

Filip PACHLA, Tadeusz TATARA  
Politechnika Krakowska, Kraków

## REAKCJA DYNAMICZNA MUROWO - STALOWEJ HALI PRZEMYSŁOWEJ NA WYMUSZENIE KINEMATYCZNE POCHODZENIA GÓRNICZEGO

**Streszczenie.** Referat przedstawia wyniki analizy teoretycznej dwóch przestrzennych modeli mieszanej mуроwo - stalowej hali przemysłowej zlokalizowanej na terenie Górnоśląskiego Zagłębia Węglowego (GZW) poddanej działaniu wymuszenia kinematycznego pochodzenia górniczego. W pierwszym modelu zastosowano sztywne warunki brzegowe, w drugim zaś uwzględniono wpływ podłoża gruntowego. Analiza objęła wyznaczenie charakterystyk dynamicznych modeli i ich odpowiedzi na wymuszenie kinematyczne przy użyciu metody spektrum odpowiedzi z wykorzystaniem unormowanego wzorcowego spektrum odpowiedzi z obszaru GZW i sprężystego spektrum odpowiedzi wyznaczonego zgodnie z Eurocode 8. Obliczenia przeprowadzono wykorzystując program metody elementów skończonych ALGOR FEA.

## DYNAMIC RESPONSE OF STEEL – MASONRY INDUSTRIAL HALL SUBJECTED TO MINING –RELATED KINEMATIC LOAD

**Summary.** The study presents results of theoretical analysis of finite element 3-D models of industrial hall located at GZW. The structure is subjected to mining-related kinematic load. Subsoil characteristics are considered in one of the models. The analysis refers to calculations of dynamic properties of the models and response due to kinematic load using standard response spectrum for GZW area as well as spectrum from Eurocode 8.

### 1. Wprowadzenie

Znanych jest wiele zagłębi górnicznych na świecie, w których prowadzenie działalności górnicznej powoduje powstanie zjawisk sejsmicznych, wywołanych wstrząsami górnicznymi. W przypadku polskich zagłębi związane jest to z prowadzeniem eksploatacji w podziemnych kopalniach GZW i Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (LGOM) oraz

w odkrywkowej kopalni węgla brunatnego w Bełchatowie. W przypadku kopalń podziemnych sejsmiczność jest postrzegana przede wszystkim jako skutek nagłego odprężenia górotworu wokół wyrobiska, czemu sprzyja duża wytrzymałość otaczających je skał [2].

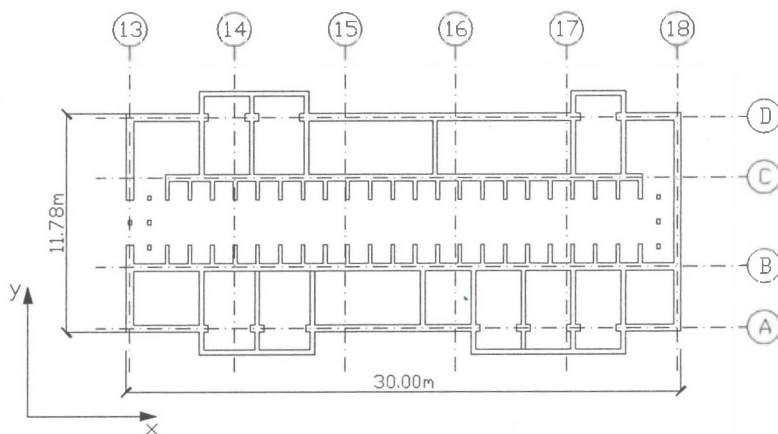
Problematyka działań drgań powierzchniowych wzbudzanych podziemnymi wstrząsami generowanymi eksploatacją górnictwem na zabudowę powierzchniową stała się ważnym problemem społecznym i gospodarczym. Obszary GZW i LGOM to tereny silnie uprzemysłowione i zurbanizowane. Zlokalizowane na nich budowle powierzchniowe często projektowane były tylko na obciążenia statyczne i działanie wiatru. Jedynymi uwzględnianymi wpływami eksploatacji górnictwa na budowle były obciążenia wynikające z deformacji powierzchni [4, 5]. W procesie projektowania pomijano obciążenia dynamiczne wywołane wstrząsami górnictwem. Celowa jest zatem analiza dynamiczna konstrukcji obiektów powierzchniowych, aby określić ich odporność na wpływy dynamiczne. Działania takie są również często podyktowane złym stanem technicznym tych obiektów z uwagi na brak ich konserwacji i działanie agresywnego środowiska, w którym pracują.

Spośród różnych obciążeń dynamicznych, jakie mogą działać na obiekty budowlane, do szczególnie istotnych należą obciążenia sejsmiczne i parasejsmiczne [2]. Obciążenia sejsmiczne są efektem trzęsień ziemi, natomiast obciążeniami parasejsmicznymi nazywa się dynamiczne obciążenia obiektów, wynikające z działalności człowieka, przenoszone na konstrukcje poprzez podłoże gruntowe. Do takich obciążeń zalicza się między innymi obciążenia dynamiczne obiektów budowlanych, związane z działalnością górnictwem, w tym w szczególności z podziemną eksploatacją złóż.

W niniejszej pracy przedstawiono analizę dynamiczną wybranego obiektu budowlanego położonego na obszarze jednej z kopalń węgla kamiennego w GZW. W pracy analizowano odpowiedź dynamiczną przestrzennych modeli hali przemysłowej na wymuszenie kinematyczne pochodzenia górnictwem, z wykorzystaniem wzorcowego, unormowanego spektrum odpowiedzi dla obszaru GZW i przy wykorzystaniu spektrum odpowiedzi wyznaczonego na podstawie Eurocode 8 [3]. Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem programu ALGOR FEA [16].

## 2. Opis budynku i jego model obliczeniowy

Analizą objęto budynek halowy, jednonawowy, wchodzący w skład kopalni „P”. Obiekt pełni funkcję rozdzielni wysokiego napięcia. Wymiary rzutu poziomego budynku, jego wysokość od poziomu terenu wynoszą odpowiednio 30 x 11,78 i 11,30 m. Fundamenty budynku posadowiono na tej samej głębokości, równej 2 m p.p.t. Podłoże stanowi jednolita warstwa gliny pylastej twardoplastycznej-wilgotnej. Rozpatrywana hala jest częścią trzysegmentowego budynku, została jednak od pozostałych dwóch oddylatowana, co pozwala zgodnie z [3] na jej oddzielną analizę. Konstrukcja hali jest mieszana. Ławy wykonane są jako żelbetowe, zbrojone podłużnie. Dodatkowo z uwagi na wpływy bezpośrednie eksploatacji górniczej zastosowano połączenie ław za pomocą poprzecznych ściąгов żelbetowych, w celu zmniejszenia sił i odkształceń hali od poziomych odkształceń podłoża. Stopy fundamentowe pod słupy wykonano również jako żelbetowe. Ściany fundamentowe są murowane z cegły pełnej. Układ ścian nośnych przedstawiono na rys. 2.1. Strop parteru jest o konstrukcji płytowo-belkowej, żelbetowy. Wieńce wykonano jako żelbetowe.



Rys. 2.1. Rzut parteru

Fig. 2.1. Ground floor plan of the building

Ściany parteru są murowane z cegły pełnej. Ścianę w osi D wzmocniono słupami żelbetowymi. Schody wykonano jako żelbetowe. Konstrukcję piętra stanowią ramy i słupy stalowe. Ściany osłonowe wykonano z płyt systemu FF, a ściany szczytowe z pustaków PGS. Na dach zastosowano płyty panwiowe systemu FF. Na płytach znajdują się warstwy wykończeniowe w postaci szlichty cementowej i izolacji. W tabelicy 2.1 zestawiono wartości współczynników charakteryzujących właściwości fizyczne materiałów. Wartości te wyznaczono na podstawie obecnie obowiązujących norm polskich [10],[11],[14]. Konstrukcję

budynku zamodelowano w programie Algor. Program wykorzystuje metodę elementów skończonych w wersji przemieszczeniowej, co oznacza, że wszystkie siły przekrojowe, a także naprężenia i odkształcenia wyliczono stosując aproksymację pola przemieszczeń wewnątrz elementów na podstawie wartości przemieszczeń w węzłach.

Tablica 2.1

## Materiały konstrukcyjne i ich charakterystyki

Właściwości	Stal St3SY	Beton B20	Mur z cegły pełnej	Mur z pustaka PGS
Moduł Younga [GN/m <sup>2</sup> ]	205	29	1,02	0,78
Współczynnik Poissona [-]	0,3	0,2	0,25	0,25
Gęstość masy [kg/m <sup>3</sup> ]	7850	2500	1800	1050

Podstawą zbudowania przestrzennego uproszczonego modelu MES była dokumentacja techniczna obiektu, która zawierała część rysunkową i opis techniczny [15]. Elementy płytowe, takie jak ściany i stropy modelowano elementami typu „plate” (element powłokowy trzywęzłowy lub czterowęzłowy o pięciu stopniach swobody w każdym węzle) [16]. Belki i słupy modelowano używając elementów typu „beam” (element o 6 stopniach swobody w każdym węzle) [16]. Z uwagi na zmienną sztywność elementów ram nośnych piętra oraz zadanie zbudowania modelu możliwie najdokładniejszego i najbliższego rzeczywistemu obiektowi, elementy ram modelowano elementami typu „plate”, zachowując ich geometrię. Ławy fundamentowe i ściągi żelbetowe zbudowano jako belkowe. W analizie dynamicznej rozważano dwa modele budynku. W pierwszym (Model I) zastosowano sztywne połączenie obiektu z podłożem, w drugim (Model II) zaś uwzględniono wpływ podłoża gruntowego. Sprężyste podparcie zrealizowano za pomocą elementów w postaci sprężyn przyłożonych w trzech kierunkach (x, y, z), w poziomie spodu fundamentu. Charakterystyki sprężyn wyznaczone na podstawie [12] odpowiadały właściwościom podłoża gruntowego i zestawione zostały w tablicy 2.2.

Tablica 2.2

Charakterystyki sprężyn modelujących podłoże gruntowe [kN/m]

Kierunek	Ława					
	100 cm x 30 cm	90x30	55x30	50x30	45x30	25x30
Pionowy (z)	1,50e4	1,35e4	8,25e3	7,50e3	6,75e3	3,75e3
Poprzeczny (y), podłużny (x)	1,05e4	9,45e3	5,78e3	5,25e3	4,73e3	2,63e3

W modelu uwzględniono odmienne własności materiałów składowych murów, stropów i płyt dachowych. Uwzględniono obciążenia wynikające z ciężaru tynku i elementów wykończeniowych, takich jak wylewki wyrównawcze i izolacje, oraz wzięto pod uwagę obciążenia użytkowe, zgodnie z normą [13]. Elementy murowe przyjęto jako jednorodne, uznając takie założenie za wystarczająco dokładne z punktu widzenia obliczeń inżynierskich. W modelu uwzględniono istotne z punktu widzenia sztywności układu elementy, m.in. biegi schodów, otwory, wieńce.

Analizę dynamiczną przeprowadzono w zakresie sprężystym i objęła ona: a) dobór teoretycznego modelu budynku, b) wyznaczenie cech dynamicznych budynku na podstawie jego teoretycznego modelu, c) wyznaczenie odpowiedzi dynamicznej modelu na wymuszenie kinematyczne z wykorzystaniem metody spektrum odpowiedzi, d) oszacowanie naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych budynku na podstawie obliczeń.

### 3. Cechy dynamiczne budynku

Cechy dynamiczne budynku wyznaczono analitycznie wykorzystując jego modele MES. Poniżej w tablicy 3.1 zestawiono obliczone częstotliwości drgań własnych.

Tablica 3.1

Obliczone częstotliwości drgań własnych modeli [Hz]

	$f_{1y}$	$f_{1x}$	$f_{1tor}$	$f_{2y}$	$f_{2x}$
<b>MODEL I</b>	4,33	4,50	5,58	8,90	8,78
<b>MODEL II</b>	3,49	4,26	4,57	7,85	7,66

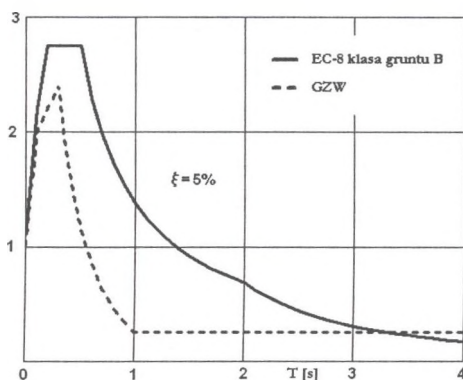


Obliczone postacie drgań własnych modeli są złożone, tak więc przy ustalaniu kolejności częstotliwości drgań własnych kierowano się dominującymi względnymi przemieszczeniami w danym kierunku. Analiza wyników zestawionych w tablicy 3.1 pozwala na ocenę wpływu podatności podłoża sprężystego na częstotliwości drgań własnych modelu. Przyjęcie sprężystych warunków brzegowych w modelu II powoduje obniżenie wartości podstawowej częstotliwości drgań własnych o 20 i 5% odpowiednio w kierunku (y) i (x), liczonych względem wartości obliczonych dla modelu I. Pozostałe wartości częstotliwości drgań własnych dla modelu II są o 11-18 % mniejsze od wartości obliczonych dla modelu I.

## 4. Odpowiedź dynamiczna modelu budynku

### 4.1. Metodyka określania odporności dynamicznej modelu

W projektowaniu budowli na wpływy sejsmiczne najistotniejsze znaczenie mają siły bezwładności powstałe w wyniku jej wymuszonych drgań. Powstające w czasie ruchu podłoża siły można wyznaczyć, przy zadanym wymuszeniu kinematycznym, w każdej chwili czasu (time history analysis), wykorzystując np. metodę analizy modalnej. Równanie ruchu rozwiązuje się przy wykorzystaniu metody całkowania numerycznego, na przykład metody Newmarka [9]. Aktualnie normatywy sejsmiczne większości krajów wykorzystują metodę spektrum odpowiedzi lub metody przybliżone operujące odpowiednimi współczynnikami dynamicznymi. Wzorcowe spektrum odpowiedzi może być zastosowane, m.in. do weryfikacji istniejących obiektów. Przy korzystaniu z tych spektrów należy pamiętać o uproszczeniach, jakie wprowadza się sporządzając krzywe wzorcowe oraz dokładności uzyskanych wyników, co wiąże się np. z przyjęciem wartości ułamka tłumienia krytycznego. Możliwość wykorzystania metody spektrum odpowiedzi do wyznaczania sił sejsmicznych w budynkach podlegających wpływom wstrząsów górniczych wymaga sporządzenia wzorcowego, względnego przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi na podstawie wielu przebiegów drgań zarejestrowanych w rejonach występowania wstrząsów górniczych, podobnie jak się to czyni w rejonach aktywnych sejsmicznie. Na rys. 4.1 przedstawiono porównanie wzorcowego spektrum odpowiedzi z obszaru GZW opracowanego w IMB PK [6] wyznaczonego dla ułamka tłumienia krytycznego  $\xi=5\%$ , oraz sprężystego spektrum odpowiedzi proponowanego w EC-8 [3] (przyjęto klasę B gruntu).



Rys. 4.1. Porównanie spektrum odpowiedzi dla obszaru GZW ze spektrum odpowiedzi dla EC-8  
 Fig. 4.1. Comparison of standard response spectrum for USCIB region with EC-8 response spectrum

Sumaryczną wartość wielkości (przemieszczenie, prędkość, przyspieszenie, naprężenie, reakcje podporowe) obliczonej metodą spektrum odpowiedzi wyznacza się na podstawie jednej z metod [16]: a) SRSS (square root of sum squares), b) CQC (complete quadratic combination), c) NRC (nuclear regulatory commission). Obliczone jedną z wymienionych wyżej metod dodatkowe naprężenia dynamiczne traktuje się jako wartości charakterystyczne. Wynikowe naprężenia, będące sumą naprężeń powstałych od charakterystycznych obciążeń stałych i dodatkowych naprężeń dynamicznych, porównuje się z charakterystycznymi naprężeniami normowymi dla danych materiałów. O odporności dynamicznej modelu świadczy nieprzekroczenie wartości charakterystycznych, które traktuje się jako dopuszczalne.

#### 4.2. Wyniki obliczeń z wykorzystaniem unormowanego wzorcowego spektrum odpowiedzi z obszaru GZW

Obliczenia wykonano wykorzystując odpowiedni moduł programu ALGOR i działanie tylko jednej  $\beta_y(T_i, \xi)$ , oraz równoczesne działanie dwóch składowych poziomych spektrum  $\beta_y(T_i, \xi)$ ,  $\beta_x(T_i, \xi)$ . Pominięto działanie pionowej składowej tego spektrum  $\beta_z(T_i, \xi)$ . W obliczeniach wykorzystano wzorcowe unormowane spektrum odpowiedzi dla GZW [1],[7] (por. rys. 4.1). Obliczenia przeprowadzono w ten sposób, że sprawdzano, czy konstrukcja obiektu może bezpiecznie przenieść wymuszenia kinematyczne o maksymalnych wartościach przyspieszenia drgań powierzchniowych  $a_p$  równych: 0,125, 0,25, 0,35, 0,5 i 1,0 m/s<sup>2</sup>. W obliczeniach przyjęto wartość ułamka tłumienia krytycznego  $\xi=2\%$  z uwagi na mieszaną murowo – stalową analizowaną konstrukcję. Obliczone częstotliwości drgań są sprzężone, więc przy wyznaczaniu wynikowej, całkowitej reakcji modelu uzasadnione było stosowanie

metody NRC. Analizę przeprowadzono dla modeli I i II. W tabelicy 4.1 porównano wartości maksymalnych rozciągających naprężeń głównych w elementach konstrukcji obliczonych z wykorzystaniem unormowanego spektrum odpowiedzi, przy jedno- i dwukierunkowym działaniu wymuszenia o  $a_p=1,0 \text{ m/s}^2$ . Przedstawione w tabelicy 4.1 wyniki wykazują konieczność uwzględnienia dwóch składowych poziomych spektrum. O ile wzrost wartości maksymalnych rozciągających naprężeń głównych w elementach murowanych obliczonych przy jedno- i dwukierunkowym działaniu wymuszenia nie jest duży (poza ścianą w osi D), o tyle widoczny jest wyraźny wzrost wartości maksymalnych rozciągających naprężeń głównych w konstrukcyjnych elementach stalowych. W modelach I i II maksymalne naprężenia występują przy dwukierunkowym działaniu wymuszenia i wynoszą odpowiednio 5563,70 [kPa] i 61097,60 [kPa]. Przyjęcie sprężystych warunków brzegowych w modelu MES, bliższym rzeczywistości, powoduje zwiększenie dodatkowych naprężeń dynamicznych w elementach stalowych o blisko 10% w stosunku do modelu utwierdzonego w podłożu gruntowym. Z analizy map maksymalnych naprężeń głównych w elementach stalowych, zarówno dla modelu I i II, wynika koncentrowanie się ich w narożu ramy w osi 15 nad ścianą w osi A (przy wymuszeniu jednokierunkowym) oraz w pasie zewnętrznym słupa w osi 15 nad ścianą zewnętrzną po przeciwnej stronie (przy wymuszeniu dwukierunkowym).

Tabela 4.1

Maksymalne rozciągające naprężenia główne  $\sigma$  [kPa] w elementach konstrukcyjnych

Oznaczenie elementu	MODEL I		MODEL II	
	Kierunek y	Kierunek y,x	Kierunek y	Kierunek y,x
Ściana w osi A	726,95	749,58	600,62	622,33
Ściana w osi B	545,58	549,10	858,61	864,20
Ściana w osi C	343,18	366,03	465,20	515,34
Ściana w osi D	107,51	230,82	168,71	386,61
Ściana w osi 13	564,09	571,54	876,10	889,81
Ściana w osi 18	335,56	336,62	489,28	498,45
Rama w osi 13	19887,20	36773,70	25509,80	41177,20
Rama w osi 14	28104,10	53505,90	33007,90	58657,00
Rama w osi 15	33742,50	<b>55663,70</b>	38547,40	<b>61097,60</b>
Rama w osi 16	32967,90	55040,00	38013,40	60311,60
Rama w osi 17	27996,30	51685,40	31859,80	57475,40
Rama w osi 18	20722,10	33375,80	21779,20	37717,10



Maksymalne rozciągające naprężenia główne w elementach murowanych z cegły pełnej występują w obu modelach w jednej ze ścian zewnętrznych. W przypadku modelu I pojawiają się one w ścianie w osi A przy dwukierunkowym działaniu wymuszenia, a w modelu II w ścianie w osi 13 również przy uwzględnieniu dwóch składowych spektrum. Zarówno dla modelu I, jak i modelu II przeprowadzono analizę statyczną, której wyników się tu nie przytacza. Po uwzględnieniu wyników obliczeń statycznych od obciążenia stałego i dodatkowych naprężeń dynamicznych powstałych wskutek wymuszenia kinematycznego stwierdzono, że maksymalne rozciągające naprężenia główne w elementach stalowych nie zostaną przekroczone nawet przy  $a_p=1,0 \text{ m/s}^2$ . Jednak z uwagi na fakt, iż parter hali stanowi konstrukcja murowana, dla której wytrzymałość na rozciąganie przyjęta wg [10] wynosi  $0,30 \text{ [MPa]}$ , stwierdzono, że przy wymuszeniach o  $a_p>0,4 \text{ m/s}^2$  dla modelu I i  $a_p>0,35 \text{ cm/s}^2$  dla modelu II w murowych ścianach naprężenia rozciągające przekraczają naprężenia graniczne. Zatem, odporność dynamiczną konstrukcji określa maksymalne przyspieszenia drgań podłoża  $a_p=0,35 \text{ m/s}^2$ .

#### 4.3. Wyniki obliczeń z wykorzystaniem wzorcowego spektrum odpowiedzi wyznaczonego na podstawie normy EC-8

Podobne obliczenia jak przedstawione w p. 4.2 wykonano z zastosowaniem spektrum odpowiedzi wg EC-8 [3] (por. rys. 4.1) dla klasy gruntu B. Obliczenia ograniczono do modelu II, uznając ten model za bliższy rzeczywistej konstrukcji. Uzyskane rezultaty obliczeń pozwoliły porównać odpowiedzi tego modelu konstrukcji przy wykorzystaniu wzorcowego spektrum z GZW oraz spektrum z EC-8. W tablicy 4.2 porównano wartości maksymalnych rozciągających naprężeń głównych w elementach konstrukcji obliczonych z wykorzystaniem spektrum odpowiedzi wyznaczonego na podstawie EC-8 [3], przy jedno- i dwukierunkowym działaniu wymuszenia o  $a_p=1,0 \text{ m/s}^2$ . Podobnie jak to miało miejsce przy wykorzystaniu krzywej wzorcowej z obszaru GZW, maksymalne rozciągające naprężenia główne wyznaczone przy dwukierunkowym działaniu wymuszenia są większe od wyznaczonych przy jednokierunkowym działaniu wymuszenia. Fakt ten uzasadnia uwzględnianie dwóch składowych poziomych spektrum przy wyznaczaniu odpowiedzi modelu konstrukcji na wymuszenie kinematyczne. Zarówno przy jedno-, jak i dwukierunkowym działaniu wymuszenia maksymalne rozciągające naprężenia główne wyznaczone dla normowej krzywej EC-8 są większe niż te wyznaczone dla krzywej z obszaru GZW. Ma to swoje uzasadnienie w wartościach spektrum dla uwzględnianych w obliczeniach trzech pierwszych okresów drgań własnych naszego modelu (por. rys. 4.1). Jak należało przypuszczać, lokalizacja

maksymalnych rozciągających naprężeń głównych w elementach stalowych jest taka sama zarówno przy jedno-, jak i dwukierunkowym działaniu wymuszenia przy uwzględnieniu krzywej z obszaru GZW, i tej wyznaczonej na podstawie EC-8. Graniczne wartości naprężeń w elementach stalowych nie zostaną przekroczone, nawet przy  $a_p=1,00 \text{ m/s}^2$ . Tak samo w tym przypadku przy określaniu odporności dynamicznej całej konstrukcji decydujące okazuje się ograniczenie, wynikające z niskiej wytrzymałości na rozciąganie konstrukcji murowej parteru. Uwzględnienie krzywej spektralnej z EC-8 prowadzi do określenia nieco niższej odporności dynamicznej analizowanej konstrukcji. W tym przypadku odporność dynamiczna całej konstrukcji przy jedno- i dwukierunkowym działaniu wymuszenia stanowi maksymalne przyspieszenie drgań gruntu  $a_p=0,25 \text{ m/s}^2$ .

Tablica 4.2

Maksymalne rozciągające naprężenia główne  $\sigma$  [kPa] w elementach konstrukcyjnych

Oznaczenie elementu	Wymuszenie jednokierunkowe – y	Wymuszenie dwukierunkowe – x,y
Ściana w osi A	770,54	800,90
Ściana w osi B	1101,51	1109,33
Ściana w osi C	596,82	666,77
Ściana w osi D	216,44	516,22
Ściana w osi 13	1123,95	1143,14
Ściana w osi 18	628,39	641,57
Rama w osi 13	3276,40	55073,50
Rama w osi 14	42345,60	78141,70
Rama w osi 15	49453,80	81529,60
Rama w osi 16	48772,70	80610,50
Rama w osi 17	40882,00	77030,10
Rama w osi 18	27985,80	50574,00

## 5. Wnioski

- Zaproponowany model konstrukcji uwzględniający wpływ podłoża gruntowego może być wykorzystany i przydatny do obliczania dynamicznej odpowiedzi budynków o podobnej mieszanej konstrukcji stalowo-murowej, podlegających drganiom powierzchniowym.

- Obliczone częstotliwości drgań własnych mieszczą się w przedziałach typowych dla tego rodzaju konstrukcji.
- W pracy przedstawiono obliczenia wartości naprężeń dynamicznych na drodze analizy dynamicznej konstrukcji z wykorzystaniem wzorcowego spektrum odpowiedzi dla obszaru GZW, a także przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi wyznaczonego na podstawie Eurocode 8.
- Parter hali stanowi konstrukcja murowana z cegły pełnej o niskiej wytrzymałości na rozciąganie. O odporności dynamicznej konstrukcji decydują naprężenia rozciągające w elementach murowanych.
- Na podstawie obliczeń dynamicznych modelu II można uznać, że konstrukcja bezpiecznie przeniesie obciążenia dynamiczne wywołane drganiami gruntu o maksymalnym przyspieszeniu  $a_p=0,35 \text{ m/s}^2$  przy korzystaniu z krzywej z obszaru GZW i  $a_p=0,25 \text{ m/s}^2$  przy korzystaniu z krzywej spektralnej określonej na podstawie EC-8.
- Maksymalne naprężenie w modelu obliczone przy wykorzystaniu spektrum z EC-8 jest o ok. 33% większe od wyznaczonego przy użyciu krzywej spektralnej opracowanej dla obszaru GZW. Wynika to z różnic wartości rzędnych spektrów dla okresów drgań własnych analizowanego modelu.
- Z uwagi na lokalny charakter oddziaływań parasejsmicznych, bardziej uzasadnione wydaje się użycie wzorcowego spektrum z obszaru GZW. Spektrum to wyznaczone było na podstawie przebiegów drgań zarejestrowanych w stacjach sejsmicznych zlokalizowanych na obszarze GZW. Użycie spektrum wyznaczonego na podstawie EC-8 w połączeniu z faktem, że metodę spektrum odpowiedzi należy traktować jako przybliżoną i stanowiącą ograniczenie odpowiedzi układu od góry [17], prowadzi do zawyżenia obliczonych wartości naprężeń.

## LITERATURA

1. Ciesielski R., Kowalski W., Maciąg E., Tataro T.: Spektra odpowiedzi od trzęsień ziemi i wstrząsów górniczych oraz ich zastosowanie. XLII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1996, s. 29-36.
2. Dubiński J., Mutke G.: Wstrząsy górnicze, Ochrona Obiektów budowlanych na terenach górniczych. GIG, Katowice 1997, s. 533-581.
3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Draft No 6. January 2003.
4. Instrukcja ITB nr 364/2000, Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. Warszawa 2000.

5. Instrukcja ITB nr 332, Projektowanie hal stalowych na terenach górniczych wraz z komentarzem i przykładami. Warszawa 1994.
6. Kowalski W., Maciąg E., Tataro T.: Wpływy wstrząsów górniczych na budynki i ludzi w nich przebywających, Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. GIG, Katowice 1997, s. 583-628.
7. Kowalski W., Maciąg E., Tataro T.: Spektra odpowiedzi od wstrząsów górniczych i ich zastosowanie do wyznaczania sił sejsmicznych wysokich budynków. Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej, Monografie 194, Kraków 1995, s. 177-188.
8. Maciąg E.: Problemy działań sejsmicznych i parasejsmicznych w ostatniej wersji Eurokodu 8, X Symp. Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowę, Kraków 2003, s. 125-134.
9. Newmark N. M., Rosenblueth E.: Fundamentals of earthquake engineering, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New York 1981.
10. PN-B-03002:lipiec 1999: Konstrukcje mrowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
11. PN-90/B-03200: Konstrukcje stalowe. Obliczanie statyczne i projektowanie.
12. PN-80/B-03040: Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny. Obliczanie i projektowanie.
13. PN-85/B-02170: Ocena szkodliwosci drgan przekazywanych przez podloze na budynki.
14. PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, zelbetowe i sprzone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
15. Projekt techniczny: Budowa Zakladu Wydobywczego, Biuro Projektow Gornicznych Gliwice, Gliwice 1972.
16. Spyrakos C.C.: Finite element modeling in engineering practice. Pittsburgh, PA 1996.
17. Tataro T.: Dzialanie drgan powierzchniowych wywolanych wstrzasami gorniczymi na niska tradycyjna zabudowe mieszkalna. Zeszyty Naukowe, seria: Inzynieria Ladowa nr 74. Politechnika Krakowska, Krakow 2002.

*Praca finansowana ze sredkow na dzialalnosc statutowa L-4/10/DS/07.*

Recenzent: Dr hab. inż. Marian Kawulok, prof. w Pol. Śl.