

PROBLEMY NIEZAWODNOŚCI BUDOWLI W WARUNKACH RYZYKA SEJSMICZNEGO Praca przeglądowa

ZBIGNIEW ZEMBATY

TADEUSZ CHMIELEWSKI

Wyższa Szkoła Inżynierska, Opole

W pracy przedstawiono syntetyczne ujęcie problematyki prognozowania ryzyka sejsmicznego oraz deterministycznej i stochastycznej analizy odpowiedzi budowli na wpływy sejsmiczne. Dokonano krótkiego przeglądu stanu badań w tej dziedzinie. Omówiono propozycję Cornella analizy ryzyka sejsmicznego. Po przedstawieniu deterministycznych metod wyznaczania odpowiedzi sejsmicznej budowli dokonano przeglądu stochastycznych modeli wymuszenia sejsmicznego, metod określania charakterystyk probabilistycznych odpowiedzi budowli i oszacowania jej niezawodności. Przedstawiono praktyczne wnioski dotyczące ustalania obciążenia i odpowiedzi budowli.

1. Wstęp

Kraj nasz nie leży na obszarze aktywnym sejsmicznie. Jednak zainteresowanie tą problematyką polskiego środowiska inżynierskiego wynika z dwóch zasadniczych przyczyn:

- 1) eksportu budownictwa poza granice kraju na tereny sejsmiczne,
- 2) zagrożenia wstrząsami gruntu, które są wywołane działalnością człowieka, tzw. wstrząsami parasejsmicznymi.

Zjawiska wymienione w punkcie drugim występują w Polsce i są związane głównie z działalnością górniczą (Ledwoń [1]). Przede wszystkim należy wymienić tu następujące tereny: Legnicko - Głogowski Okręg Miedziowy, Okręg Belchatowski i górnicze obszary Śląska. Ten typ zagrożeń wymusza prowadzenie prac badawczych z tego zakresu (np. Lewicki [2], Cholewicki, Zawadzki [3]). Wyrazem zainteresowania problematyką inżynierii sejsmicznej są m.in. sympozja i szkolenia organizowane przez Instytut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, [4].

Trzęsienia ziemi należą ze swojej natury do zjawisk losowych. Wynika to z dwóch przyczyn. Pierwsza to fakt, że położenia ogniska, ilości wydzielonej energii oraz chwili zaistnienia trzęsienia ziemi nie można z góry przewidzieć. Drugą przyczyną probabilistycznego charakteru trzęsień ziemi jest okoliczność, że fale sejsmiczne dochodzą do powierzchni ziemi po wielokrotnych dyfrakcjach i interferencjach w niejednorodnym ośrodku gruntowym. Ten losowy charakter zjawiska przyczynia się w dużym stopniu do jego destrukcyjnego wpływu na budowle, ponieważ trudno jest przyjąć adekwatny model obciążenia sejsmicznego na etapie projektowania budowli. Dlatego w ogólnie rozumianej tematyce dotyczącej inżynierii sejsmicznej metody rachunku prawdopodobieństwa odgrywają znaczną rolę.

Ograniczając rozważania do analizy sejsmicznej odpowiedzi budowli w ujęciu stochastycznym, można wyróżnić trzy główne kierunki badań:

I. Badania mające na celu oszacowanie ryzyka sejsmicznego w miejscu posadowienia budowli.

II. Identyfikacja parametrów stochastycznego modelu wymuszenia sejsmicznego.

III. Analiza stochastycznej odpowiedzi budowli i jej niezawodności rozumianej jako warunkowe prawdopodobieństwo bezawaryjnej pracy budowli pod warunkiem wystąpienia trzęsienia ziemi o określonej intensywności.

Wymienione kierunki badań mają już swoją bogatą literaturę i są obecnie intensywnie rozwijane (por. np. [5]).

Analiza wpływów sejsmicznych na budowle przy wykorzystaniu metod stochastycznych wydaje się być podejściem bardziej racjonalnym niż stosowanie metod deterministycznych, szczególnie w warunkach dużej niepewności, która występuje w zjawiskach sejsmicznych. Z drugiej strony, rozwój takiego podejścia był przez długie lata hamowany brakiem dostatecznej liczby zarejestrowanych silnych trzęsień ziemi. W ostatnich latach sytuacja w tej dziedzinie uległa jednak znacznej poprawie (Hudson [6]). Oprócz tego efektem stosowania podejścia stochastycznego jest możliwość dokładniejszego określenia czułości odpowiedzi budowli na zmiany parametrów wymuszenia i charakterystyk budowli i podłoża. Dodatkowo istnieje możliwość udzielenia odpowiedzi na trudniejsze pytania dotyczące optymalnego projektowania antysejsmicznego przy uwzględnieniu kosztów budowli lub jej naprawy i ryzyka awarii (np. Liu, Dougherty, Neghabat [7]).

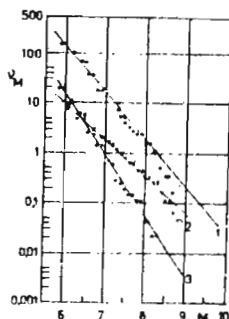
W obecnej chwili metody stochastyczne znajdują zastosowanie w badaniach, których wyniki są wykorzystane w dokumentach normalizacyjnych, np. [8,9]. Zdaniem autorów, podejście stochastyczne przy określaniu obciążeń sejsmicznych powinno być stosowane w procesie projektowania ważnych budowli, np. tam, mostów, wysokich budowli, elektrowni jądrowych. Potwierdzeniem tego jest zastosowanie takiej koncepcji do analizy konstrukcji elektrowni atomowych nawet w krajach o słabej aktywności sejsmicznej (np. w NRD: Friedrich, Lange, Keiser [10]).

W tych właśnie wypadkach, niezależnie od konwencjonalnych obliczeń sejsmicznych przy zastosowaniu odpowiednich normatywów, można zalecić zastosowanie rachunku prawdopodobieństwa i teorii drgań losowych.

Niniejsza praca jest próbą przeglądu i syntezy rezultatów znanych z literatury zagranicznej oraz niektórych wyników własnych badań autorów dotyczących zastosowania teorii drgań losowych w inżynierii sejsmicznej (Chmielewski [11,12], Chmielewski, Zembaty [13,14], Zembaty [15-19]). Przeglądu dokonano na tle klasycznych, deterministycznych metod określania odpowiedzi budowli, które w zarysie omówiono w rozdziale trzecim.

2. Lokalne ryzyko sejsmiczne

Przez lokalne ryzyko sejsmiczne rozumiemy prawdopodobieństwo wystąpienia trzęsienia ziemi o danej intensywności w miejscu posadowienia budowli. Rozwiązanie zagadnienia lokalnego ryzyka sejsmicznego sprowadza się do określenia rozkładów prawdopodobieństwa pewnych charakterystyk ruchu podłoża podczas trzęsień ziemi (np. intensywności określonego stopnia lub wartości szczytowych przyspieszeń) w rozważanym obszarze lub maksymalnych wartości tych charakterystyk w założonym czasie powrotu (np. w ciągu przewidywanego okresu eksploatacji budowli).



Rys. 1. Przeciętna liczba trzęsień ziemi ν_M w jednostce objętości skorupy ziemskiej i jednostce czasu o magnitudzie większej od M (wzór 2.1) dla trzech obszarów: 1 - pas wokółpacyficzny ($\alpha = 5.5 \cdot 10^7$, $\beta = 2.16$), 2 - pas Alpide ($\alpha = 2.5 \cdot 10^5$, $\beta = 1.70$), 3 - obszar o niskiej sejsmiczności ($\alpha = 5.6 \cdot 10^8$, $\beta = 2.88$)

Tak postawione zagadnienie można rozwiązać w oparciu o statystyczne badania trzęsień ziemi na danym obszarze w określonym, dostatecznie długim, przedziale czasu oraz przez analizę budowy geologicznej badanego obszaru i jego otoczenia. Rezultatem badań częstości występowania trzęsień ziemi jest, przedstawiona na

rys.1., statystyczna zależność podana przez Richtera i Gutenberga, [20]:

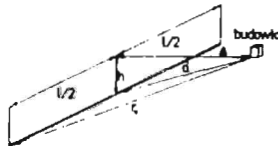
$$\nu_M = \alpha e^{-\beta M}, \quad (2.1)$$

gdzie ν_M jest przeciętną roczną częstością występowania trzęsień ziemi o magnitudzie nie mniejszej niż M , a α oraz β są stałymi charakterystycznymi dla danego obszaru ziemi. Analiza budowy geologicznej sprowadza się do określenia potencjalnych źródeł wstrząsów (np. uskoki) i parametrów ich aktywności sejsmicznej. W wyniku badania budowy geologicznej analizowanego obszaru określić można także wpływ odległości od ogniska (hipocentrum) na intensywność drgań (attenuation law), np. wzór Estevy i Rosenblueth'a [21]:

$$I_{MM} = c_1 + c_2 M - c_3 \ln R, \quad (2.2)$$

gdzie I_{MM} jest intensywnością trzęsienia ziemi w zmodyfikowanej skali Mercalli'ego (MM), R jest odległością rozpatrywanego punktu powierzchni ziemi od ogniska, a c_1 , c_2 , c_3 są parametrami charakterystycznymi dla analizowanego obszaru powierzchni ziemi.

W 1968 roku Cornell [22], przedstawił probabilistyczną metodę analizy ryzyka sejsmicznego. W swojej pracy wyróżnił on trzy potencjalne źródła trzęsień ziemi: źródło punktowe, źródło liniowe (uskok), źródło powierzchniowe. Analizując budowę geologiczną i wieloletnią aktywność obszaru, na którym posadowiona jest budowla, można w obszarze tym wydzielić grupy omówionych powyżej potencjalnych źródeł wstrząsów i przypisać im parametry charakteryzujące ich aktywność sejsmiczną. Odsyłając Czytelnika zainteresowanego szczegółami do oryginalnej pracy Cornella [22], przytoczymy tu jedynie rezultaty dla źródła liniowego, z budowlą położoną na symetrycznej linii uskoku. Rozwiązanie dla dowolnego położenia budowli względem uskoku można otrzymać rozważając łączny wpływ źródła symetrycznego i "antysymetrycznego" (tzn. źródła symetrycznego z aktywną połową uskoku).



Rys. 2. Liniowe źródło trzęsień ziemi (uskok)

Rozważmy uskok tektoniczny, którego matematycznym modelem jest odcinek o długości l , położony na głębokości h . Załóżmy, że budowla jest położona symetrycznie względem uskoku w odległości poziomej Δ (rys.2). Przyjmujemy, że wystąpienie ogniska trzęsienia ziemi w dowolnym punkcie uskoku jest równoprawdopodobne. Tym samym zakładamy, że zmienna losowa X określająca położenie

ogniska na uskoku o długości l ($-l/2 < X < l/2$) ma rozkład równomierny. Ze zmienną losową X jest związana zmienna R określająca odległość budowli od ogniska trzęsień ziemi, $R^2 = d^2 + X^2$.

Wykorzystując wzory (2.1) i (2.2) można wykazać [22], że rozkład prawdopodobieństwa maksymalnych rocznych intensywności trzęsień ziemi w miejscu posadowienia budowli jest rozkładem Gumbela I rodzaju, co przedstawia zależność (2.3):

$$F_{IMM}^{(\max)} = P[I_{IMM}^{(\max)} < i_{IMM}] = \exp\left[-\frac{\nu}{l}CG \exp\left(-\frac{\beta}{c_2}i_{IMM}\right)\right] \quad (2.3)$$

dla:

$$i_{IMM} \geq i_0 = c_2 m_0 + c_1 - c_3 \ln d,$$

gdzie m_0 jest pewną magnitudą (np. $m_0 = 4$), poniżej której trzęsienie ziemi nie ma wpływu na budowlę, z inżynierskiego punktu widzenia, ν jest przeciętną roczną liczbą trzęsień ziemi w uskoku (dla których $m > m_0$), a C, G wynoszą odpowiednio:

$$C = \exp\left[\beta\left(\frac{c_1}{c_2} + m_0\right)\right], \quad G = 2 \int_d^{r_0} \frac{dr}{r^\gamma \sqrt{r^2 - d^2}}, \quad \gamma = \beta \frac{c_3}{c_2} - 1.$$

Zależność (2.3) została wyprowadzona przy założeniu, że trzęsienia ziemi (dla $m > m_0$) są zdarzeniami niezależnymi, tzn. tworzą proces Poissona.

Jeśli prawdopodobieństwa osiągnięcia lub przekroczenia intensywności i_{IMM} są wystarczająco małe (np. < 0.05), wówczas można je w przybliżeniu wyrazić wzorem:

$$P[I_{IMM}^{(\max)} \geq i_{IMM}] \cong \frac{\nu}{l}CG \exp\left(-\frac{\beta}{c_2}i_{IMM}\right).$$

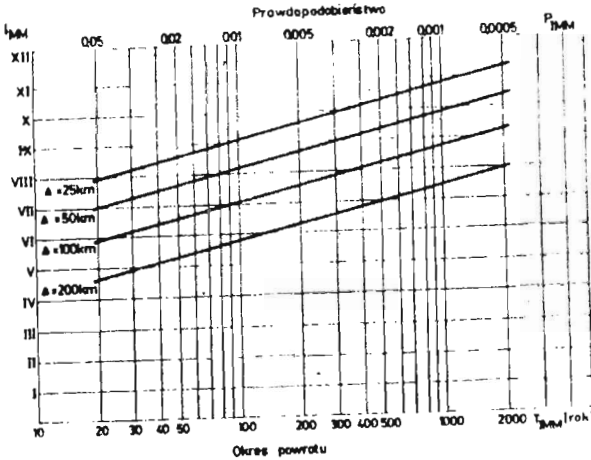
Przeciętny czas powrotu T_{IMM} wstrząsu o intensywności większej lub równej i_{IMM} wynosi:

$$T_{IMM} = \frac{1}{1 - F_{IMM}^{(\max)}(i_{IMM})} = \frac{1}{\nu CG} \exp\left(\frac{\beta}{c_2}i_{IMM}\right),$$

a "T-letnia" intensywność:

$$i_{IMM}(T_{IMM}) = \frac{c_2}{\beta} \ln\left(\frac{\nu}{l}CGT_{IMM}\right). \quad (2.4)$$

Na rysunku 3, zaczerpniętym z pracy [15], przedstawione są wykresy zależności między intensywnością wstrząsów a okresem powrotu T_{IMM} (prawdopodobieństwem, że dana intensywność zostanie osiągnięta lub przekroczona). Obliczenia przeprowadzone zostały zgodnie ze wzorem (2.4) dla specyficznych danych dotyczących uskoku San Andreas w Kalifornii. Z wykresów przedstawionych na



Rys. 3. Zależność między intensywnością a okresem powrotu dla czterech odległości budowli od uskoku

rys.3 można m.in. odczytać tzw. intensywność projektową (design intensity), której wystąpienie oczekiwane jest jeden raz w okresie eksploatacji budowli. Okres ten wynosi na ogół 50 lat. Podobne zależności można wyprowadzić dla wielu, rozmaicie usytuowanych źródeł liniowych, a także dla innych typów źródeł wstrząsów (źródło punktowe i powierzchniowe) położonych w sąsiedztwie budowli i rozważyć ich łączny wpływ [22].

3. Deterministyczne metody określania odpowiedzi budowli

3.1. Uwagi o statycznych metodach obliczeń

Deterministyczne metody obliczania budowli na wpływy sejsmiczne można podzielić na dwie klasy: metody statyczne i metody dynamiczne.

Metody statyczne polegają na zastąpieniu obciążeń sejsmicznych (zmiennych w czasie) ekwiwalentnym obciążeniem statycznym i prowadzeniu dalszych obliczeń konstrukcji w zakresie statycznym. Projekt normy ISO [9] oraz normy wielu krajów, (np. USA [23], ZSRR [24], Kanada [25], RFN [26], por. także: Ciesielski [27]), podają wzory do oszacowania wartości sił, którymi należy obciążać poszczególne części budowli.

Wśród metod statycznych można wymienić przede wszystkim metody: Omori i Korczyńskiego [28,29]. Ta druga uwzględnia charakterystyki dynamiczne budowli,

co jest jej zaletą i stanowi ona znaczny postęp w stosunku do pierwszej. Omówienie metody Korczyńskiego i zastosowanie jej do obliczeń inżynierskich znajduje się w pracy Kaweckiego i Markuckiego [30].

Metody statyczne są metodami przybliżonymi. Stosuje się je do obiektów o mniejszym znaczeniu.

3.2. Metody dynamiczne

Projektowanie ważniejszych obiektów inżynierskich, które obecnie w stosunku do budowli podobnego typu wznoszonych dawniej są często lżejsze, wyższe i mniej sztywne, prowadzi się metodami dynamicznymi, tj. metodami uwzględniającymi zmienność w czasie obciążenia sejsmicznego (time history analysis).

Już w początkowym etapie obliczeń tymi metodami należy:

- 1) dokonać wyboru projektowego sejsmogramu trzęsienia ziem, co w dalszym ciągu będziemy nazywać projektowym trzęsieniem ziemi,
- 2) przyjąć model dynamiczny budowli.

Należy podkreślić, że wymienione dwa zadania są jednymi z trudniejszych w całym toku obliczeń. Ich właściwy wybór wymaga wiedzy i doświadczenia i ma duży wpływ na ostateczny wynik obliczeń.

Projektowe trzęsienie ziemi

Statystyka trzęsień ziemi zaistniałych w przeszłości oraz analiza budowy geologicznej danego obszaru są podstawą do określenia projektowego trzęsienia ziemi. W praktyce inżynierii sejsmicznej przyjmuje się często podwójne kryterium projektowe:

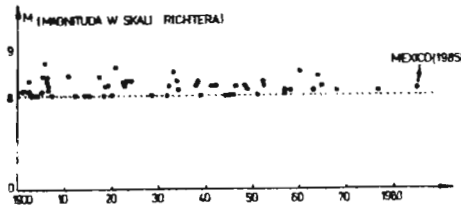
1. Umiarkowane trzęsienie ziemi (moderate earthquake, operatory basic earthquake), którego okres powrotu jest równy czasowi eksploatacji budowli. Budowla podczas takiego trzęsienia ziemi nie powinna ulec poważnym uszkodzeniom.

2. Bardzo silne trzęsienie ziemi (safe shutdown earthquake), którego okres powrotu wynosi np. kilkaset lat (kilkakrotnie dłuższy od czasu eksploatacji budowli). Może ono wywołać znaczne uszkodzenia, natomiast całkowita katastrofa jest wykluczona. O tym jak ważne jest to kryterium dla niektórych rejonów naszej planety niech świadczą dane przedstawione na rys.4 (Karnik [31]). Ilustrują one częstość występowania katastrofalnych (o magnitudzie większej od 8) trzęsień ziemi w XX wieku w skali całego świata.

W literaturze (np.[32]) istnieje kilka propozycji, które spełniają powyższe dwa kryteria. Wymienimy dwie z nich:

a) przyjęcie sejsmogramu zarejestrowanego trzęsienia ziemi w przeszłości o danej magnitudzie i założeniu odległości ogniska do miejsca budowli, np. trzęsienie ziemi EL Centro (maj 1940r.) o magnitudzie 7 i odległości 7 km,

b) generowanie sejsmogramu metodą symulacji.



Rys. 4. Wykresy magnitudy w skali Richtera największych ($M > 8$) trzęsień ziemi w XX wieku [31]

Należy jednak podkreślić, że zastosowana w pełnym zakresie metoda symulacji komputerowej (znana również jako metoda zbioru realizacji) należy już do metod stochastycznych i jest szczególnie pożyteczna w analizie odpowiedzi stochastycznej konstrukcji nieliniowych i sprężysto-plastycznych. W literaturze można znaleźć wiele prac na ten temat (np. Shinozuka [33], Casciatti, Faravelli [34]), jednak ich omówienie wykraczałoby poza ramy niniejszego artykułu.

Uwagi o modelach dynamicznych budowli

Ze względu na znaczne zróżnicowanie konstrukcji różnych rodzajów budowli trudna jest wspólna dyskusja ich modeli dynamicznych tj. modeli fizycznych i matematycznych. Z ogólnego punktu widzenia możliwe jest jedynie rozpatrywanie liczby współrzędnych uogólnionych opisujących ruch modeli budowli, tj. modele o skończonej lub nieskończonej liczbie stopni swobody (układy o jednym lub wielu stopniach swobody, lub układy ciągłe).

Przy wyborze modelu dynamicznego należy dążyć do tego, aby jego charakterystyki dynamiczne takie jak: częstości i postaci drgań, właściwości tłumiące i siły restytucyjne (często siły sprężyste) dobrze reprezentowały rzeczywistą konstrukcję.

Metoda wykorzystująca spektrum odpowiedzi

Koncepcję metody dla liniowych układów o jednym i skończonej liczbie stopni swobody omówimy po przedstawieniu idei spektrum odpowiedzi (Clough, Penzien [32]). Jego zastosowanie do obliczania budowli na wpływy sejsmiczne jest przedstawione w pracy Kaweckiego i Masłowskiego [35].

Rozpatrzmy ruch układu dynamicznego o jednym stopniu swobody wywołany wymuszeniem kinematycznym $x(t)$.

Przemieszczenia względne $y(t)$ układu są opisane równaniem:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{x}(t), \quad (3.1)$$

zaś maksymalne względne przemieszczenie $y(t)$ daje się zapisać następująco (dla małych liczb tłumienia):

$$y_{\max} = S_v(\xi, \omega_0)/\omega_0,$$

gdzie:

$$S_v(\xi, \omega_0) = \max_t \left| \int_0^{t_0} x(\tau) \exp[-\xi\omega_0(t - \tau)] \sin(t - \tau) d\tau \right|,$$

m, k, c odpowiednio oznaczają: masę, współczynnik sztywności i współczynnik tłumienia wiskotycznego oraz:

$$\omega_0 = \frac{k}{m}, \quad \omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}, \quad \xi = \frac{2}{2m\omega_0}.$$

Wyrażenie $S_v(\xi, \omega_0)$ nosi nazwę spektrum odpowiedzi pseudo-prędkości układu na wymuszenie podstawy $x(t)$. Są z nim związane dwa inne spektra: spektrum przemieszczenia $S_d = S_v/\omega_0$ oraz spektrum przyspieszenia $S_a = \omega_0 S_v = \omega_0^2 S_d$, które łącznie z $S_v(\xi, \omega_0)$ mogą być przedstawione w skali logarytmicznej na jednym wykresie (często zamiast ω_0 wprowadza się parametr okresu drgań własnych $T = 2\pi/\omega_0$).

Koncepcja spektrum odpowiedzi może być stosowana dla ruchu podłoża wywołanego trzęsieniami ziemi lub wpływami parasejsmicznymi np. [14,32,35]. Na uwagę zasługuje fakt, że w inżynierii sejsmicznej stosuje się wygładzone spektra odpowiedzi, które są reprezentatywne dla pewnej klasy trzęsień ziemi.

Dla konstrukcji opisanych modelem dynamicznym o jednym stopniu swobody, w przypadku, jeśli są znane spektra odpowiedzi, oszacowanie maksymalnej odpowiedzi układu jest następujące. Po ustaleniu liczby tłumienia oraz okresu drgań własnych T , wartości reprezentujące ruch układu oblicza się z zależności:

$$y_{\max} = \frac{S_v(\xi, T)}{\omega_0},$$

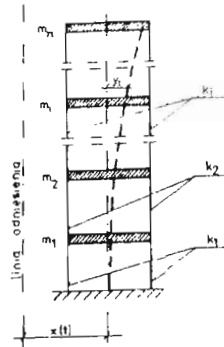
$$F_{S_{\max}} = m\omega_0 S_v(\xi, T) = mS_d(\xi, T),$$

$$\ddot{y}_{\max}^c \cong S_a(\xi, T).$$

gdzie y_{\max} maksymalne przemieszczenie, $F_{S_{\max}}$ maksymalna siła sprężystości, \ddot{y}_{\max}^c maksymalne całkowite przyspieszenie.

Koncepcja spektrum odpowiedzi została zastosowana także do poszukiwania odpowiedzi układu dyskretnego. Wyjaśnimy to na przykładzie równań ruchu wysokiego budynku poddanego wymuszeniu kinematycznemu podstawy $x(t)$. Model budynku przedstawiono na rys.5 Macierzowe równanie ruchu metody przemieszczeń przyjmuje postać:

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + KY = -M1\ddot{x}(t), \quad (3.2)$$



Rys. 5. Układ o wielu stopniach swobody pod obciążeniem sejsmicznym

gdzie $\mathbf{1}$ jest wektorem składającym się z liczb 1, a macierze bezwładności \mathbf{M} i sztywności \mathbf{K} są zapisane następująco:

$$\mathbf{M} = \text{diag}(m_1, m_2, \dots, m_n),$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & -k_j & k_j + k_{j+1} & -k_{j+1} & \dots & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix}$$

Załóżmy, że zagadnienie własne rozpatrywanego zagadnienia jest rozwiązane, czyli znany jest wektor częstości ω i macierz własna \mathbf{W} (macierz wektorów własnych). Ponadto zakładamy, że macierz tłumienia jest kombinacją liniową macierzy bezwładności i macierzy sztywności. Wówczas, po zastosowaniu techniki transformacji własnej do równania (3.2), zgodnie z zależnością:

$$\mathbf{Y} = \mathbf{WZ}, \quad (3.3)$$

otrzymujemy zbiór rozłącznych równań typu:

$$\ddot{z}_j + 2\xi_j\omega_j\dot{z}_j + \omega_j^2 z_j = -(\mathbf{W}_j^T \mathbf{M} \mathbf{1} \ddot{x}) / M_j, \quad (3.4)$$

gdzie: z_j - j -ta współrzędna główna, ω_j - j -ta częstość kołowa drgań własnych, ξ_j - liczba tłumienia j -tej postaci drgań, $M_j = \mathbf{W}_j^T \mathbf{M} \mathbf{W}_j$, \mathbf{W}_j - j -ta postać drgań, \mathbf{T} - transpozycja wektora.

Oszacowanie odpowiedzi układu o wielu stopniach swobody sprowadza się do rozwiązania równania (3.4) dla każdej postaci drgań. Praktyka inżynierska potwierdza, że na ogół wystarczy uwzględnić tylko kilka pierwszych postaci drgań.

Dla kolejnych postaci drgań maksymalna odpowiedź może być określona na podstawie spektrum odpowiedzi układu o jednym stopniu swobody opisanego wcześniej. Na przykład maksymalne przemieszczenie j -tej postaci drgań określa wzór:

$$y_{j,\max} = W_j \alpha_j S_d(\xi_j, T_j) / M_j,$$

gdzie:

$$\alpha_j = W_j^T \mathbf{M} \mathbf{1}.$$

Maksymalnej całkowitej odpowiedzi układu, np. przemieszczeń, nie należy obliczać jako sumy maksymalnych odpowiedzi dla poszczególnych postaci, ponieważ nie występują one w tym samym czasie. Nie ma obiektywnego kryterium na obliczenie maksymalnej całkowitej odpowiedzi budowli. W praktycznych obliczeniach często stosuje się następującą formułę:

$$y_{\max} = \sqrt{y_{1,\max}^2 + y_{2,\max}^2 + \dots}.$$

Wzór ten ma swoje uzasadnienie w oparciu o teorię drgań losowych. Jego stosowanie odpowiada bowiem sytuacji, w której nie uwzględnia się korelacji wzajemnej postaci drgań. Dlatego prowadzi on do błędów w przypadku konstrukcji, dla których kolejne częstotliwości drgań są słabo rozseparowane (np. powłoki, konstrukcje mocno przeszywnione). W takim przypadku należy dążyć do rozwiązań przy zastosowaniu bezpośredniego całkowania równań ruchu lub zastosować specjalne, uproszczone wzory (np. Villaverde [36]).

Metoda superpozycji postaci drgań

Metoda ta dotyczy rozwiązywania liniowych układów dynamicznych o wielu stopniach swobody, czyli równania (3.2). Podstawą metody jest transformacja (3.3) przekształcająca wektor współrzędnych $\mathbf{Y} = [y_1, y_2, \dots, y_n]^T$, opisujący stan przemieszczeń układu dynamicznego, na wektor współrzędnych głównych $\mathbf{Z} = [z_1, z_2, \dots, z_n]^T$, w których brak sprzężenia bezwładnościowego i statycznego układu. W wyniku transformacji pozostaje do rozwiązania zbiór n rozłącznych równań typu (3.4). Istnieje szereg metod ich rozwiązywania. Jedną z nich – metoda wykorzystująca spektrum odpowiedzi, została już omówiona. Główne pozostałe metody to:

- 1) metoda bezpośredniego numerycznego całkowania,
- 2) transformacja Fouriera,
- 3) metoda całki Duhamela obliczanej numerycznie.

Metoda numerycznego całkowania równania ruchu układu

Koncepcja metody numerycznego całkowania równania ruchu (3.2), a w szczególności (3.4), jest następująca:

1) dąży się do spełnienia równania ruchu tylko w dyskretnych punktach czasu: $0, \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, t, t + \Delta t, \dots$, w każdym osobno,

2) wewnątrz każdego przedziału czasu Δt , przyjmuje się formułę zmian przyspieszeń, prędkości i przemieszczeń, która determinuje dokładność i stabilność metody całkowania oraz koszt rozwiązania.

Obliczenia rozpoczyna się w punkcie przedziału czasu, w którym są znane przemieszczenia, prędkości i przyspieszenia układu.

Istnieje kilka metod numerycznego całkowania, jak np.: metoda różnic skończonych, Rungego-Kutty, Newmarka, Wilsona, Langer, Parka, czasoprzestrzennych elementów skończonych. Różnią się one sposobem numerycznego całkowania, stabilnością, dokładnością, sposobem rozpoczęcia całkowania oraz liczbą rozwiązywanych układów równań w każdym kroku całkowania.

Algorytm rozwiązywania układów o jednym lub wielu stopniach swobody, liniowych jak i nieliniowych, znajduje się w specjalistycznych opracowaniach, (np. Clough, Penzien [32], Bathe, Wilson [37], Langer [38]), natomiast przykładem zastosowania tych metod w inżynierii sejsmicznej jest praca Abramka i Mateji [39].

4. Stochastyczne metody wyznaczania odpowiedzi budowli i oszacowanie jej niezawodności

4.1. Stochastyczny model wymuszenia sejsmicznego

Stosowanie podejścia stochastycznego do opisu przebiegu drgań podłoża podczas trzęsień ziemi datuje się od Housnera [40]. W swojej pracy przedstawił on akcelerogram wstrząsów sejsmicznych w postaci szeregu nieskorelowanych impulsów losowych. Podejście to zostało następnie rozwinięte przez wielu autorów. W oparciu o fakt, że dla większości akcelerogramów trzęsień ziemi można wyróżnić fazę o stacjonarnym przebiegu drgań, jako losowy model wymuszenia sejsmicznego zastosowano biały szum o ograniczonym czasie trwania, odpowiadającym fazie silnych wstrząsów. Model ten był stosowany w pracach wspomnianego już Housnera [41], Rosenblutha i Bustamantego [42], Bycrofta [43], Thomsona [44] i innych. Kolejnym modelem przyspieszeń ruchu podłoża podczas trzęsień ziemi jest proces stacjonarny o szerokim widmie. Wymaganą gęstość widmową procesu stacjonarnego otrzymuje się na ogół poprzez kolejne filtrowanie białego szumu. Odpowiada to sytuacji, w której w hipocentrum jest generowany biały szum, a następnie po przejściu przez ośrodek gruntowy, po wielokrotnych dyfrakcjach i interferencjach dochodzi do budowli jako proces o określonym rozkładzie widmowym. Parametry zastosowanych filtrów odzwierciedlają wpływ lokalnych warunków geologicznych w miejscu posadowienia budowli. Przykładem gęstości widmowej takiego procesu

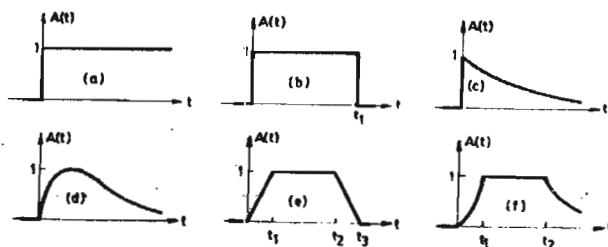
stacjonarnego jest zależność podana przez Kanai, Tajimiego [45,46]:

$$S_{\ddot{x}}(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} S_0, \quad (4.1)$$

gdzie ω_g, ξ_g są parametrami reprezentującymi lokalne warunki gruntowe, a S_0 określa intensywność wstrząsów. Np. dla podłoży zwartych (firm ground) $\omega_g = 4\pi$, $\xi_g = 0.6$. Z radzieckich badaczy podejście stacjonarne stosował Romanow [47].

Wielu autorów, rozpoczynając od Bołotina [48,49] podnosi w swoich rozważaniach inną ważną cechę stochastycznego wymuszenia sejsmicznego, a mianowicie jego niestacjonarny charakter. Ograniczony od kilku do kilkudziesięciu sekund czas trwania trzęsień ziemi powoduje, że reakcja dynamiczna budowli pozostaje na ogół w fazie procesu przejściowego, tzn. zanim drgania zdążą się ustabilizować, wymuszenie zanika. Najprościej można to zjawisko uwzględnić przedstawiając proces wymuszający jako iloczyn pewnej deterministycznej funkcji czasu (funkcji modulującej) i procesu stacjonarnego:

$$\ddot{x}(t) = A(t)\ddot{\bar{x}}(t). \quad (4.2)$$



Rys. 6. Funkcje modulujące procesu stochastycznego przyspieszeń ruchu podłoża (różne propozycje)

Taki niestacjonarny proces można nazwać rozdzielonym (separable, uniformly modulated). Parametry funkcji $A(t)$ i stacjonarnego procesu $\ddot{\bar{x}}(t)$ ustala się na drodze statystycznych badań silnych trzęsień ziemi. Kształty funkcji modulujących zaproponowane przez różnych autorów są przedstawione na rys.6, [48-51]. Wykorzystując koncepcję intensywności Ariasa [53] można powiązać parametry procesu (4.2) ze skalą intensywności Mercalli'ego. Dwa parametry przedstawionego modelu wymuszenia sejsmicznego (4.2) mają szczególne znaczenie. Są to parametr intensywności S_0 oraz czas trwania fazy silnych wstrząsów będący mniej lub bardziej bezpośrednio parametrem funkcji modulujących z rys.6. Oba

te parametry mają decydujący wpływ na niezawodność budowli. W ostatnich latach przedmiotem szczególnie intensywnych badań był czas trwania fazy silnych wstrząsów [52,54,55,56], oraz jego wpływ na odpowiedź budowli [57,19].

4.2. Zagadnienie pierwszego przewyższenia i niezawodność budowli

Sformułowanie problemu i założenia

Rozważmy liniowy układ dynamiczny reprezentujący budowlę. Na wejściu układu znajduje się proces stochastyczny $\tilde{x}(t)$ reprezentujący ruch podłoża, którego model matematyczny omówiono w rozdziale 4.1. W tej sytuacji układ dynamiczny wykonuje drgania losowe $y(t)$, których charakterystyki probabilistyczne opisują odpowiedź budowli.

Zasadniczym problemem, jaki postawić można w teorii drgań losowych, jest pytanie o niezawodność układu dynamicznego, rozumianą jako prawdopodobieństwo, że w zadanym okresie konstrukcja nie ulegnie awarii. W dynamice konstrukcji wyróżnić można dwa główne mechanizmy zniszczenia:

- a) przekroczenie przez odpowiedź konstrukcji pewnego, granicznego poziomu,
- b) akumulacja uszkodzeń spowodowana wielokrotnym cyklem naprężeń i prowadząca do zniszczenia zmęczeniowego.

Z nielicznymi wyjątkami np. Jhy-Pyng-Tang, Yao [58] obciążenia sejsmiczne traktuje się jako zjawiska wyjątkowe, więc niezawodność antysejsmiczną konstrukcji rozważa się na ogół wykorzystując kryterium "a". Problem ten w teorii drgań losowych formuluje się jako tzw. zagadnienie pierwszego przewyższenia (first excursion problem lub first passage problem). Polega ono na określeniu prawdopodobieństwa $U = U(t, \lambda)$ zdarzenia, że proces stochastyczny reakcji konstrukcji $y(t)$ przynajmniej jeden raz przekroczy pewien ustalony poziom λ w przedziale czasu od 0 do t (rys.9). Dla procesów stacjonarnych prawdopodobieństwo U w miarę upływu czasu rośnie od 0 do 1. Dla procesów niestacjonarnych narastających od zera w chwili $t = 0$ i zanikających po pewnym czasie, jak ma to miejsce dla wymuszeń sejsmicznych, prawdopodobieństwo pierwszego przewyższenia określamy jako granicę:

$$U(\lambda) = \lim_{t \rightarrow \infty} U(t, \lambda). \quad (4.3)$$

Ponieważ obciążenie sejsmiczne jest procesem o rozkładzie symetrycznym i zerowej wartości oczekiwanej, więc rozważa się przewyższenia poziomu λ przez proces $|y(t)|$, co odpowiada przekroczeniom poziomu $\pm\lambda$. Jednostronne przekroczenia rozpatruje się m.in. w analizie odpowiedzi konstrukcji na dynamiczne działanie wiatru.

Ważnym założeniem przyjmowanym w inżynierii sejsmicznej jest założenie, że proces wymuszający $\tilde{x}(t)$ opisujący przyspieszenia podłoża jest procesem gausowskim (normalnym). Założenie to uzasadnić można faktem, że fale sejsmiczne

dochodząc do budowli są efektem wielokrotnych odbić, dyfrakcji oraz interferencji w niejednorodnym ośrodku gruntowym, a tym samym zgodnie z treścią twierdzeń granicznych, ich rozkład prawdopodobieństwa jest normalny. Takie heurystyczne uzasadnienie podaje Bolotin [59].

Średniokwadratowa odpowiedź konstrukcji

W celu wyznaczenia prawdopodobieństwa pierwszego przewyższenia, należy uprzednio wyznaczyć charakterystyki probabilistyczne odpowiedzi budowli. Najważniejszą z tych charakterystyk jest wariancja odpowiedzi układu dynamicznego. Można ją wyznaczyć wykorzystując znane z wielu prac (Bolotin [59], Lin [60], Newland [62], Crandal, Mark [62], Bendat, Piersol [63], Sobczyk [64], Chmielewski [11]) zależności typu "wejście-wyjście" dla procesów stacjonarnych:

$$\sigma_y^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_y(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} |H(\omega)|^2 S_{\bar{x}}(\omega) d\omega. \quad (4.4)$$

We wzorze (4.4) $H(\omega)$ jest transmitacją układu dynamicznego, a $S_y(\omega)$, $S_{\bar{x}}(\omega)$ i σ_y^2 są odpowiednio gęstościami widmowymi stacjonarnymi (symbol $\bar{\quad}$) procesów na wyjściu i wejściu oraz poszukiwaną wariancją.

Jednak w przypadku obciążeń sejsmicznych należało uwzględnić ich niestacjonarny przebieg. Pierwszą pracą w której przedstawiono uogólnienie wzoru (4.4) na procesy niestacjonarne była praca Caughey'a i Stumpfa [65].

Średniokwadratową odpowiedź można przedstawić dla dowolnego wymuszenia niestacjonarnego przy użyciu funkcji korelacji procesu $K_{\bar{x}}(t_1, t_2)$ na wejściu i impulsowej funkcji przejścia $h(t)$:

$$\sigma_y^2 = \int_0^t \int_0^t h(\tau_1) h(\tau_2) K_{\bar{x}}(t - \tau_1, t - \tau_2) d\tau_1 d\tau_2. \quad (4.5)$$

Wzór (4.5) może być zastosowany dla dowolnych procesów stochastycznych, dla których jest określona funkcja korelacji. Jednak jest on w praktyce rzadko stosowany (np. Masri [66]) ze względu na uciążliwość podwójnego całkowania w dziedzinie czasu oraz niezbyt dogodne operowanie dwuwymiarową funkcją korelacji w opisie wymuszenia $\bar{x}(t)$. Dlatego też najwięcej prób sformułowania zależności typu "wejście-wyjście" dotyczyło podejścia widmowego.

Jest kilka metod widmowego opisu procesów niestacjonarnych. Bendat i Piersol [63] zdefiniowali zmienną w czasie gęstość widmową jako transformatę Fouriera funkcji korelacji dla każdej chwili czasowej, a Mark [67] uzupełnił tą koncepcję ograniczając przedział całkowania w dziedzinie czasowej do bezpośredniego sąsiedztwa chwili t , wprowadzając tym samym chwilową gęstość widmową.

Możliwa jest też definicja dwuwymiarowej gęstości widmowej niestacjonarnego procesu stochastycznego [63], prowadząca do następującej zależności typu "wejście-wyjście":

$$\begin{aligned}\sigma_v^2(t) &= \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} S_v(\omega_1, \omega_2) e^{i(\omega_1 - \omega_2)t} d\omega_1 d\omega_2 = \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} S_{\tilde{x}}(\omega_1, \omega_2) H(\omega_1) H^*(\omega_2) e^{i(\omega_1 - \omega_2)t} d\omega_1 d\omega_2.\end{aligned}\quad (4.6)$$

Wzór (4.6) był podstawą analizy przedstawionej przez Holmana i Harta [68].

Odnosić także należy zupełnie inne podejście, oparte na wykorzystaniu własności Markowa wektora stanu układu (przemieszczeń i prędkości) i równania Fockera-Plancka-Kolmogorowa przedstawione np. w pracach Sakaty i Kimury [69] oraz Gaspariniego [70]. Na proces wymuszający nakłada się jednak wtedy ograniczenie, że jest on niestacjonarnym białym szumem (shot noise). Jako odrębne rozwiązanie zagadnienia drgań losowych przy wymuszeniu niestacjonarnym można także uznać grupę metod opartych na przedstawieniu obciążenia jako szeregu impulsów losowych (np. Lin [60], Iwankiewicz [71], Gładysz, Śniady [72]).

Spśród wielu koncepcji rozkładu widmowego procesów niestacjonarnych na szczególne wyróżnienie zasługuje przedstawiona przez Priestley'a [73], koncepcja ewoluującej (zmiennej w czasie) gęstości widmowej. Priestley wprowadził rozkład widmowy procesów niestacjonarnych następującej postaci:

$$\tilde{x}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(t, \omega) e^{i\omega t} d\hat{x}(\omega), \quad (4.7)$$

gdzie $A(t, \omega)$ jest pewną, deterministyczną funkcją modulującą, a $\hat{x}(\omega)$ jest funkcją losową w dziedzinie częstotliwości o przyrostach ortogonalnych, tzn.:

$$\langle d\hat{x}(\omega_1) d\hat{x}^*(\omega_2) \rangle = \begin{cases} \langle |d\hat{x}(\omega)|^2 \rangle = S_{\tilde{x}}(\omega) d\omega & \text{dla } \omega_1 = \omega_2 = \omega \\ 0 & \text{dla } \omega_1 \neq \omega_2 \end{cases} \quad (4.8)$$

gdzie * oznacza wartość zespoloną sprzężoną, a $S_{\tilde{x}}(\omega)$ jest gęstością widmową stacjonarnego procesu $\tilde{x}(t)$ "stowarzyszonego" z procesem $\tilde{x}(t)$, tzn. dla $A(t, \omega) = \text{const} = 1$, $\tilde{x}(t) = \tilde{\tilde{x}}(t)$. Wariancja procesu $\tilde{x}(t)$ wynosi:

$$\sigma_{\tilde{x}}^2(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{\tilde{x}}(t, \omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} |A(t, \omega)|^2 S_{\tilde{x}}(\omega) d\omega. \quad (4.9)$$

Funkcja podcałkowa $S_{\tilde{x}}(t, \omega)$ we wzorze (4.9) została nazwana przez Priestley'a ewoluującą gęstością widmową.

Hammond [74] jako pierwszy wykorzystał koncepcję Priestley'a do sformułowania równań typu "wejście-wyjście". Jednak równania przez niego wyprowadzone zostały określone przy pewnych ograniczeniach dotyczących granicznych własności wymuszenia. W pracy Lee [75] oraz w pracy [13] wykorzystano koncepcję Priestley'a do opisu dynamiki układów, odpowiednio o jednym i wielu stopniach swobody.

Średniokwadratową odpowiedź liniowego układu dynamicznego można, przy wykorzystaniu koncepcji Priestley'a przedstawić w postaci:

$$\sigma_y^2(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S_y(t, \omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} |M(t, \omega)|^2 S_{\ddot{x}}(\omega) d\omega, \quad (4.10)$$

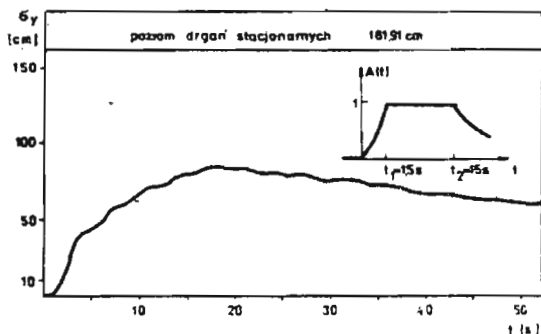
gdzie:

$$M(t, \omega) = \int_0^t h(\tau) A(t - \tau, \omega) e^{-i\omega\tau} d\tau. \quad (4.11)$$

Jeśli założyć, że proces wymuszający (4.7) jest modulowany tylko czasowo, to daje się przedstawić w postaci:

$$\ddot{x}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(t) e^{i\omega t} d\hat{\ddot{x}}(\omega) = A(t) \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega t} d\hat{\ddot{x}}(\omega) = A(t) \ddot{\tilde{x}}(t),$$

gdzie $\ddot{\tilde{x}}(t)$ jest procesem stacjonarnym. Takie uproszczenie (por. rozdział 4.1) jest często przyjmowane w inżynierii sejsmicznej.



Rys. 7. Odchylenie standardowe przemieszczeń wierzchołka stalowej wieży telewizyjnej pod stochastycznym obciążeniem sejsmicznym

Przykładem zastosowania metody ewoluującego widma do obliczania budowli jest analiza odpowiedzi sejsmicznej stalowej wieży telewizyjnej o wysokości 330 m, przedstawiona w pracy [15]. Na rys.7. przedstawiono przebieg odchylenia standardowego przemieszczenia wierzchołka wieży. Można zauważyć, że nawet gdy

wymuszenie jest stacjonarne, średnokwadratowa odpowiedź pozostaje niestacjonarna i przebiega znacznie poniżej poziomu drgań stacjonarnych.

Metody rozwiązywania zagadnienia pierwszego przewyższenia

Ze względu na duże walory poznawcze oraz aplikacyjne zagadnienie pierwszego przewyższenia przyciągało uwagę wielu badaczy. Jednak jak dotąd otrzymano tylko rozwiązania przybliżone; najpierw dla procesów stacjonarnych (np. rozwiązanie Davenporta [76] dla obciążenia konstrukcji wiatrem), później, w ostatnich 10 - 15 latach dla procesów niestacjonarnych (np. Shinozuka, Yang [77], Yang [78,79], Vanmarcke [80], Roberts [81] i inni). Należy tu dodać, że zastosowanie, w zagadnieniu pierwszego przewyższenia, klasycznej, sformułowanej dla zmiennych losowych nierówności Czebyszewa, jest błędne, a próba wykorzystania specjalnego uogólnienia tej nierówności na procesy stochastyczne (Whittle [82]) nie powiodła się ze względu na znaczną konserwatywność otrzymanego oszacowania. Dokładniejszy przegląd literatury w tym zakresie przekraczałby ramy niniejszej pracy. Taki przegląd znajduje się m.in. w pracach Grossmayer'a [83,84] i w pracy [15].

Dla procesów niestacjonarnych przyjmujących wartość zero z prawdopodobieństwem 1 w chwili $t = 0$ i zanikających do zera po pewnym czasie, prawdopodobieństwo pierwszego przewyższenia poziomu można wyrazić następującym wzorem:

$$U(\lambda) = 1 - \exp\left[-\int_0^{\infty} \nu(t, \lambda) dt\right], \quad (4.12)$$

gdzie:

$$\nu(t, \lambda) = 2\nu_+(t, \lambda) \frac{1 - \exp[-\nu_c(t, \lambda)/2\nu_+(t, \lambda)]}{1 - \nu_+(t, \lambda)/\nu_+(t, 0)}, \quad (4.13)$$

a $\nu_+(t, \lambda)$ oraz $\nu_c(t, \lambda)$ są odpowiednio przeciętną liczbą przekroczeń poziomu λ przez proces i jego obwiednię. Wielkości te można wyznaczyć przy pomocy wzoru:

$$\nu_+(t, \lambda) = \int_{-\infty}^{\infty} \dot{y} p_{y\dot{y}}(y = \lambda, \dot{y}; t) d\dot{y}, \quad (4.14)$$

którego koncepcja pochodzi od Rice'a [85]. Wyprowadzenie tego wzoru można znaleźć m.in. w pracach [60,61]. We wzorze (4.14) $p_{y\dot{y}}$ jest zmienną w czasie, łączną gęstością prawdopodobieństwa procesu $y(t)$ i jego prędkości $\dot{y}(t)$. Podstawiając do niego dwuwymiarową, gaussowską gęstość prawdopodobieństwa otrzymamy:

$$\nu_+(t, \lambda) = \frac{\sigma_{\dot{y}}}{2\pi\sigma_y} \sqrt{1 - \rho_{y\dot{y}}^2} \exp\left(-\frac{\lambda^2}{2\sigma_y^2}\right) \left\{ e^{-v^2} + \sqrt{\pi} v [1 + \operatorname{erf}(v)] \right\}, \quad (4.15)$$

gdzie:

$$\rho_{y\dot{y}} = \rho_{y\dot{y}}(t) = \frac{\langle y(t)\dot{y}(t) \rangle}{\sigma_y(t)\sigma_{\dot{y}}(t)},$$

$$v = \frac{\rho_{y\dot{y}}\lambda}{\sigma_y\sqrt{2(1-\rho_{y\dot{y}}^2)}}.$$

W analogiczny sposób można określić przeciętną liczbę przekroczeń poziomu λ przez obwiednię $e(t)$ procesu $y(t)$:

$$\nu_e(t, \lambda) \cong \frac{\lambda\sqrt{\Delta}}{\sqrt{2\pi}\sigma_y^2} \exp\left(-\frac{\lambda^2}{2\sigma_y^2}\right), \quad (4.16)$$

gdzie:

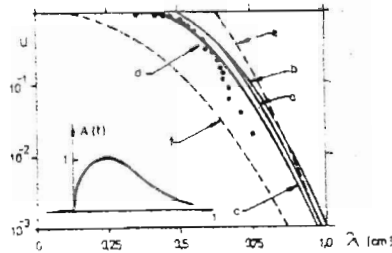
$$\Delta = \gamma_2 - \frac{\gamma_1^2}{\sigma_y^2},$$

$$\gamma_j = 2 \int_{-\infty}^{\infty} |M(t, \omega)|^2 S_{\ddot{x}}(\omega) (\omega + \delta)^j d\omega,$$

$$\delta = \arctan \frac{\text{Im}M(t, \omega)}{\text{Re}M(t, \omega)},$$

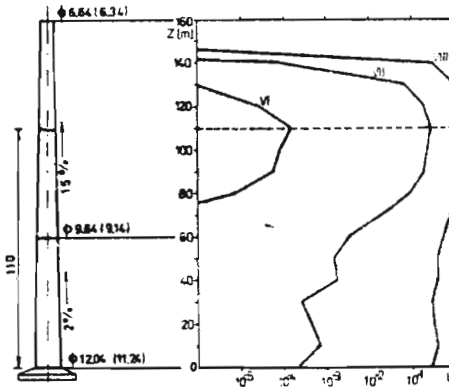
a $M(t, \omega)$ dane jest wzorem (4.11).

Szczególnie istotnym problemem w analizie przewyższeń jest zagadnienie stochastycznej korelacji następujących po sobie przekroczeń poziomu λ . Przy założeniu ich stochastycznej niezależności należałoby przyjąć we wzorze (4.12) $\nu(t, \lambda) = 2\nu_+(t, \lambda)$. Oznaczałoby to, że przekroczenia tworzą, znany z teorii masowej obsługi, proces Poissona. Jednak, jak wykazali Cramer [86] i Davenport [76], teza ta jest jedynie asymptotycznie prawdziwa przy λ dążącym do nieskończoności. Dla niedużych λ i procesów o wąskim widmie, co ma miejsce w przypadku drgań słabo-tłumionych oscylatorów, przekroczenia mają tendencję do grupowania się (clumping effect). Wówczas celowym jest analizowanie w miejsce procesu $y(t)$ jego wolno zmiennej obwiedni $e(t)$. Z kolei jednak przyjęcie założenia o niezależności przekroczeń poziomu przez obwiednię ($\nu(t, \lambda) = \nu_e(t, \lambda)$ we wzorze (4.12)) prowadzi do błędów spowodowanych faktem, że nie każde przekroczenie poziomu λ przez obwiednię pociąga za sobą przekroczenie tego poziomu przez proces. Wzór (4.13) przedstawia przeciętną liczbę "kwalifikowanych" przekroczeń poziomu przez proces, z uwzględnieniem efektu ich grupowania się [80,78] i z jednej strony dla małych λ jest potwierdzony badaniami przy zastosowaniu metod symulacyjnych, z drugiej, dla dużych λ dąży do rozwiązania Poissona. Ilustracją przedstawionych rozważań jest rys.8. przedstawiający różne oszacowania prawdopodobieństwa pierwszego przewyższenia, obliczone dla układu o jednym stopniu swobody poddanego wymuszeniu niestacjonarnym procesem stochastycznym (4.2).



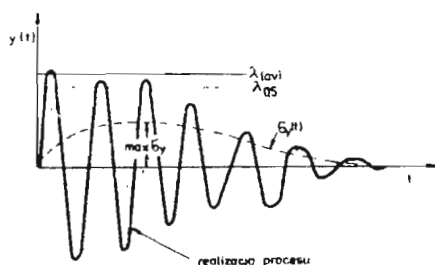
Rys. 8. Zależność prawdopodobieństwa pierwszego przewyższenia U od poziomu przekroczeń λ , wzór (4.12), [78,87,88]: a - przy założeniu niezależności przekroczeń procesu $\nu(t, \lambda) = 2\nu_+(t, \lambda)$, wzór (4.15); b - przy założeniu niezależności przekroczeń obwodni procesu $\nu(t, \lambda) = \nu_e(t, \lambda)$, wzór (4.16); c - z uwzględnieniem efektu grupowania się przekroczeń, wzór (4.13); d - wyniki symulacji komputerowej; e - oszacowanie z góry; f - oszacowanie z dołu

Ponieważ odpowiedź budowli zależy od miejsca, w którym jest określana, więc prawdopodobieństwo awarii lub niezawodność $R = 1 - U$ powinno być obliczone dla tego punktu, dla którego otrzymamy najniekorzystniejszy rezultat. Ilustracją tego problemu jest rys.9, zaczerpnięty z pracy [18], przedstawiający prawdopodobieństwo pierwszego przewyższenia nośności przekrojów komina żelbetowego w zależności od wysokości. Można zauważyć, że największe prawdopodobieństwo uszkodzenia występuje w ok. 2/3 wysokości komina. Rezultat ten potwierdzają obserwacje uszkodzeń wysokich kominów przemysłowych podczas trzęsień ziemi.



Rys. 9. Prawdopodobieństwo pierwszego przewyższenia nośności trzonu żelbetowego komina przemysłowego o wysokości 160 m w zależności od wysokości przekroju (wymiary w metrach, w nawiasach średnice wewnętrzne trzonu)

Stochastyczną analizę odpowiedzi sejsmicznej budowli można także przeprowadzić inaczej, poszukując poziomu odpowiadającego ustaleniemu prawdopodobieństwu przekroczenia. W ten sposób oszacować można wartości szczytowe odpo-



Rys. 10. Średniokwadratowe i szczytowe wartości procesu stochastycznego

wiedzi budowli, np. medialną wartość szczytową – $\lambda_{0.5}$ lub przeciętną wartość szczytową – $\lambda_{(av)}$. Pierwszą otrzymamy rozwiązując równanie (4.12) ze względu na λ dla $U = 0.5$, drugą zakładając, że poziom λ może być przekroczony przeciętnie jeden raz w czasie trwania odpowiedzi. Wielkości te są przedstawione poglądowo na rys.10, na tle pewnej realizacji odpowiedzi. Stosunek wartości szczytowej do maksymalnej wartości średniokwadratowej nazywamy współczynnikiem wartości szczytowej. Współczynnik ten rośnie ze wzrostem liczby maksimów procesu i dla sejsmicznej odpowiedzi budowli waha się w granicach od 2 do 3.

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono syntetyczne ujęcie deterministycznych i probabilistycznych metod analizy odpowiedzi budowli na wpływ sejsmiczne.

Wadą metod deterministycznych jest arbitralność decyzji przyjęcia projektowego trzęsienia ziemi, co biorąc pod uwagę losowy charakter trzęsień ziemi, jest dużym przybliżeniem. Ponadto nie można oszacować wielkości tego przybliżenia.

Tych wad jest pozbawione podejście probabilistyczne, które, zdaniem autorów, może być obecnie zastosowane w praktycznych obliczeniach projektowych. Natomiast wadą podejścia probabilistycznego jest stosunkowo duży nakład pracy obliczeniowej. Dlatego stosowanie tego podejścia można zalecić głównie do budowli ważnych, o szczególnych konsekwencjach awarii.

Zagadnienie stochastycznej analizy odpowiedzi budowli na wpływy sejsmiczne rozwiązuje się w trzech etapach.

1. Określenie lokalnego ryzyka sejsmicznego uwzględniającego sejsmiczność regionu i jego budowę geologiczną.

2. Przyjęcie procesu stochastycznego będącego modelem ruchu podłoża podczas trzęsień ziemi.

3. Obliczenie charakterystyk probabilistycznych odpowiedzi budowli oraz warunkowej niezawodności budowli dla wstrząsów o określonej intensywności.

Efektom etapu trzeciego są prawdopodobieństwa warunkowe, pod warunkiem wystąpienia wstrząsów o określonej intensywności. Prawdopodobieństwa tych warunków są z kolei rezultatem etapu pierwszego. Wobec tego pojawia się pytanie o bezwarunkową niezawodność budowli. Analiza tak postawionego zagadnienia jest jednak utrudniona. Pierwszą przyczyną jest tu fakt niezbyt jasnej interpretacji prawdopodobieństwa zniszczenia lub przetrwania budowli (Whitman, Cornell [90]), a drugą, fakt operowania w analizie niezawodności małymi lub dużymi prawdopodobieństwami, które są bardzo wrażliwe na niewielkie nawet zmiany parametrów konstrukcji lub obciążenia [15,18,19].

Znacznie bardziej obiecujące w zastosowaniach projektowych wydają się być rezultaty zagadnienia pierwszego przewyższenia w postaci wartości szczytowych reakcji konstrukcji. W tym celu należy obliczyć maksymalną intensywność trzęsienia ziemi w skali MM, której wystąpienie w miejscu posadowienia budowli jest oczekiwane jeden raz w okresie eksploatacji budowli (rys.3). Następnie dla tej intensywności należy ustalić intensywność spektralną S_0 , a później średniokwadratowe i szczytowe wartości przemieszczeń i sił wewnętrznych budowli. Dodatkową zaletą takiego podejścia jest fakt, że wartości szczytowe odpowiedzi wykazują znacznie mniejszą wrażliwość na zmiany parametrów obciążenia i konstrukcji niż niezawodność i prawdopodobieństwo pierwszego przewyższenia. Podobny algorytm łączący statyczne i dynamiczne obciążenie wiatrem w ujęciu probabilistycznym znalazł już zastosowanie w obliczeniach smukłych budowli wieżowych, (np. Chmielewski [91,92]).

Inżynieria sejsmiczna jest dziedziną przeżywającą obecnie intensywny rozwój i przemiany. Dotyczy to także zastosowań metod stochastycznych do analizy drgań budowli. Mimo to wiele problemów nie jest jeszcze rozwiązanych w dostatecznym stopniu. Dotyczy to np. drgań losowych w zakresie nieliniowym i plastycznym, kryteriów niezawodności konstrukcji (zmęczenie niskocyklowe), stochastycznego modelu wieloskładnikowego wymuszenia sejsmicznego, problemu korelacji przestrzennej ruchu podłoża i wielu innych zagadnień.

Przy tak intensywnie prowadzonych na świecie badaniach powstaje pytanie, które z tych badań należałoby ewentualnie rozwijać w Polsce. Zdaniem autorów, należą do nich prowadzone już w kilku ośrodkach badania wpływów parasejsmicznych, a w szczególności wstrząsów górniczych. Celowym wydaje się włączenie metod stochastycznych nie tylko do wyznaczania projektowego spektrum odpowiedzi, ale również do określania gęstości widmowej i innych parametrów procesu stochastycznego reprezentującego ruch podłoża budowli pod wpływem wstrząsów górniczych. Takie próby były już zresztą czynione (Lipski [93]). Umożliwiłoby to, szczególnie dla ważniejszych budowli, kompleksową, stochastyczną analizę ich odpowiedzi, a także analizę czułości rozwiązań na zmiany różnych parametrów tak

obciążenia jak i stałych materiałowych.

Drugim zagadnieniem, na które należy zwrócić uwagę, są problemy projektowania i wykonawstwa budowli w krajach aktywnych sejsmicznie. W niektórych wypadkach pożądana może być nie tylko praktyczna umiejętność stosowania odpowiednich, zagranicznych norm projektowych i konstruowania zabezpieczeń antysejsmicznych budowli, ale także zastosowanie bardziej zaawansowanych metod, szczególnie wobec rozwoju na świecie coraz bardziej nowoczesnych metod obliczania budowli na wpływy sejsmiczne (por. [5]).

Literatura

1. LEDWOŃ J., *Budownictwo na terenach górniczych*, Arkady, Warszawa 1983
2. LEWICKI B., *Oddziaływanie sejsmiczne na budynki wznoszone w Polsce na terenach działalności górniczej*, Przegląd Budowlany 8, 1983, 308-321
3. CHOLEWICKI A., ZAWADZKI A., *Oddziaływanie wstrząsów pochodzenia górniczego na budynki*, Budownictwo Ogólne, 9-10, 1986, 3-28
4. CIESIELSKI R. I INNI, *Materiały Sympozjów nt. Wpływy sejsmiczne na budowle*, Politechnika Krakowska, 1978, 1983, 1985, 1988
5. *Proceedings of 8th World Conf. on Earthquake Eng.*, San Francisco, 1984, I-VII
6. HUDSON D.E., *Strong motion accelerograph systems*, Proc. of 8th World. Conf. on Earthquake Eng., II, 39-45
7. LIU S.C., DOUGHERTY M.R., NEGHBAT F., *Optimal seismic design of building and equipment*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 102, EM3, 1976, 359-414
8. ISO 2394/1986 *General principles on reliability for structures*
9. ISO/DIS 3010 *Seismic actions on structures* (Draft ISO standard)
10. FRIEDRICH H., LANGE C., KAISER W., *Zur Zurverlassigkeitstragender Konstruktion bei seismischer Erregung*, ZAMM, Z. Angew. Math. und Mech. 64, 1984, 10, M 450-451
11. CHMIELEWSKI T., *Metody probabilistyczne w dynamice konstrukcji*, Z.N. WSI w Opolu, seria: Studia i Monografie z. 1, Opole 1982
12. CHMIELEWSKI T., *Reliability analysis of discrete dynamic systems under non-stationary random excitations*, Proc. of the First IFIP WG 7.5 Working Conference: Reliability and Optimization of Structural Systems, Aalborg, Denmark, May 6-8, 1987, Springer-Verlag, Heidelberg 1987, 45-65
13. CHMIELEWSKI T., ZEMBATY Z., *Dynamika układów dyskretnych poddanych niestacjonarnym obciążeniom losowym*, Arch. Inż. Łądowej, XXX, z.1, 1984, 23-35
14. CHMIELEWSKI T., ZEMBATY Z., *Pewne problemy działania wybuchów przemysłowych na konstrukcje budowlane*, Z.N. WSI w Opolu, Budownictwo, 16, 1983, 21-29
15. ZEMBATY Z., *Drgania losowe i niezawodność wysokich budowli pod obciążeniem sejsmicznym*, praca doktorska, WSI w Opolu, 1986

16. ZEMBATY Z., *Nonstationary random vibration analysis of the seismic response of chimneys*, Proceedings of 5th International Chimney Congress, Essen, 3-5 Oct. 1984, 103-106
17. ZEMBATY Z., *Zastosowanie techniki szybkich transformacji Fouriera w zagadnieniach niezawodności układów dynamicznych pod obciążeniem niestacjonarnym*, Materiały II Konferencji nt. Problemy Losowe w Mechanice Konstrukcji, Gdańsk 15-16 XI 1985, 231-237
18. ZEMBATY Z., *On the reliability of tower-shaped structures under seismic excitations*, Int. J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15, no.6, August, 1987, 761-775
19. ZEMBATY Z., *A note on the strong motion duration and stochastic response spectra*, Int. J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16, no.8, November 1988, 1189-1200
20. ESTEVA L., ROSENBLUETH E., *Spectra of earthquakes at moderate and large distances*, Soc. Mex. de Ing. Seismica, Mexico, 1964, 1-18
21. GUTENBERG B., RICHTER C., *Seismicity of earth*, Princeton, 1954
22. CORNELL C.A., *Engineering seismic risk analysis*, Bull. Seism. Soc. Am., 58, no.5, October 1968, 1583-1606
23. *Uniform Building Code*, 1976 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California
24. SNiP 7-81, *Stroitelstvo v sejsmiczeskich rajonach*, Moskva, Strojizdat 1982
25. *National Building Code of Canada*, 1980, National Research Council of Canada, Ottawa
26. DIN 4149, Teil 1, *Bauten in deutschen Erdbebengebieten*, Lastaufnahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, 1981
27. CIESIELSKI R., *Kierunki prac normalizacyjnych w inżynierii antysejsmicznej*, Materiały Sympozjum: Wpływy sejsmiczne na budowie, Kraków 1983, 87-92
28. OMORI P., *Publications of the Earthquake Investigations*, Committee in Foreign Languages, 4, 1960
29. KORCZYŃSKI I.L., *Rascziot sooruzenij na sejsmiczeskije vozdejstviya*, Naucznoe Soobszczenie, CNIPS, v.14, Gosstrojizdat 1954
30. KAWECKI J., MARKUCKI J., *Metody dynamiczne obliczania budowli na wpływy sejsmiczne*, Inżynieria i Budownictwo, nr 1, 1983, 4-7
31. KARNIK V., *Are earthquakes disasters increasing?*, Undro News, March/April 1986, 5-7
32. CLOUGH R., PENZIEN J., *Dynamics of structures*, Mc Graw-Hill, 1975
33. SHINOZUKA M., *Application of digital simulation of Gaussian random processes*, in: Random Excitation of Structures by Earthquakes and Atmospheric Turbulence, (Ed. H. Parkus), CISM, Springer-Verlag, Wien, 1976, 201-237
34. CASCIATI F., FARAVELLI L., *A simplified reliability approach in stochastic nonlinear dynamics*, Proc. of the IUTAM Symposium on Random Vibrations and Reliability, Frankfurt/Oder (GDR), 1982, (Ed. K. Henning), Akademie-Verlag, Berlin, 33-43
35. KAWECKI J., MASŁOWSKI R., *Obliczanie budowli na wpływy sejsmiczne z uwzględnieniem spektrum odpowiedzi*, Inżynieria i Budownictwo, nr 4, 1981, 147-151

36. VILLAVERDE R., *On Rosenblueth's rule to combine the modes of systems with closely spaced natural frequencies*, Bull. Seism. Soc. Am., 74, February 1985
37. BATHE K., WILSON E., *Numerical methods in finite element analysis*, Prentice-Hall, New Jersey, 1976
38. LANGER J., *Dynamika ustrojów prętowych*, w: *Mechanika Budowli z Elementami Ujęcia Komputerowego*, (red.G.Rakowski), Arkady, Warszawa 1984
39. ABRAMEK W., MATEJA O., *Analiza zachowania się kominów przemysłowych poddanych trzesieniu ziemi*, Arch. Inż. Łądowej, XXIX, z.1-2, 1983
40. HOUSNER G.W., *Charasteristic of strong motion earthquakes*, BULL. SEISM. SOC. AM., NO.1, 1947
41. HOUSNER G.W., *Properties of strong ground motion earthquakes*, BULL. SEISM. SOC. AM., 45, NO.3, 1955, 197-218
42. ROSENBLUETH E., BUSTAMANTE J., *Distribution of structural response to earthquakes*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 88, 1962, 75-106
43. BYCROFT G.N., *White noise representation of earthquakes*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 86, 1960, 1-16
44. THOMSON W.T., *Spectral aspect of earthquakes*, Bull. Seism. Soc. Am., 49, 1959, 91-98
45. KANAI K., *Semi-empirical formula for the seismic characteristic of the ground*, Bull. of Earthquake Res. Inst. Tokyo, 35, 1957
46. TAJIMI H., *A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake*, Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Eng., Tokyo, 1960, 781-789
47. ROMANOV I.I., *O vozmožnosti predstavlenija sejsmiczeskogo vozdejstvija v vide stacionarnogo slučajnogo processa*, Stroitel'naja Mech. i Rasczet Sooruzenij, 5, 1973
48. BOLOTIN V.V., *Primenenie statističeskich metodov dla ocenki procznosti konstrukciji pri sejsmiczeskich vozdejstvijach*, Inženernyj Sbornik, t.27, Izd. AN SSSR, 1959
49. BOLOTIN V.V., *Statisticzeskaja teorija sejsmostojkosti soopuzenij*, Izvestja AN SSSR, OTN, Mechanika i Maszinstrojenie 4, 1959
50. BARSZTEJN M.F., *Primenenie verojatnych metodov k rasczetu sooruzenij na sejsmiczeskie vozdejstvija*, Stroitel'naja Mechanika i Rasczet Sooruzenij, 2, 1960
51. AMIN M., ANG A.H.S., *Nontationary stochastic model of earthquake motions*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 74, EM2, 1968
52. TRIFUNAC M.D., BRADY A.G., *A study of the duration of strong earthquake ground motion*, Bull. Seism. Soc. Am., 65, 1975, 581-626
53. ARIAS A., *A measure of earthquake intensity*, in: *Seismic design of nuclear power plants*, Ed. R.Hansen, MIT Press, Cambridge 1969
54. VANMARCKE E.H., LAI S.P., *Strong motion duration and rms amplitude of earthquake records*, Bull. Seism. Soc. Am., 70, 1980, 1293-1307
55. MCCANN M.W. JR, SHAH H.C., *Determining strong motion duration of earthquakes*, Bull. Seism. Soc. Am., 69, 1979, 1253-1265
56. DOBRY R., IDRIS I.M., NG E., *Duration characteristics of horizontal components of strong motion earthquake records*, Bull. Seism. Soc. Am., 68, 1978, 1487-1520

57. KAMEDA H., KOHNO K., *Effect of ground motion duration on seismic design load for civil engineering structures*, Mem. of the Faculty of Eng., Kyoto University, XLV, part.2, April 1983, 140-184
58. JHY-PYNG-TANG, YAO J.T.P., *Expected fatigue damage of seismic structures*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 99, EM3, 1972
59. BOLOTIN W.W., *Metody statystyczne w mechanice budowli*, Arkady, Warszawa 1968
60. LIN Y.K., *Probabilistic theory of structural dynamics*, Mc Graw-Hill, New York 1967, Robert E. Krieger 1976
61. NEWLAND D.E., *An introduction to random vibrations and spectral analysis*, Longman, London 1975
62. CRANDAL S.H., MARK W.D., *Random vibrations in mechanical systems*, Academic Press, New York 1963
63. BENDAT J.S., PIERSOL A.G., *Metody analizy i pomiaru sygnałów losowych*, PWN, Warszawa 1976
64. SOBCZYK K., *Metody dynamiki statystycznej*, PWN, Warszawa 1973
65. CAUGHEY T.K., STUMPF H.I., *Transient response of a dynamic system under random excitation*, J. of Applied Mechanics, ASME, 28, no.4, 1961, 563-566
66. MASRI S.F., *Response of a multi-degree-of-freedom system to nonstationary random excitation*, J. of Applied Mechanics, ASME, 45, 1978, 649-655
67. MARK W.D., *Spectral analysis of the convolution and filtering of nonstationary stochastic processes*, J. of Sound and Vibration, 11, 1970, 19-63
68. HOLMAN R.E., HART G.C., *Nonstationary response of structural systems*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 100, EM2, 1974, 415-431
69. SAKATA M., KIMURA K., *The use of moment equations for calculating the mean square response of a linear system to nonstationary random excitation*, J. of Sound and Vibration, 67, 1979, 382-393
70. GASPARINI D.A., *Response of MDOF systems to nonstationary random excitation*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 195 EM1, 1979, 13-27
71. IWANKIEWICZ R., *Drgania belki przy niestacjonarym stochastycznym wymuszeniu impulsowym*, XXVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1981, t.1, 137-143
72. GLADYSZ M., ŚNIADY P., *Losowe drgania układu dyskretnego wywołane serią sił tworzących proces Poissona*, Arch. Inż. Łądowej, XXX, z.1, 1984, 37-51
73. PRIESTLEY M.B., *Power spectral analysis of nonstationary random processes*, J. of Sound and Vibration, 6, no.1, 1967, 86-97
74. HAMMOND J.K., *On the response of single and multi degree of freedom systems to nonstationary random excitations*, J. of Sound and Vibration, 7, no.3, 1968, 393-416
75. LEE J., *A new formulation of the linear dynamic response to random excitations*, J. of Sound and Vibration, 35, 1974, 47-53
76. DAVENPORT A.G., *Note on the distribution of the largest value of random function with application to gust loading*, Proc. of the Institution of Civ.Eng., 28, 1964, 187-196
77. SHINOZUKA M., YANG J.-N., *Peak structural response to nonstationary random excitation*, J. of Sound and Vibration, 16, 1971, 501-517

78. YANG J.-N., *Nonstationary envelope process and first excursion probability*, J. of Struct.Mech., 1, 1972, 231-248
79. YANG J.-N., *First excursion probability in nonstationary random vibration*, J. of Sound and Vibration, 27, 1973, 165-182
80. VANMARCKE E.H., *On the distribution of the first passage time for normal stationary random process*, J. of Applied Mech., ASME, 42, 1975, 215-220
81. ROBERTS J.B., *Probability of first passage failure for nonstationary random vibration*, J. of Applied Mech., ASME, 42, 1975, 716
82. WHITTLE P., *Continuous generalizations of Chebyshev's inequality*, Theory Probability Appl., 3, 1958, 386-394
83. GROSSMAYER R., *Aseismic reliability and first passage failure*, in: *Random excitation of structures by earthquakes and atmospheric turbulence*, Ed. H.Parkus, 1977, 110-200
84. GROSSMAYER R., *On the application of various crossing statistics in the aseismic reliability problem*, IUTAM Symposium on Stochastic Problems in Dynacs, Ed. B.L.Clarkson, 1977, 283-307
85. RICE S.O., *Mathematical analysis of random noise*, Bell System Technical Journal, 23, 1944, 282-332; 24, 1945, 46-156
86. CRAMER H., *On the intersections between the trajectories of a normal stationary stochastic process and a high level*, Ark. Mat., 6, 1966
87. SHINOZUKA M., SATO Y., *Simulation of nonstationary random processes*, J. Eng. Mech. Div., ASCE, 93, 1967, 11-40
88. SHINOZUKA M., YANG J.-N., *On the bound of first-excursion probability*, J. Eng. Mech. Div. ASCE, 95, 1969, 363-377
89. Armen Der Kiureghian, *A response spectrum for random vibration analysis of MDF systems*, Int. J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9, 1981, 415-435
90. WHITMAN R.V., CORNELL C.A., *Design*, in: *Seismic risk and engineering decision*, Ed.C.Lomnitz, E.Rosenblueth, Elsevier, Amsterdam 1976, 339-380
91. CHMIELEWSKI T., *Z zagadnień dynamiki budowli wieżowych przy losowym obciążeniu wiatrem*, ZN WSI w Opolu, nr.36, 1977, 3-99
92. CHMIELEWSKI T., *Analiza probabilistyczna drgań kominów przy losowym obciążeniu wiatrem*, Arch. Inż. Łąd., XXI, z.3, 1975, 413-423
93. LIPSKI Z., *Generacja wymuszenia kinematycznego dla budowli narażonych na działanie wstrząsów górniczych*, praca doktorska, Politechnika Gliwicka, 1982

Summary

A synthetic treatment of the analysis of seismic risk and stochastic response of structures is presented. A concise review of the state of the art in this field is outlined. Paper describes the Cornell's model of seismic risk analysis. After presentation of classical deterministic methods of seismic response of structures a review of basic stochastic models of strong ground motion is presented. The methods of analysis of mean square response and the assessment of structural reliability is given in the details. Some practical conclusions concerning the appropriate choice of seismic action and measures of structural response are drawn.

Praca wpłynęła do Redakcji dnia 29 września 1989 roku