

Numeryczna analiza odporności budynku na wpływ wstrząsów górniczych w zależności od sztywności podłoża gruntowego

Numerical analysis of the building dynamic resistance with influence of rock burst depending on the subsoil stiffness



Mgr inż. Gabriel Frankowski^{*)}



Dr inż. Dawid Mrozek^{*)}



Dr hab. inż. Jan Fedorowicz^{***)}

Treść: W pracy podjęto próbę oszacowania odporności dynamicznej budynku mieszkalnego przy wykorzystaniu metody analizy czasowej *THA*. W drodze analizy numerycznej sprawdzono jaki wpływ na wartość odporności dynamicznej ma różna sztywność podłoża gruntowego, na którym posadowiony jest obiekt. Analiza została wykonana z wykorzystaniem *MES* w środowisku *ABAQUS*.

Abstract: This paper presents a procedure of estimating value of dynamic resistance of residential building with the use of *THA* method. The impact of subsoil stiffness parameter on the dynamic resistance value was analysed. Three-dimensional computational models were created in *ABAQUS* software. The analysis was performed by the use of *FEM*.

Słowa kluczowe:

tereny górnicze, ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych, analizy numeryczne, bezpieczeństwo konstrukcji

Keywords:

mining areas, protection of buildings in a mining area, numerical analysis, safety of structure

1. Wstęp

Obiekty budowlane zlokalizowane na terenach górniczych poza powszechnymi dla tych rejonów deformacjami ciągłymi narażone są również na wpływy oddziaływania pochodzącego od deformacji nieciągłych i wstrząsów górniczych. Charakter tych ostatnich wiąże się z koniecznością uwzględnienia obciążenia dynamicznego (Szojda 2009, Szojda 2015, Fedorowicz i in. 2014, Fedorowicz, Cińcio 2017). W niniejszej pracy skupiono się na analizie odpowiedzi obiektu obciążonego wstrząsem górniczym. Typowym postępowaniem staje się bowiem określenie odporności dynamicznej istniejących budynków i porównanie jej z prognozowanymi wartościami wstrząsów na danym terenie. W tym celu często stosowane są uproszczone metody analizy budowli (np. metoda spektrum odpowiedzi – *RSA* lub metoda obciążenia zastępczego) (Kwiatk 2007, Pacha, Tatar 2014). Za wyborem tych metod z pewnością przemawia argument niskiego nakładu czasu, jaki

jest potrzebny do wykonania obliczeń przy akceptowalnej dokładności wyników. Niemniej jednak wyznaczając wartość odporności, można posłużyć się bardziej zaawansowanymi metodami i zbadać ją w sposób dokładniejszy, uwzględniający nie tylko charakterystykę wstrząsu, ale także charakterystykę dynamiczną obiektu (np. metoda całkowania równań ruchu – *THA*). Przy odpowiednio dobranych parametrach i uproszczeniach modelu, czas i procedura obliczeń są zadowalające (Tatar 2012).

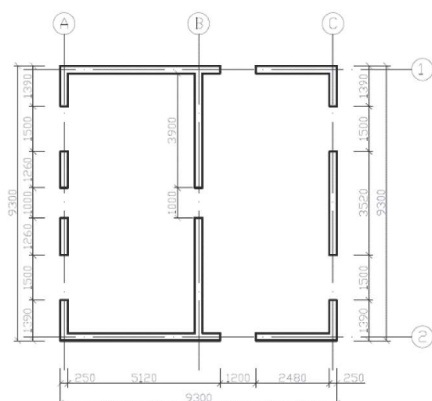
W niniejszej pracy przeprowadzono analizę wyznaczenia odporności dynamicznej budynku na terenie *GZW* przy wykorzystaniu analizy dynamicznej – *THA*. Sprawdzono, w jaki sposób zmienna sztywność podłoża gruntowego, na którym posadowiony jest obiekt, wpływa na wartość odporności budynku. Wyrażono ją w postaci maksymalnych wartości przyspieszenia drgań gruntu, które nie powodują przekroczenia wartości przyjętego kryterium oceny bezpieczeństwa budynku. Praca stanowi rozszerzenie analizy modalnej budynku przeprowadzonej w pracy dotyczącej wpływu zmiennej sztywności podłoża na zmianę charakterystyki dynamicznej obiektu (Frankowski i in. 2016). W analizie pominięto wpływ amplifikacji drgań gruntu związanej z jego właściwościami.

^{*)} Politechnika Śląska, Gliwice

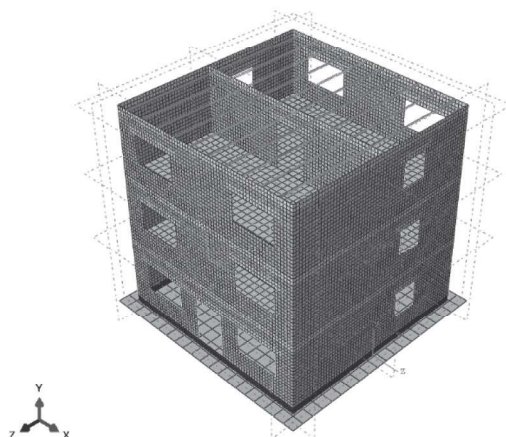
^{***)} Wyższa Szkoła Techniczna, Katowice

2. Opis modelu numerycznego

Analizie poddano model 3-kondygnacyjny budynku murowanego ze ścianami o grubości 25 cm. Regularny rzut poziomy obiektu stanowi kwadrat o długości boku 9,30 m (rys. 1). Wysokość obiektu od podstawy fundamentu wynosi 9,30 m. Budynek nie jest podpiwniczony i nie posiada wieńców usztywniających. Obiekt ma betonowe fundamenty ławowe o przekroju 30x70 cm. Stropy oraz dach budynku wykonano jako drewniane w konstrukcji belkowej.



Rys. 1. Rzut budynku
Fig. 1. Building plan



Rys. 2. Model komputerowy – wizualizacja
Fig. 2. Computational model – visualisation

Model obliczeniowy MES (rys. 2) utworzono w programie ABAQUS. Na potrzeby oszacowania wartości odporności dynamicznej oraz w celu optymalizacji czasu obliczeń w stosunku do oczekiwanej dokładności przyjęto liniowo-sprężystą charakterystykę użytych materiałów. Powyższy model rozszerzono o 10 przypadków obliczeniowych różniących się parametrem sprężystości pionowej podatności podłoża gruntowego C_v . Parametr ten wpływa na zmianę sztywności podłoża. Obiekt przeanalizowano w przedziale sztywności podłoża od 10÷180 MN/m³, co odpowiada gruntom w zakresie od wysoko do słabo odkształcalnych. Z uwagi na trudność wyznaczenia zależności i analizy przekazywania drgań na budynek przez podłoże gruntowe, modele obciążono bezpośrednio wymuszeniem kinematycznym o dwóch ortogonalnych poziomych składowych. Stanowią one przebiegi w czasie przyspieszeń powierzchni ziemi związanych z sil-

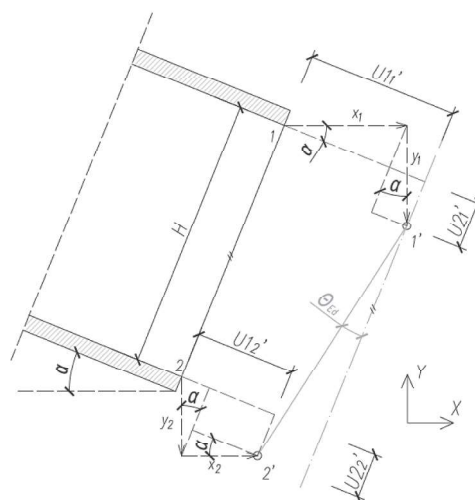
nym wstrząsem górniczym, które zarejestrowano na terenie Górnoląskiego Zagłębia Węglowego (GZW). (Kuzniar, Tatar, 2014).

3. Kryteria oraz procedura wyznaczania odporności dynamicznej

Przyjmując za cel wyznaczenie wartości odporności dynamicznej budynku, określono maksymalną wartość amplitudy wstrząsu, która nie zagraża bezpieczeństwu obiektu. Przy czym koniecznym jest posługiwanie się odpowiednimi kryteriami oceny odporności (Tatar 2012). Jedno z kryteriów dotyczy sprawdzenia maksymalnych wartości naprężeń rozciągających w murze i porównanie ich z wytrzymałością muru określoną na podstawie (Eurokod 6 2010). Kolejne polega na sprawdzeniu nieprzekroczenia dopuszczalnych wartości globalnego kąta odkształcenia postaciowego (GKOP) ściany murowanej określonych w tabeli nr 14 normy (PN-B-03002:2007). Podczas analizy uwzględniono ciężar własny obiektu wraz ze stałym udziałem obciążenia użytkowego. Analiza rozwiązania zadania posłuży do wyznaczenia maksymalnych dopuszczalnych wartości przyspieszeń drgań gruntu [m/s²].

Maksymalne naprężenia normalne muru σ_{11} w każdym z przypadków obliczeniowych wyznaczono w chwili wystąpienia największych przemieszczeń poziomych U_z . Wartość dopuszczalną naprężeń rozciągających ustalono na podstawie normy (Eurokod 6 2010) oraz wykorzystując założenia materiałowo-konstrukcyjne przyjęte w fazie modelowania numerycznego. Ostatecznie przyjęto wartość obliczeniowej wytrzymałości muru na naprężenia rozciągające przy zginaniu $f_{sd2} = 200 \text{ kPa}$.

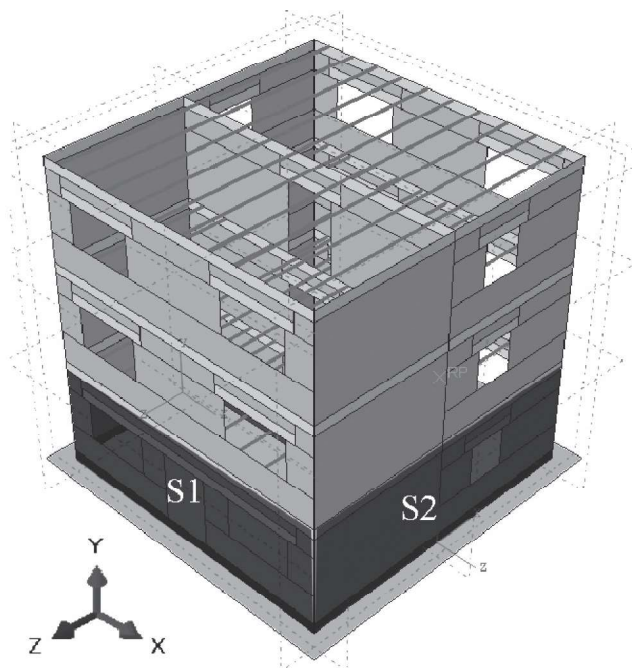
Wartości GKOP wyznaczono w ścianie murowej najniższej kondygnacji zarówno w kierunku podłużnym osi Z (ściana S2), jak i poprzecznym osi X (ściana S1) - rys. 4. Przy wyznaczaniu GKOP wg wzoru (1) uwzględniono obrót obiektu spowodowany różnicą przemieszczeń pionowych w poziomie posadowienia - rys. 3 (Mrozek 2010).



Rys. 3. Wyznaczanie globalnego KOP (GKOP)
Fig. 3. Determining of the global shear angle

$$\Theta_{Ed} = \left| \arctan \left(\frac{U_{12}' - U_{11}'}{H + (U_{22}' - U_{21}')} \right) \right| \quad (1)$$

Zgodnie z tabelą nr 18 normy (PN-B 03002:2007) przyjęto dopuszczalną wartość GKOP jako $\Theta_{adm} = 0,5 \text{ mrad}$.



Rys. 4. Oznaczenia ścian
Fig. 4. Wall symbol

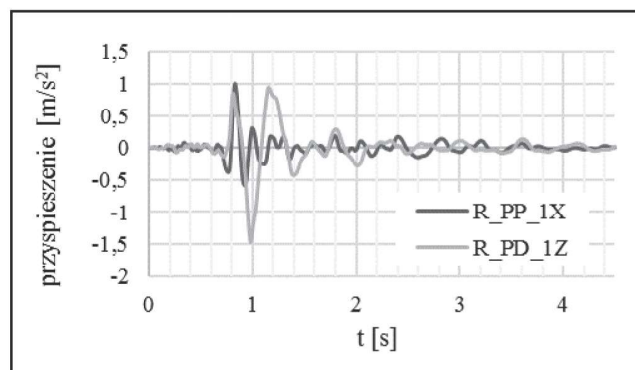
4. Analiza, dobór i opis obciążenia dynamicznego

Z archiwalnych sygnałów zarejestrowanych na terenie GZW, jako najmniej korzystny przypadek, wybrano wstrząs, którego pasmo widma amplitudowego pokrywa się z pierwszą częstotliwością drgań własnych modelu budynku. Współistnienie obu sytuacji prowadzić może do zaistnienia zjawiska rezonansu, czyli w efekcie obserwowanych ekstremalnych wartości przemieszczeń modelu budynku.

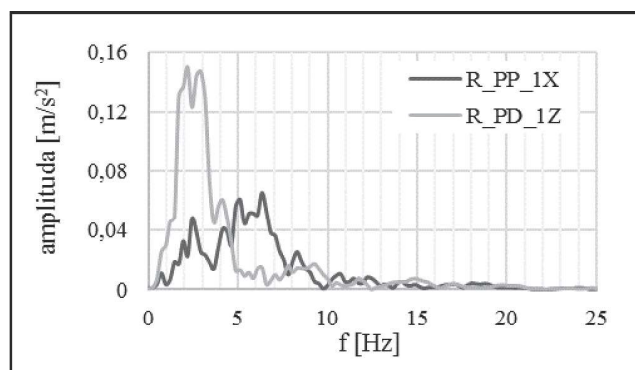
W celu prawidłowego doboru obciążenia w pierwszej kolejności przeprowadzono analizę modalną wszystkich modeli obliczeniowych z uwzględnieniem zmian parametru gruntowego. Pod uwagę brano pierwszą (podstawową) częstotliwość drgań własnych f_1 , z którą związana jest postać drgań własnych na kierunku podłużnym obiektu, tj. wzdłuż osi Z (rys. 4). Pierwsze częstotliwości drgań własnych wszystkich przypadków obliczeniowych zawierają się w przedziale od 2÷3 Hz (rys. 5).

Na podstawie powyższych wyników przyjęto odpowiedni do obliczeń zapis wstrząsu opisanego jako R_PD_1Z (rys. 6), którego pasmo dominujące pokrywa się z częstotliwościami drgań własnych i mieści się w przedziale od 2÷4 Hz,

co potwierdzają przeprowadzone analizy *DFT* (dyskretna transformata Fouriera) sygnału (rys. 7). Wstrząs ten zaimplementowano do modelu, tak aby jego działanie pokrywało się z kierunkiem pierwszej postaci drgań własnych – kierunek podłużny osi Z. Ponieważ obiekt nigdy nie jest narażony na drgania tylko w jednym kierunku, jednocześnie obiekt obciążono drugą składową wstrząsu na kierunku poprzecznym osi X - sygnał R_PP_1X (rys. 6).

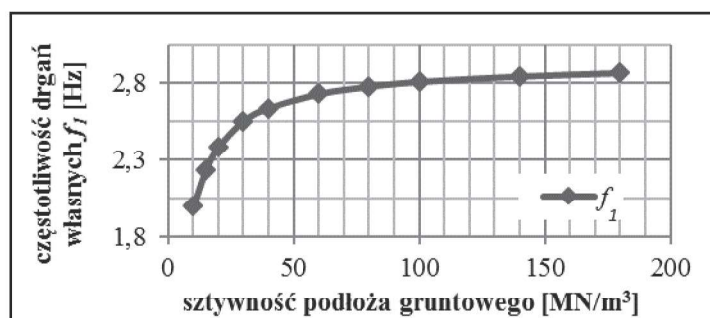


Rys. 6. Zarejestrowane składowe poziome od wstrząsu
Fig. 6. Recorded horizontal vibration components caused by rock burst



Rys. 7. Widmo amplitudowe składowych wstrząsu
Fig. 7. Spectral density of vibration components

Największe wartości przyspieszeń drgań gruntu występują w początkowym okresie trwania wstrząsu. Wynoszą odpowiednio 1,500 i 0,995 m/s^2 na kierunku podłużnym osi Z i poprzecznym osi X. Pasmo dominujących częstotliwości składowej wstrząsu R_PD_1Z wywołującej rezonans wynosi 2÷3 Hz, a pasmo dominujących częstotliwości składowej towarzyszącej R_PP_1X jest w zakresie 5÷7 Hz.



Rys. 5. Wartości pierwszej częstotliwości drgań własnych w dziedzinie sztywności podłoża

Fig. 5. Values of first frequency vibration depending on the subsoil stiffness

5. Wybrane wyniki obliczeń

5.1. Maksymalne przemieszczenia poziome U_z oraz naprężenia rozciągające σ_{II}

W chwili wystąpienia największych deformacji na kierunku osi $Z - U_z$ (rys. 8) w ścianie frontowej występują maksymalne naprężenia rozciągające σ_{II} . Koncentrują się one w wewnętrznym polu międzyotworowym najwyższej kondygnacji tuż przy nadprożach (rys. 9). Identyczną analizę przeprowadzono w odniesieniu do wszystkich przypadków obliczeniowych. Utworzono wykresy prezentujące bezwzględne wartości przemieszczeń maksymalnych U_z (rys. 10) oraz naprężeń σ_{II} uzyskane z obliczeń w zależności od sztywności podłoża C_z (rys. 11).

Różnica między wartościami odpowiednio przemieszczeń i naprężeń w przypadku najłagodniejszych gruntów o sztywności 10 i 15 MN/m³ wynika z faktu, że wartości częstotliwości

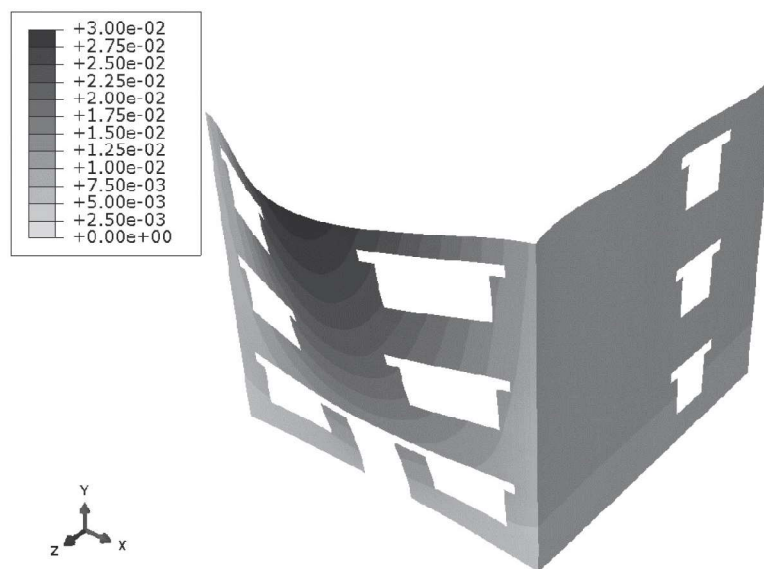
drgań własnych f_1 tych modeli znacznie odbiegają od pasma dominującej częstotliwości wstrząsu. W dalszej części analizy w ocenie pominięto te przypadki.

5.2. Maksymalnie globalny kąt odkształcenia postaciowego $GKOP$

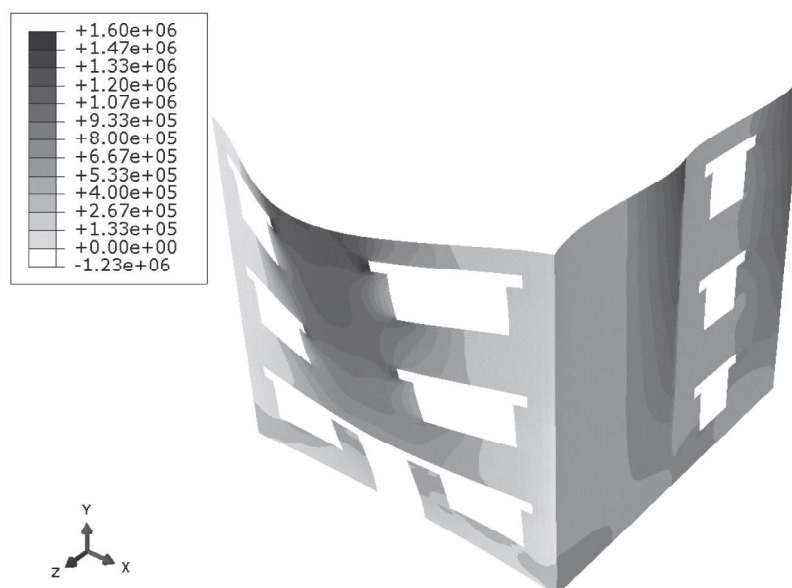
W odniesieniu do ścian parteru $S1$ i $S2$ sporządzono wykres maksymalnej wartości $GKOP$ w dziedzinie sztywności podłoża gruntowego (rys. 12). Z obu przypadków przyjęto wartość maksymalną do wyznaczenia odporności dynamicznej w kryterium stanu granicznego użyteczności (rys. 13).

5.3. Odporność dynamiczna modeli budynku

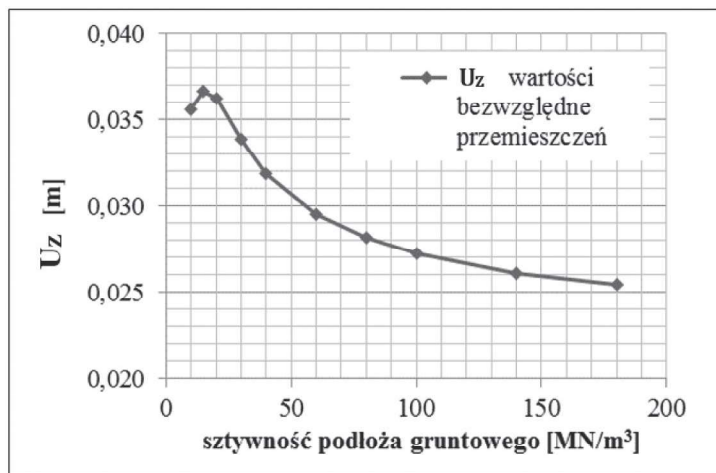
Powyższe wartości otrzymane z analizy dynamicznej przeskalowano proporcjonalnie do wartości przyspieszeń drgań gruntu powodujących osiągnięcie wartości dopuszczal-



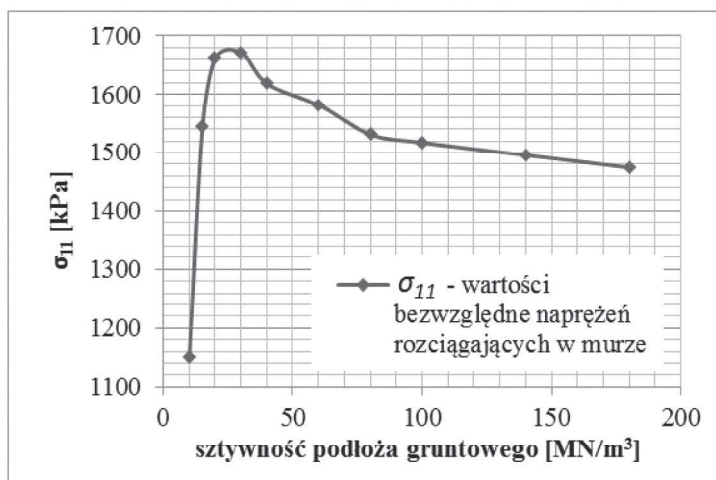
Rys. 8. Mapa maksymalnych przemieszczeń U_z
Fig. 8. The map of maximum U_z deformation



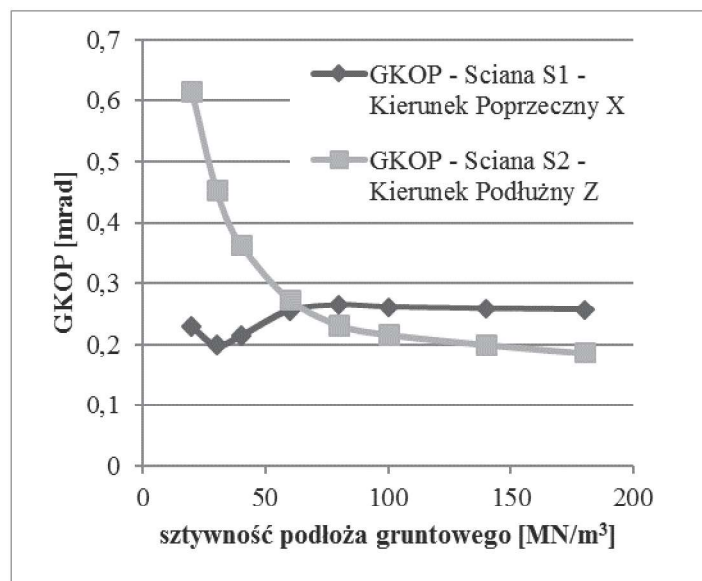
Rys. 9. Mapa maksymalnych naprężeń σ_{II}
Fig. 9. The map of maximum σ_{II} stress



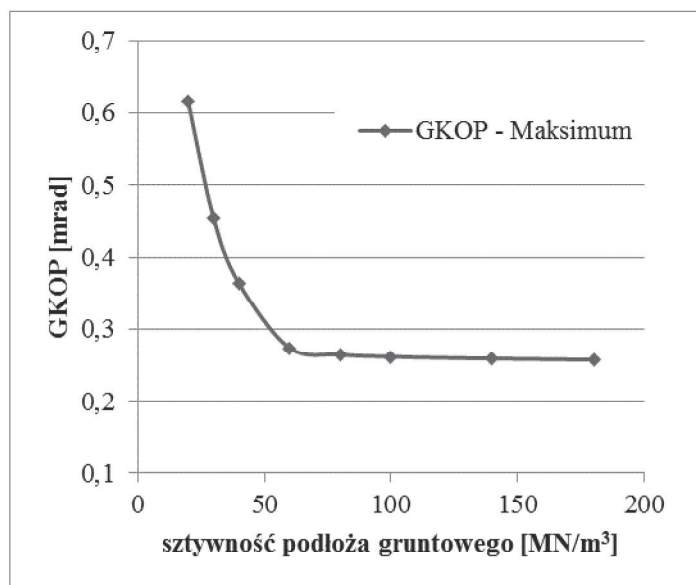
Rys. 10. Przesunięcie bezwzględne U_z
 Fig. 10. Absolute value of U_z deformation



Rys. 11. Naprężenie bezwzględne σ_{11}
 Fig. 11. Absolute value of σ_{11} stress



Rys. 12. Wartości GKOP
 Fig. 12. Shear deformation values



Rys. 13. Wartości maksymalne GKOP

Fig. 13. Maximum shear deformation values

nych w odniesieniu do przyjętych kryteriów obliczeniowych. Otrzymano zbiór maksymalnych wartości przyspieszeń gruntu jakie jest zdolny przenieść obiekt – na kierunku poprzecznym (oś X) i podłużnym (oś Z) – kolejno uwzględniając kryterium GKOP oraz kryterium naprężeniowe (rys. 14). W odniesieniu do kryterium naprężeniowego, które decyduje o końcowej wartości odporności dynamicznej obiektu, sporządzono wykres przedstawiający względny przyrost dopuszczalnych maksymalnych wartości składowych przyspieszeń drgań gruntu Δa_{dop} (rys. 15) w relacji do gruntu o najmniejszej sztywności. Wartości na wykresie obliczono wg wzoru (2).

$$\Delta a_{dop} = \frac{a_{dop,i} - a_{dop,20}}{a_{dop,20}} \cdot 100\% \quad (2)$$

gdzie:

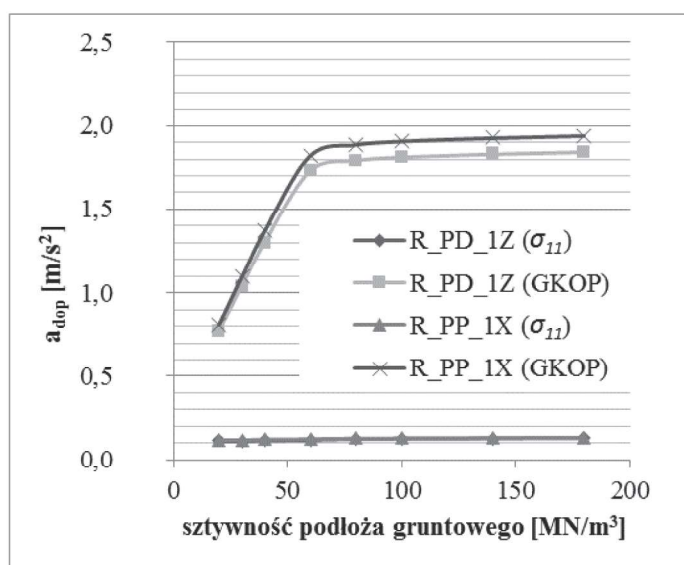
$a_{dop,i}$ – maksymalna wartość przyspieszeń drgań kolejnych przypadków obliczeniowych,

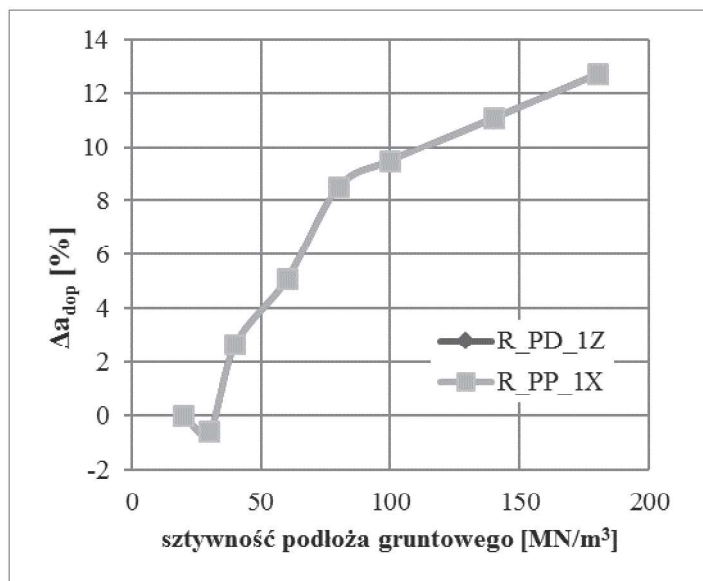
$a_{dop,20}$ – maksymalna wartość przyspieszeń drgań przypadku z gruntem o sztywności 20 MN/m³

6. Wnioski

Wraz ze wzrostem sztywności podłoża do 160 MN/m³ dopuszczalne wartości przyspieszeń drgań wstrząsów na obu prostopadłych kierunkach osi Z i X wzrastają o 13% - linie na wykresie pokrywają się (rys. 15). Początkowy 0,5% spadek dopuszczalnej wartości przyspieszeń drgań spowodowany jest faktem, iż częstotliwość drgań własnych f_i modelu - w tym przypadku obliczeniowym - nieznacznie odbiega od pasma dominujących częstotliwości obciążenia dynamicznego. Operując wartościami bezwzględными odporność dynamiczną budynku ustalono jako nie większą niż 0,120 m/s² (wstrząs R_{PP_1X}) oraz 0,115 m/s² (wstrząs R_{PD_1Z}) w paśmie rezonansowym, w zależności od sztywności podłoża gruntowego (rys. 14).

Odporność obiektu jest bardzo niska. O takim stanie rzeczy świadczyć mogą zarówno charakterystyka obiektu, jak i brak żelbetowych stropów oraz usztywnień w postaci wieńców. Również przyjęte założenia podczas analizy jak liniowo-sprę-

Rys. 14. Maksymalne dopuszczalne wartości przyspieszeń drgań (GKOP i σ_{II})Fig. 14. Maximum permissible acceleration values (GKOP and σ_{II})



Rys. 15. Względne wartości przyspieszeń drgań gruntu (σ_{II})

Fig. 15. Relative increase of the maximum permissible acceleration values (σ_{II})

zysty model materiału mogą stanowić o końcowym rezultacie. W analizie posłużono się także uproszczeniem, gdzie o odporności budynku decyduje przekroczenie wartości naprężeń rozciągających wybranego punktu. Powoduje to zaniżenie wartości odporności, przez co rozwiązanie znajduje się po bezpiecznej stronie. Wszystkie założenia są jednak słuszne w kontekście przeprowadzonej analizy. Wnioski powstałe w wyniku niniejszej analizy dotyczą bowiem jedynie wartości względnych. W sytuacji konieczności określenia ilościowego, przy zastosowaniu bardziej zaawansowanych modeli, wartości odporności wyniki mogą stanowić punkt wyjścia do dalszych analiz.

Podziękowania

Praca została wykonana z wykorzystaniem Infrastruktury PL-Grid.

Literatura

- CIŃCIO A., FEDOROWICZ J. 2017a – Budynki ścienne na terenach górniczych o deformacjach nieciągłych. Część 1 – Rozwiązania analityczne. „Przeгляд Górnicy” nr 5, s. 32-38.
- CIŃCIO A., FEDOROWICZ, J. 2017b – Budynki ścienne na terenach górniczych o deformacjach nieciągłych. Część 2 – Analizy numeryczne. „Przeгляд Górnicy” nr 5, s. 39-49.
- FEDOROWICZ J., MROZEK D., MROZEK M. 2014 – Ochrona budynków murowanych na terenie górniczym. Cz 1 i 2. „Przeгляд Górnicy” nr 8, s. 85-101.
- FRANKOWSKI G., MROZEK D., FEDOROWICZ J. 2016 – Analiza numeryczna wpływu parametru sprężystości podłoża gruntowego na zmianę charakterystyki dynamicznej budynku. Bratislava: Slovak University of Technology, s.118-126.

KUŹNIAR K., TATARA T. 2014 - Przekazywanie drgań od wstrząsów górniczych z gruntu na fundamenty budynków różnego typu. „Przeгляд Górnicy” nr 6, s. 30 - 34.

KWIATEK J. 2007 - Obiekty budowlane na terenach górniczych. Główny Instytut Górnictwa, Katowice.

MROZEK D. 2010 - Nieliniowa analiza numeryczna dynamicznej odpowiedzi uszkodzonych budynków, Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska. Gliwice, oai:delibra.bg.polsl.pl:699

PACHLA F., TATARA T. 2014 - Analiza reakcji dynamicznej budynków murowanych poddanych wstrząsom górniczym z uwzględnieniem wpływu nieregularności położenia elementów nośnych. „Przeгляд Górnicy” nr 6, s. 54 - 59.

SZOJDA L. 2009 – Analiza numeryczna wpływu nieciągłych deformacji podłoża na budynki ścienne. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, z. 223.

SZOJDA L. 2015 – Analiza współpracy budowa-podłoże gruntu dla ściany murowanej obciążonej wpływem nieciągłych deformacji podłoża górniczego. „Przeгляд Górnicy” nr 3, s. 96-100.

TATARA T. 2012 - Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych. Wydaw. Politechniki Krakowskiej im. Tadeusza Kościuszki. Kraków.

Normy

PN-EN 1995-1-1, Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych
PN-B-03002:2007, Konstrukcje murowe niezbrojone.

Artykuł wpłynął do redakcji – listopad 2017

Artykuł akceptowano do druku 20.02.2018