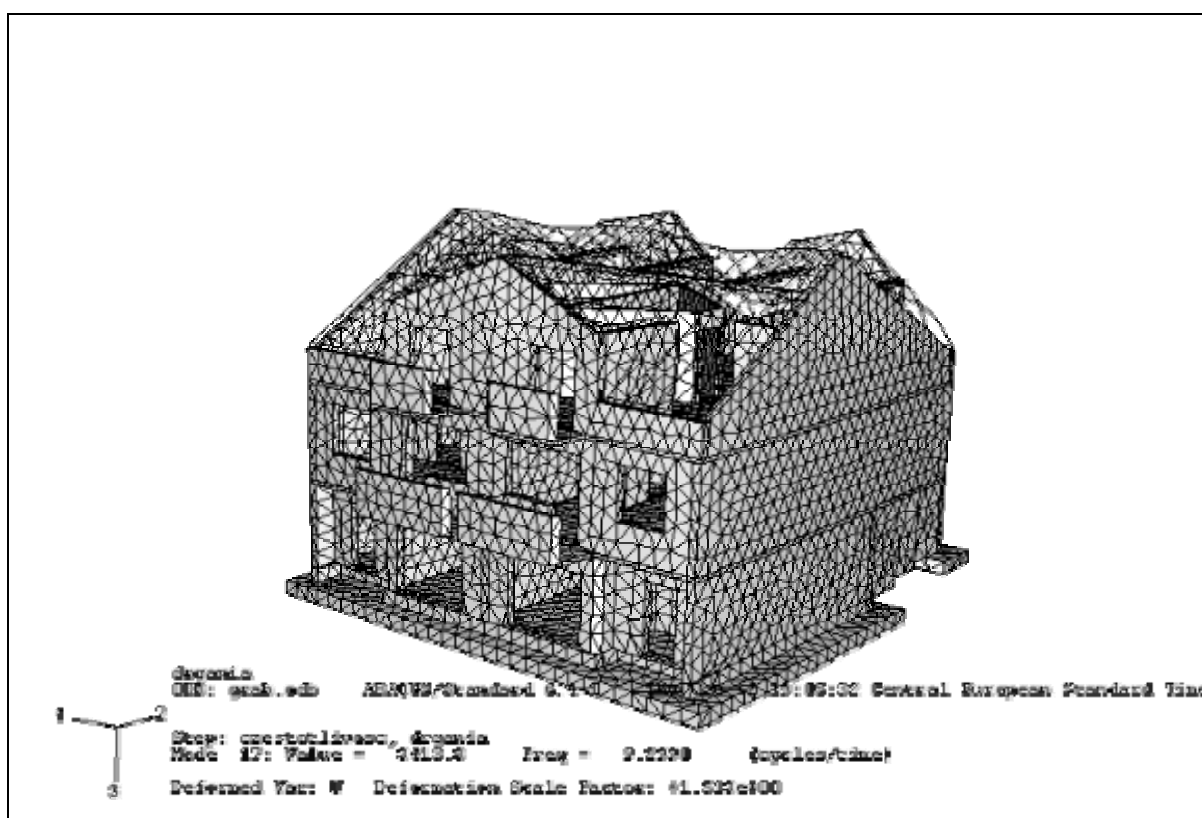
Rys. 7.35. Widok (od góry) poddasza budynku C3 w drugim etapie badań.

Obliczono kolejne postacie drgań własnych modeli budynków. Stwierdzono dużą liczbę drgań własnych o charakterze lokalnym. Najczęściej wiązały się one z drganiami elementów dachu. Wieżba dachowa w tym czasie była jeszcze nie usztywniona poprzez warstwy pokrycia dachu.

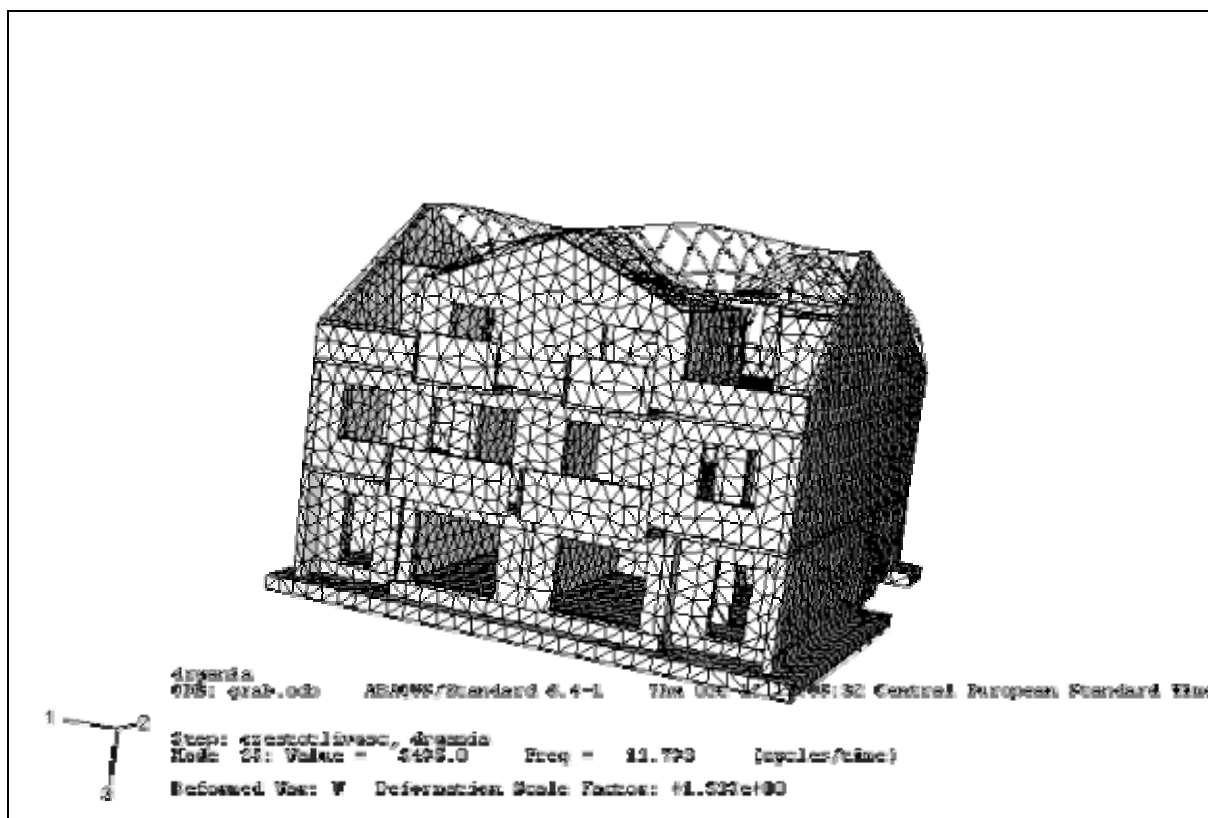
Na kolejnych rysunkach (rys. 7.36 – 7.40) przedstawiono początkowe postacie drgań własnych o charakterze globalnym w budynku C2.



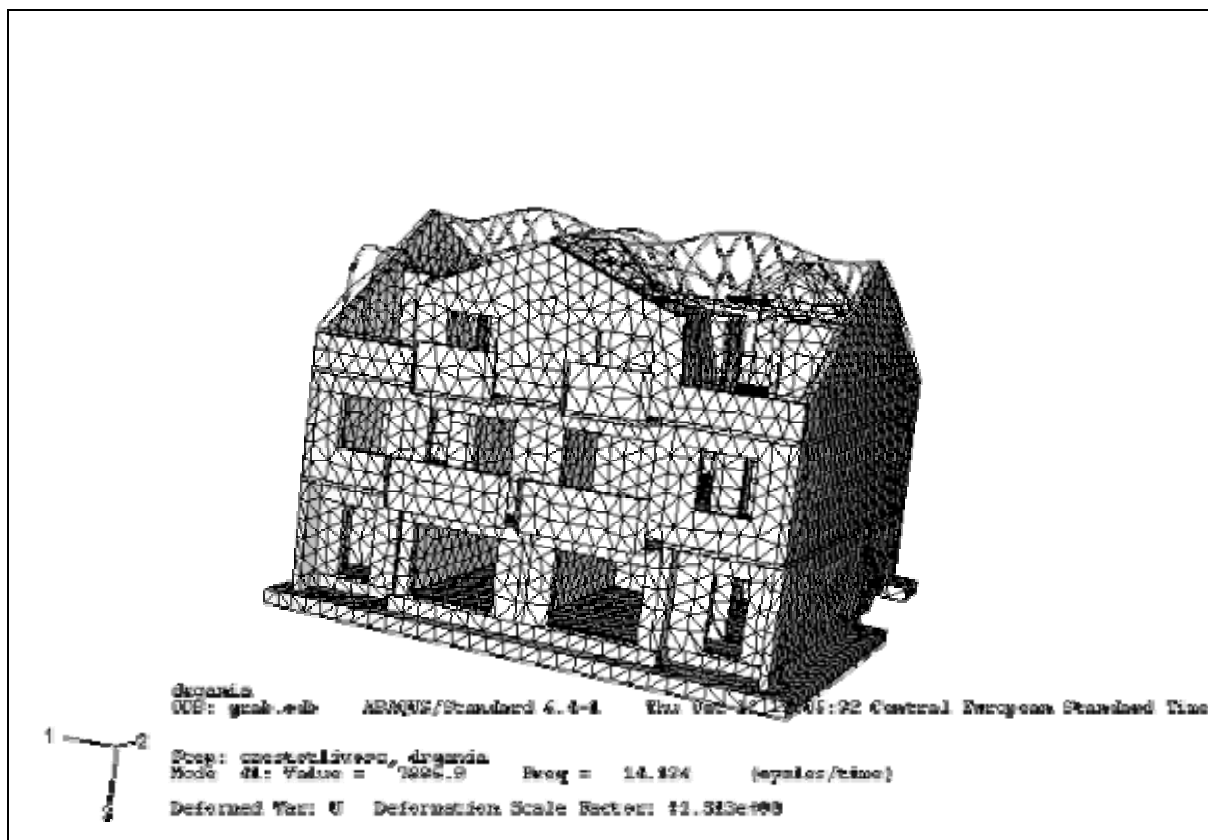
Rys. 7.36. Pierwsza postać drgań własnych modelu budynku C2.



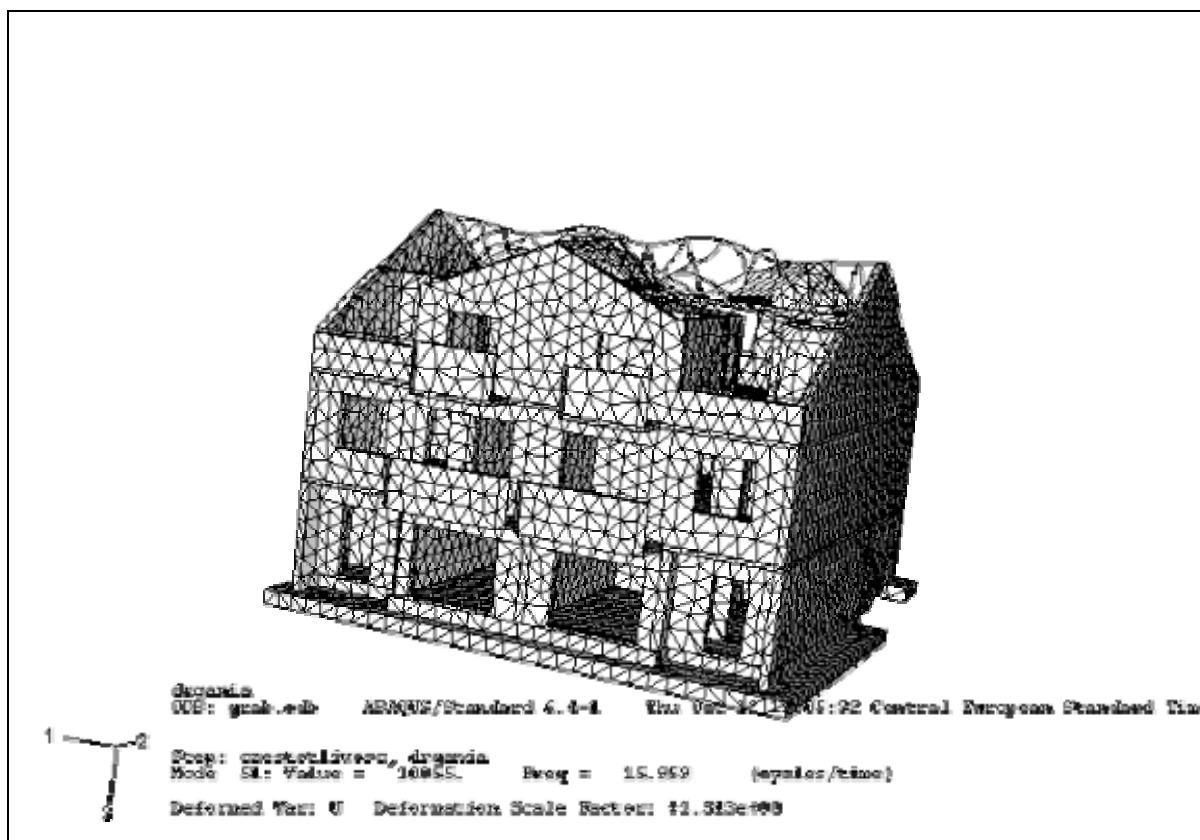
Rys. 7.37. Druga postać drgań własnych modelu budynku C2.



Rys. 7.38. Trzecia postać drgań własnych modelu budynku C2.

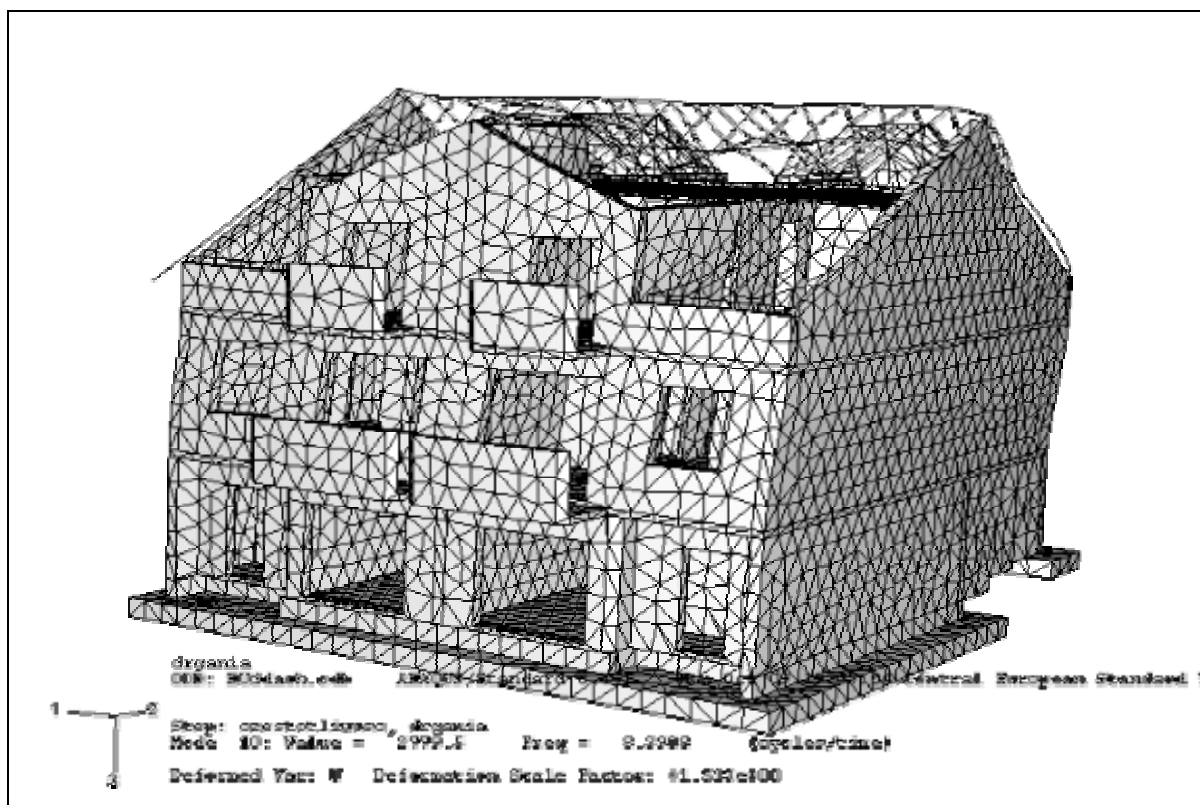


Rys. 7.39. Czwarta postać drgań własnych modelu budynku C2.

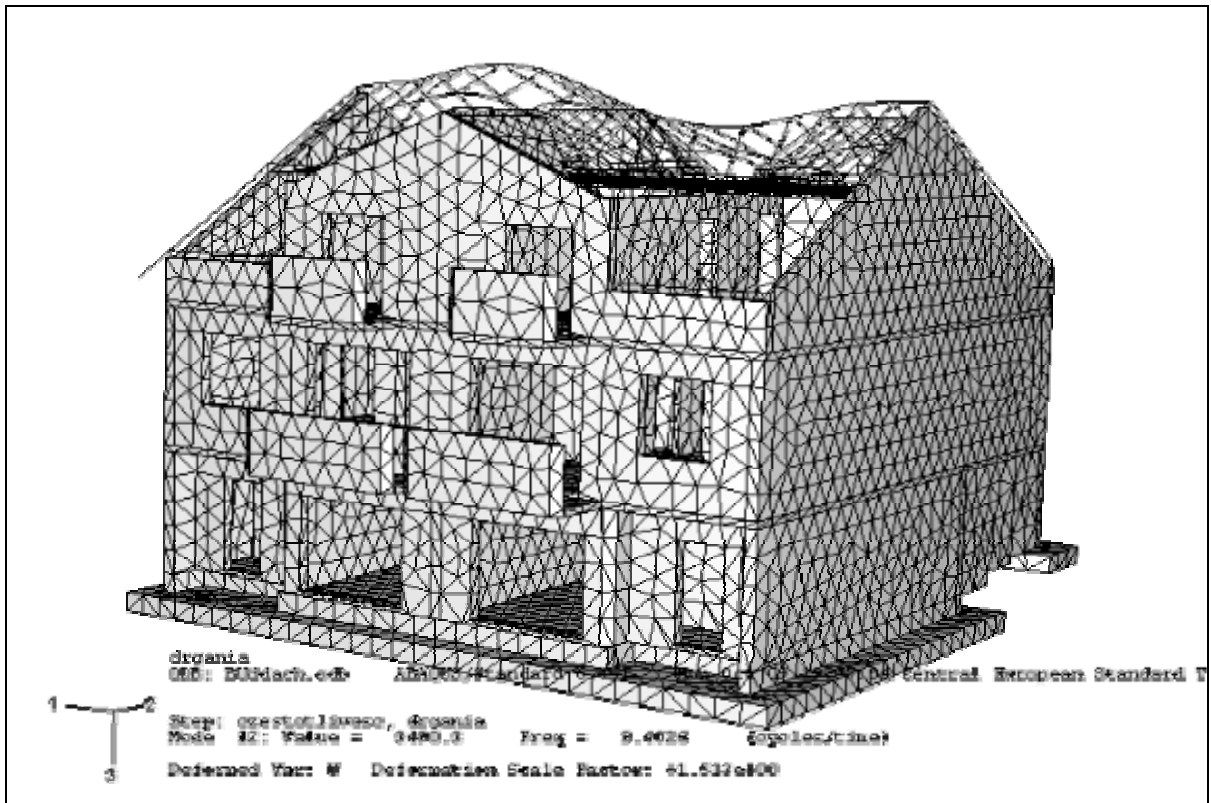


Rys. 7.40. Piąta postać drgań własnych modelu budynku C2.

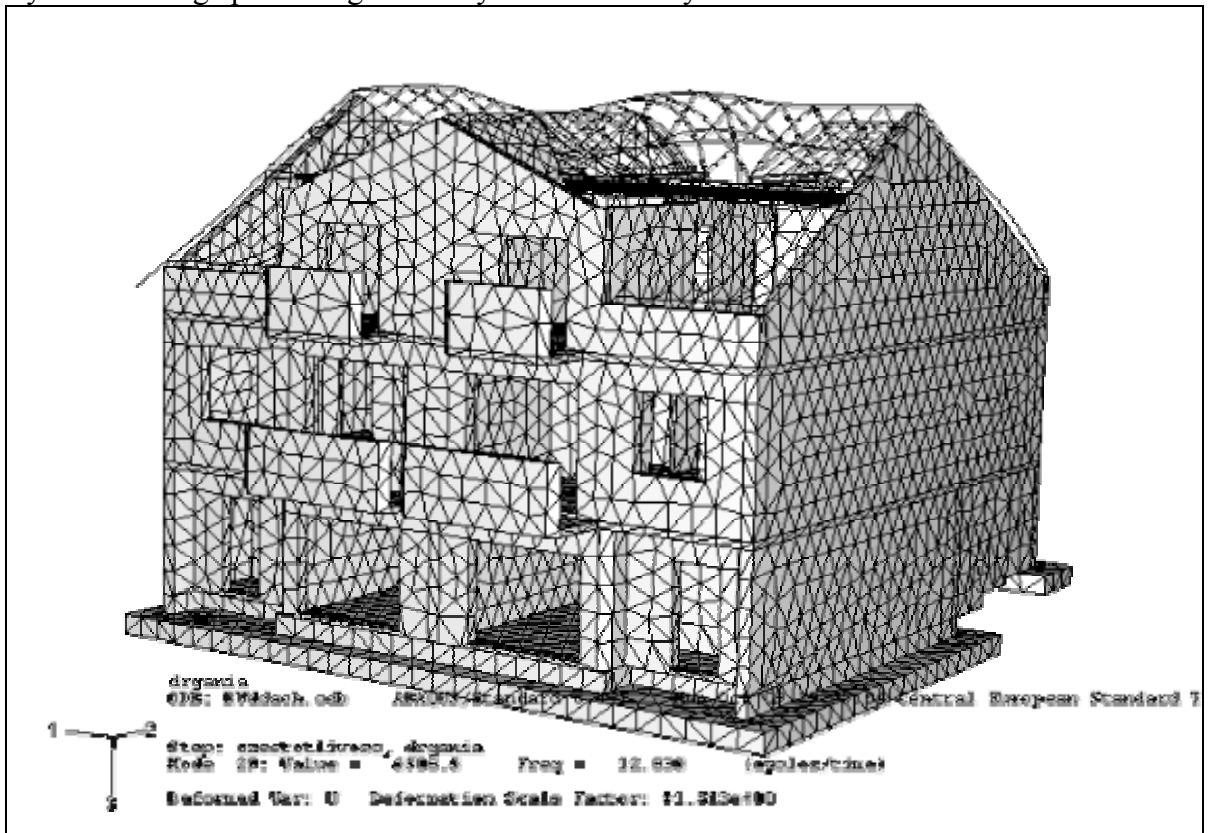
Na następnych rysunkach (rys. 7.41-7.45) pokazano z kolei postacie drgań własnych o charakterze globalnym odpowiadające pięciu początkowym częstotliwościom budynku C3.



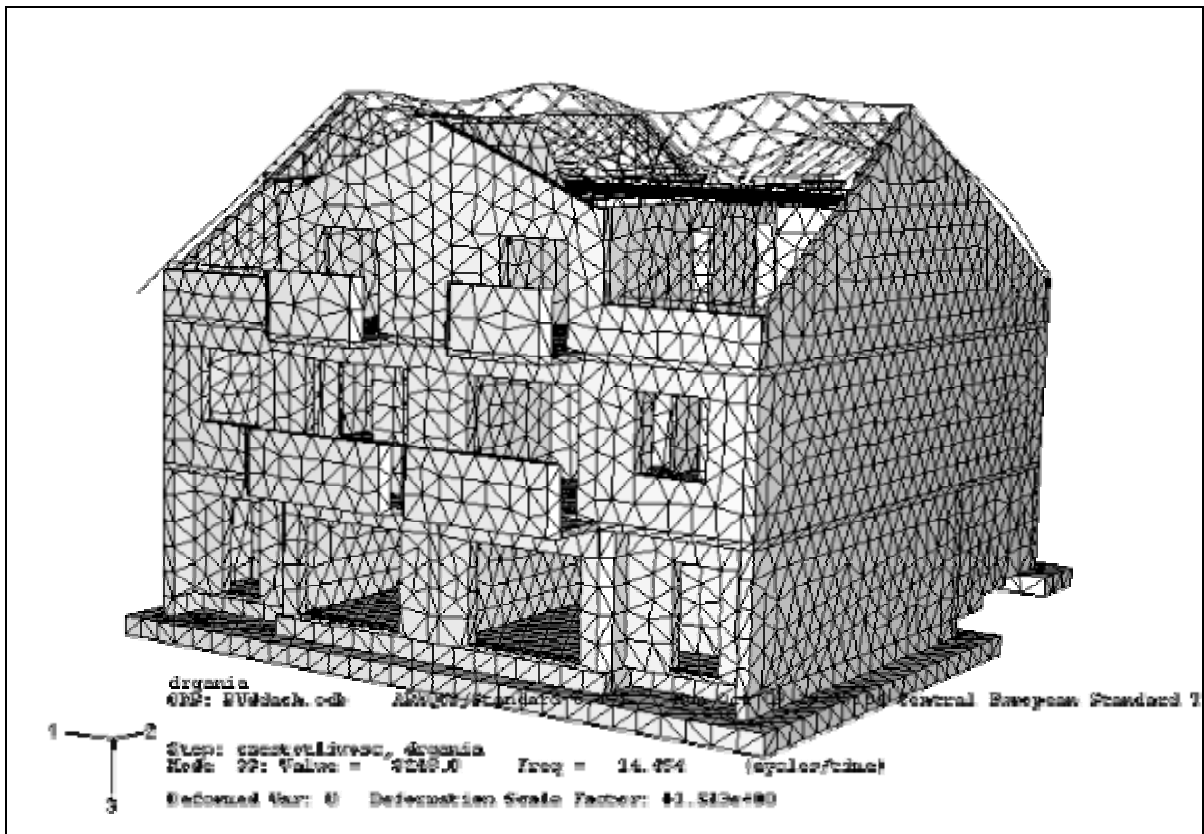
Rys. 7.41. Pierwsza postać drgań własnych modelu budynku C3.



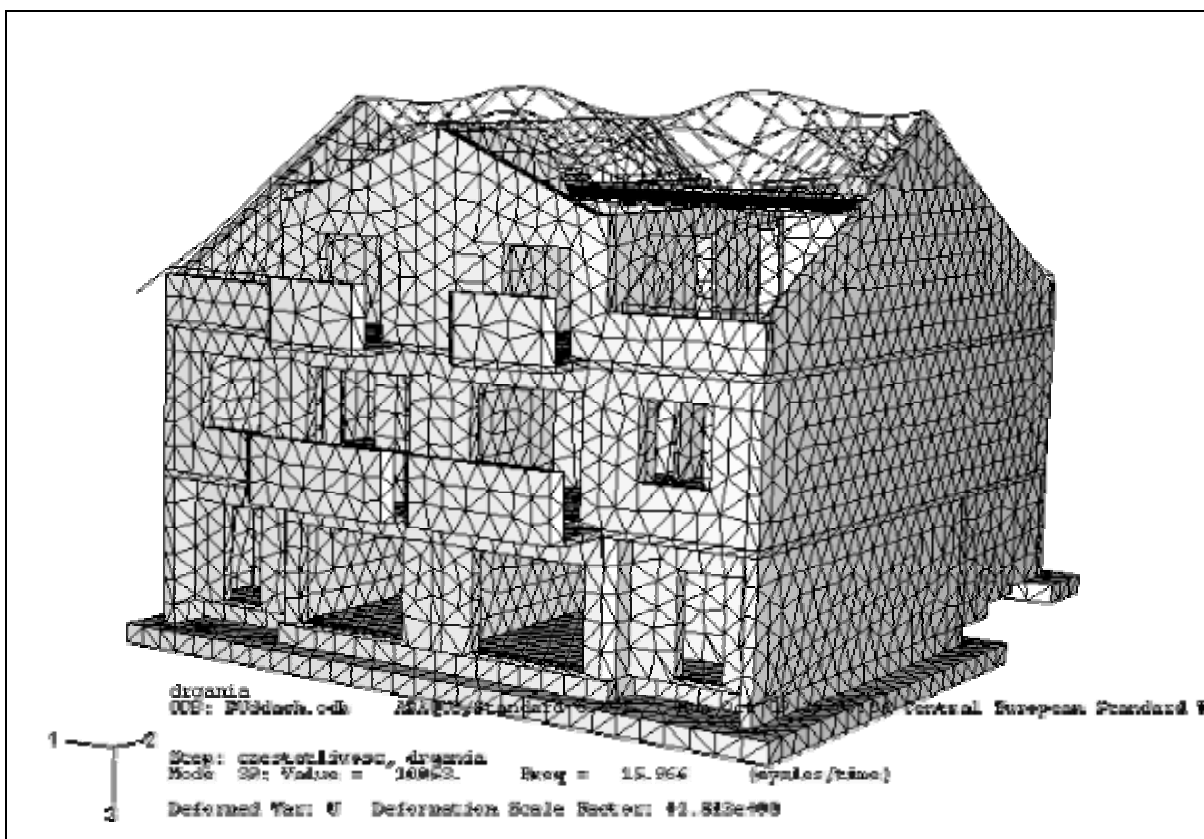
Rys. 7.42. Druga postać drgań własnych modelu budynku C3.



Rys. 7.43. Trzecia postać drgań własnych modelu budynku C3.



Rys.7.44. Czwarta postać drgań własnych modelu budynku C3.



Rys. 7.45. Piąta postać drgań własnych modelu budynku C3.

W tabl. 7.7 zestawiono częstotliwości drgań własnych wyznaczone jako wynik pomiarów przeprowadzonych w drugim etapie badań na budynkach C2 i C3 i jako wynik obliczeń.

Tablica 7.7. Wartości częstotliwości drgań własnych otrzymane w wyniku pomiarów i obliczeń dot. budynków C2 i C3.

Numer częstotliwości	Budynek C2- częstotliwość f [Hz]			Budynek C3- częstotliwość f [Hz]		
	pomierzona	obliczona	różnica [%]	pomierzona	obliczona	różnica [%]
1	7.25	8.19	12.0	8.75	8.40	4.0
2	9.50	9.30	2.0	9.50	9.40	1.1
3	12.13	11.73	3.2	12.50	12.84	0.3
4	13.88	14.13	1.8	14.50	14.45	0.3
5	15.75	15.96	1.3	15.75	15.96	0
6	16.75	16.78	0	17.38	17.44	0.3
7	18.50	18.60	0	18.50	18.95	2.4
8	20.00	19.80	1.0	21.13	21.32	1.0
9	21.75	21.90	0.1	22.50	22.60	0
10	23.25	23.40	0.1	24.50	24.74	1.0
11	24.00	24.01	0	25.13	25.20	0.3
12	25.75	25.71	0.1	27.75	27.97	0.8

Zestawione w tabl. 7.7 wartości dowodzą, iż modele obydwu budynków dobrze opisują obiekty poddane badaniom. Opracowany model budynku może być zastosowany w bardziej skomplikowanych analizach dynamicznych (np. przy wyznaczaniu odpowiedzi budynku na obciążenie o charakterze parasejsmicznym).

Wyniki pomiarów (w dwóch etapach realizacji badań) oraz obliczeń dotyczących budynków C1, C2 i C3 występujących w różnych stanach realizacji tych obiektów pozwalają na przeprowadzenie wielu porównań umożliwiających sformułowanie wniosków o charakterze szczegółowym (odnoszących się do budynków objętych badaniami) oraz ogólnym. W tabl. 7.8 zestawiono zbiorcze informacje o możliwościach przeprowadzenia odpowiednich porównań i usytuowaniu źródeł informacji umożliwiających przeprowadzenie tych porównań.

Tablica 7.8. Podstawa do sformułowania wniosków oraz usytuowanie źródła informacji umożliwiających sformułowanie wniosków

Wniosek dotyczy	Budynek/ Budynki	Źródło usytuowania informacji
Przydatność modelowego opisu budynku	C1	Tabl. 7.6
	C2	Tabl. 7.3/ Tabl. 7.7
	C3	Tabl. 7.7
Wpływ sposobu wbudowania elementów niekonstrukcyjnych na częstotliwości drgań własnych i tłumienie drgań	C2 i C3	Tabl. 7.4
Wpływ usztywnienia stropem, nadbudową (poddasze) i wbudowaniem elementów niekonstrukcyjnych na częstotliwości drgań własnych	C2	Tabl. 7.1 i Tabl. 7.4
Zmiana tłumienia w wyniku nadbudowy i wbudowania elementów niekonstrukcyjnych	C2	Tabl. 7.1, Tabl. 7.4 i Tabl. 7.5
Dokładność metodyki pomiarowej	C1	Tabl. 7.1 i Tabl. 7.4

Przyjęte modele obliczeniowe zarówno w etapie pierwszym jaki i drugim badań w dobry sposób opisują rzeczywiste obiekty. Poza nielicznymi wyjątkami różnice pomiędzy wartościami częstotliwości drgań własnych obliczonymi a pomierzonymi nie przekraczają 5%. Kształtowanie w modelu obliczeniowym sztywnego połączenia elementów niekonstrukcyjnych z konstrukcją w przypadku budynków typu C jest więc poprawne.

Sposób wbudowania elementów niekonstrukcyjnych w budynku ma wpływ na podstawową częstotliwość drgań własnych, a także na wartości wyższych częstotliwości. Różnica w wartości podstawowej częstotliwości drgań własnych pomiędzy budynkiem C2 (ścianki działowe połączone z konstrukcją punktowo) a budynkiem C3 (ścianki działowe wmurowane w konstrukcję żelbetowej ramy) wynosi 21%. Warto podkreślić, że udział podstawowej częstotliwości drgań własnych w odpowiedzi budynku poddanego oddziaływaniom dynamicznym jest znaczny. Wpływ sposobu wbudowania ścianek działowych w konstrukcję budynku uwidocznia się także w wartościach logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań. Wpływ ten widoczny jest we wszystkich wartościach logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań. Różnice w tych wartościach pomiędzy budynkiem C2 a budynkiem C3 dochodzą do 30% (czwarta częstotliwość drgań własnych). Wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań odpowiadającego podstawowej częstotliwości drgań własnych wrasta o 11% w budynku C3 w stosunku do budynku C2. Sposób wbudowania elementów niekonstrukcyjnych w budynku ma więc wpływ na charakterystykę dynamiczną tego budynku.

Porównując wartości częstotliwości drgań własnych budynku C2 w pierwszym i drugim etapie badań zauważa się nieznaczne zmniejszenie tych wartości. Jest to wynikiem wzrostu wysokości budynku. Jednakże zmniejszenie się wartości częstotliwości drgań własnych nie jest tak duże jak można byłoby się tego spodziewać. Wysokość budynku C2 wzrasta w drugim etapie o ponad 100% w stosunku do etapu pierwszego badań. Wpływ na usztywnienie konstrukcji budynku C2 ma bowiem strop i wbudowanie elementów niekonstrukcyjnych. Usztywniająca rola stropu widoczna jest w porównaniu wartości charakterystyk dynamicznych budynków C1 (ze stropem) i C2 (bez stropu) w pierwszym etapie pomiarów dynamicznych. Budynek C1 wykazuje większe wartości częstotliwości drgań własnych od budynku C2 (różnica w podstawowej częstotliwości drgań własnych wynosi 11%). Wpływ usztywnienia stropem i elementami niekonstrukcyjnymi widoczny jest także w wartościach logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań. Porównując etap pierwszy i drugi badań na budynku C2 widać wzrost tych wartości w drugim etapie. Różnica w wartościach δ między pierwszym a drugim etapem pomiarów dochodzi do 38% (piąta postać drgań). Wartości δ odpowiadające pozostałym częstotliwościom drgań własnych różnią się od 10 do 20%.

Przyjęta metodyka pomiarowa okazała się być wystarczająco dokładną. Dokładność metodyki pomiarowej potwierdzona jest wartościami charakterystyki dynamicznej budynku C1 pomierzonymi w pierwszym i drugim etapie badań. Nie zmieniono bowiem konstrukcji budynku C1 w drugim etapie pomiarów ani też nie dobudowano elementów niekonstrukcyjnych. Stąd też możliwa był weryfikacja przyjętej metodyki pomiarowej. Różnice w wartościach częstotliwości drgań własnych i logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań (współczynnikach „a” i „b” opisu tłumienia sztywnościowo-bezwładnościowego) pomiędzy etapem pierwszym a drugim badań na budynku C1 są minimalne. Wynikają one mogą z różnych właściwości podłoża gruntowego w warunkach odpowiadającym tym dwom etapom. Pierwszy etap badań bowiem przeprowadzono po mokrej i chłodnej wiośnie, a drugi po długotrwałym okresie suszy.

8. Wnioski końcowe.

W wyniku realizacji założonych zadań przedstawionych na początku niniejszej pracy udowodniono tezy naukowe podane w rozdz.1.3.

Elementy niekonstrukcyjne mają wpływ na charakterystykę dynamiczną budynku. Wielkość wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynku zależy od jego rozwiązania materiałowo- konstrukcyjnego. Powyższa teza została udowodniona na dwóch typach budynków: wysokich o konstrukcji żelbetowo - murowej i niskich o konstrukcji murowej. Pomimo tego, że analizy dotyczą tylko dwóch rodzajów budynków należy podkreślić, że są to dość popularne obecnie rozwiązania materiałowo-konstrukcyjne stosowane w budownictwie polskim.

Elementy niekonstrukcyjne w odniesieniu do budynków wysokich żelbetowo- murowych w niewielkim stopniu wpływają na wartości częstotliwości drgań własnych tych budynków. Ten wpływ można uznać za pomijalnie mały. Znacznie bardziej w budynkach tego typu uwidacznia się wpływ elementów niekonstrukcyjnych na zmianę wartości parametru opisującego tłumienie drgań. Potwierdzenie tego sformułowania można zauważyć także w pracy [53], w której podano wyniki pomiarów dynamicznych uzyskane w dwóch etapach budowy budynku wysokiego o konstrukcji żelbetowej.

W budynkach niskich o konstrukcji ścianowej wpływ elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną jest wyraźny. Po wbudowaniu elementów niekonstrukcyjnych wzrastają wartości częstotliwości drgań własnych i wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań.

W wyniku realizacji badań własnych zauważono, że nie tylko ilość elementów niekonstrukcyjnych czy ich rodzaj, ale także i sposób wbudowania tych elementów w konstrukcję ma wpływ na charakterystykę dynamiczną budynku.

Wyniki uzyskane w niniejszej pracy umożliwiają sformułowanie zalecenia odnośnie do kształtowania modelu obliczeniowego połączenia między elementami niekonstrukcyjnymi a konstrukcją. Najodpowiedniejszym sposobem modelowania tego połączenia jest połączenie przegubowe. Można stosować połączenie sztywne elementów niekonstrukcyjnych z konstrukcją, tylko wówczas gdy elementy niekonstrukcyjne będą związane z konstrukcją budynku przez zakotwienie ich w ścianie i podmurowane do górnej części stropu.

9. Kierunki przyszłych prac.

Badania własne oraz modele obliczeniowe zostały wykonane na dwóch typach budynków. Nie rozpoznano wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynków o konstrukcji stalowej czy drewnianej. Można jednak korzystać tu z wyników badań innych autorów (por. [12,14,17]). Dalsze prace badawcze mogą być rozwijane w kierunku rozpoznania wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystykę dynamiczną budynków nie objętych programem badań w niniejszej pracy oraz takich, o których brak jest informacji w publikacjach innych autorów.

Ważny i dostrzegalny jest problem bezpieczeństwa użytkowania budynków poddanych oddziaływaniom sejsmicznym albo parasejsmicznym. Konieczność analizowania wpływu elementów niekonstrukcyjnych na bezpieczeństwo użytkowania tych obiektów jest zauważalna (por. raport Grupy Programowej ISO/TC 98 i [47]). Kształtowane w niniejszej pracy modele obliczeniowe budynków mogą być przydatne w ocenie niezawodności tego typu budynków. Dalsze prace naukowe mogą dotyczyć wykorzystania opisanych w pracy i zweryfikowanych modeli w analizie budynków poddanych działaniom symulującym oddziaływania sejsmiczne albo parasejsmiczne. Pomiary wpływu elementów niekonstrukcyjnych na odpowiedź dynamiczną budynku poddanego prognozowanym oddziaływaniom sejsmicznym jest warte zastanowienia. Można tu wykorzystać istniejące duże platformy czy ściany wstrząsowe (np. Laboratorium w Isprze, we Włoszech).

LITERATURA

- [1] Bendat J. S., Piersol A. G. *Metody analizy pomiaru i sygnałów losowych*. PWN, Warszawa, 1976.
- [2] Białasiewicz J. T. *Falki i aproksymacje*. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa, 2000.
- [3] Boashash B. *Time frequency analysis and Processing*. Elsevier, 2003.
- [4] Brownjohn J. M., Pan T. C., Deng X. Y.: *Correlating dynamic characteristics from field measurements and numerical analysis of a high-rise building*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 29, 2000.
- [5] Cao H., Ellis B. R., Littler J.D.: *The use of the maximum entropy method for the spectral analysis of wind-induced data recorded on buildings*. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, vol. 72, 1997.
- [6] Chmielewski T., Zembaty Z. *Podstawy dynamiki budowli*. Arkady, Warszawa, 1998.
- [7] Ciesielski R. *Modelling. Identification*. IX International Conference on metal Structures, Kraków, June 1995.
- [8] Ciesielski R., Kawecki J.: *Zmiany tłumienia drgań w kolejnych fazach realizacji budowli wieżowych*. XXIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1983.
- [9] Ciesielski R., Oruba R. *Badanie doświadczalne wpływu uszkodzeń na sztywność i właściwości dynamiczne kominów przemysłowych*. Inżynieria i Budownictwo nr 6/93
- [10] Ciurej H., Kawecki J. *Zastosowanie programu MATLAB do analizy wyników pomiarów badań dynamicznych*. IX Sympozjum Wpływy Sejsmiczne i Parasejsmiczne na Budowlę, Kraków, 2000.
- [11] Ellis B. R.: *An assesment of the accuracy of predicting the fundamental natural frequencies of buildings and the implications concerning the dynamic analysis of structures*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 2, Research and Theory; vol.69, Sept. 1980.
- [12] Ellis B. R., Bougard A. J.: *Dynamic testing and stiffness evaluation of a six-storey timber framed building during construction*. Engineering Structures, vol. 23, 2001.
- [13] Ellis B. R., Canisius T. D. G.: *Dynamic analysis of the Cardington concrete building during construction*; EURO DYN'99, vol.2, 1999.
- [14] Ellis B. R., Ji T. : *Dynamic testing and numerical modelling of the Cardington Steel Framed Building from construction to completion*. The Structural Engineer, vol. 74, 1996.
- [15] Flaga A.: *Metoda wyznaczania parametrów tłumienia drgań z odpowiedzi budowli na obciążenie wiatrem*. Prace Komisji Mechaniki Stosowanej, Mechanika 15, PAN oddział w Krakowie 1991.
- [16] Franks L. E. *Teoria sygnałów*. PWN, Warszawa, 1975.
- [17] Fukawa N., Nishizaka R., Yagi S., Tanaka K., Tamura Y. : *Field measurement of damping and natural frequency of an actual steel-framed building over a wide range amplitudes*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 59, 1996.
- [18] Glanville M. J., Kwok K. C. S., Denoon R. O.: *Full-scale damping measurements of structures in Australia*. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, vol. 59, 1996.
- [19] Hanagan L. M. et. al. *Optimal placement of actuators and sensors for floor vibration control*. Journal of Structural Engineer, vol. 126, no.12, 2000.
- [20] ISO 4866 – 1990/DAM 1 Mechanical vibration and shock – Vibration of buildings Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings.
- [21] Jeary A. P. *Damping in tall buildings. A mechanism and a predictor*. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 14, 1986.



- [22] Jeary A. P.: *Damping in structures*. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, vol. 72, 1997
- [23] Kareem A., Gurley K.: *Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty*. Journal wind engineering and industrial aerodynamics, vol. 59, 1996.
- [24] Kawecki J. *Identyfikacja dynamiczna obiektów budowlanych typu maszty z odciągami*. Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, seria: Budownictwo, z. 5, Kraków, 1978.
- [25] Kawecki J.: *Rola badań doświadczalnych w pracach naukowych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria: Budownictwo z. 104, Gliwice 2005
- [26] Kawecki J.: *Wyznaczanie parametrów modelu sztywnościowo – bezwładnościowego tłumienia drgań konstrukcji żelbetowych*. Sesja Naukowa z okazji jubileuszu profesora Wiesława Stachurskiego, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, 85 – 93.
- [27] Kawecki J.: *Zastosowanie wzorów empirycznych do obliczenia przybliżonych okresów drgań własnych budynków*. „Czasopismo Techniczne”, z. 7 (129), 1969.
- [28] Kowalska A. *Analiza i ocena wyznaczania parametru tłumienia drgań budowli na podstawie jej odpowiedzi na działanie wiatru*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo z.102, Gliwice, 2004.
- [29] Kowalska A. *Prognozowanie podstawowej częstotliwości drgań własnych i współczynnika tłumienia budynków*. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2003.
- [30] Lagomarsino S. *Forecast models for damping and vibration periods of buildings*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 48, 1993
- [31] Li Q. S., Yang Ke., Wong C. K., Jeary A. P. *The effect of amplitude-dependent damping on wind-induced vibrations of a super tall building*. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, vol. 91, 2003.
- [32] Maciąg E., Kuźniar K. : *Wpływ elementów niekonstrukcyjnych na częstotliwość drgań własnych ścianowych budynków prefabrykowanych*. Inżynieria i Budownictwo , nr 10/1993.
- [33] Memari A. M., Aghakouchak A. A., Ghafory Ashtiany M., Tiv M.: *Full-scale dynamic testing of a steel frame building during construction*. Engineering Structures 21, 1999.
- [34] Minami T.: *Stiffness deterioration measured on a steel-reinforced concrete building*. Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 15, 1987.
- [35] Morisson F. *Sztuka modelowania układów mechanicznych- deterministycznych, chaotycznych, stochastycznych*. WNT, Warszawa, 1996
- [36] Ozimek E. *Podstawy teoretyczne analizy widmowej sygnałów*. PWN, Warszawa, 1985.
- [37] Piszczek K. *Modelowanie i identyfikacja charakterystyk odkształceniowych i wytrzymałościowych muru z cegły*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków, 2002.
- [38] PN–77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych - Obciążenie wiatrem.
- [39] PN-81/B-03020. *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia i projektowanie*.
- [40] PN-81/B-03150.01. *Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych. Obliczenia statyczne i projektowanie. Materiały*.
- [41] PN-B- 03264: 2002. *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [42] PN-B- 03002: 1999. *Konstrukcje murowe niezbrojone – projektowanie i obliczanie*.
- [43] PN-90/B-03200. *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*
- [44] PN-EN 1991-1-4: 2005 (U). *EUROKOD 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru*.
- [45] Rakowski G. i inni. *Mechanika budowli z elementami ujęcia komputerowego*. PWN, Warszawa, 1992.

- [46] Ruchała P. *Zastosowanie falki Morleta do wyznaczania współczynników tłumienia*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo z.102, Gliwice, 2004.
- [47] Sezen H., Whittaker A. S., Elwood K. J., Mosalam K. M.: *Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey*. Engineering Structures, vol. 25, 2003.
- [48] Shi Z. Y., Law S. S., Zhang L. M. *Optimum sensor placement for structural damage detection*. Journal of Engineering Mechanics, vol. 126, no.11, 2000.
- [49] Tamura Y. *Damping in buildings in Japan*. Proceedings on CD-rom, T193-2, Structural Engineers World Congress, San Francisco, 8, 1998.
- [50] Tamura Y., Suda K., Sasaki A. *Damping in buildings for wind resistant design*. International Symposium on Wind and Structures for 21st Century, Cheju, Korea, January 2000.
- [51] Tamura Y., Zhang L., Yoshida A., Nakata S., Itoh T. : *Ambient vibration test and modal identification of structures by FDD and 2DOF-RD technique*. Proceedings of the Structural Engineers World Congress, Yokohama, Japan, October 9-12, 2002, pp.8.
- [52] Uhl T. *Komputerowo wspomagana identyfikacja konstrukcji mechanicznych*. WNT, Warszawa, 1997.
- [53] Ventura C. E. & Schuster N. D. : *Structural dynamic properties of a reinforced concrete high - rise building during construction*. „Canadian Journal of Civil Engineering”, vol.23, 1996.