

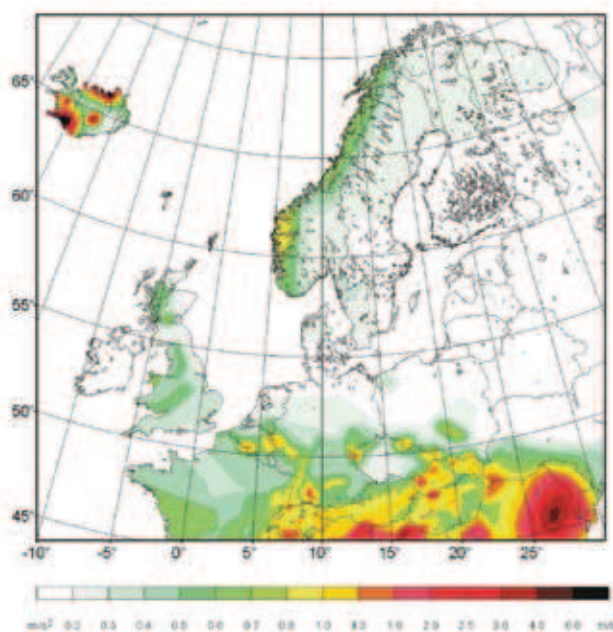
# Wykorzystanie analizy time-history podczas projektowania konstrukcji w rejonach aktywnych sejsmicznie

Mgr inż. Michał Bąk, Politechnika Poznańska

## 1. Wprowadzenie

Jednym ze skutków coraz szerszej globalizacji, z perspektywy zagadnień inżynierskich, jest możliwość brania udziału w procesach inwestycyjnych bez ograniczeń terytorialnych. Coraz częstszą praktyką jest nie tylko budowanie międzynarodowych biur projektowych, skupionych na największych przedsięwzięciach, ale również zainteresowanie mniejszych jednostek inwestycjami poza granicami kraju. Występuje wówczas konieczność zarówno znajomości lokalnych norm i standardów projektowania oraz warunków pracy obiektu. Dla znacznej części obszarów konieczne jest uwzględnienie oddziaływań wyjątkowych, jakimi są ruchy podłoża, szczególnie w rejonach aktywnych sejsmicznie (rys. 1). Przy projektowaniu konstrukcji według normy [3] podstawową techniką, wykorzystywaną szczególnie w rejonach o niskiej i bardzo niskiej sejsmiczności, jest metoda zastępczej poziomej siły sejsmicznej (metoda równoważnej analizy statycznej) [4]. Jest ona silnie związana z dominującą podstawową postacią drgań własnych i w przypadkach, kiedy kolejne postacie zwiększają swój udział w odpowiedzi układu, norma sugeruje wykorzystanie metody spektrum odpowiedzi układów o wielu stopniach swobody [3, 4]. Niniejszy artykuł opisuje dostępne metody analizy konstrukcji poddanych obciążeniom sejsmicznym, zwracając uwagę na przypadki, w których niemożliwe jest zastosowanie wyżej wymienionych metod oraz występuje konieczność wykorzystania analiz w dziedzinie czasu (analiz *time-history*).

Podczas projektowania obiektów w rejonach aktywnych sejsmicznie duże znaczenie ma nie tylko spełnienie warunków nośności konstrukcji, ale również zapewnienie ciągłości użytkowania, co skłania do stosowania filozofii projektowania opartej na odpowiedzi konstrukcji (*PBSD performance based design*). Wiąże się to z wykorzystaniem analizy *time-history*, którą aktualna normalizacja zaleca w przypadkach charakteryzujących się wysoką ciągłością, nieregularnością geometryczną, udziałem wyższych harmonicznych w odpowiedzi dynamicznej. Wskazana jest ona również dla obiektów o strategicznym znaczeniu dla funkcjonowania społeczeństwa



Rys. 1. Mapa ryzyka sejsmicznego dla obszaru centralnej i północnej Europy [2]

po trzęsieniach (szpitale, stacje jednostek ratunkowych i porządkowych) oraz obiekty wyposażone w systemy izolacji oraz tłumienia drgań. Najczęstszą przyczyną użycia bardziej zaawansowanych metod projektowania, nawet dla teoretycznie prostych konstrukcji są jednak wymogi w kwestii regularności obiektu. Dotyczą one zarówno równomiernego rozmieszczenia elementów konstrukcyjnych w rzucie obiektu oraz na elewacji. Ze względu na nowoczesny charakter budynków kryteria te często nie zostają spełnione, wprowadzając konieczność rezygnacji z prostszych typów analizy.

## 2. Określenie ryzyka sejsmicznego

W trakcie projektowania konstrukcji, z inżynierskiego punktu widzenia, niezbędne jest ustalenie racjonalnego obciążenia ruchami podłoża, zgodnie z którym ma zostać zaprojektowany obiekt. Jednym z pierwszych kroków jest wybór pomiędzy deterministycznym oraz probabilistycznym określeniem ryzyka sejsmicznego. Tocząca

się w źródłach literaturowych dyskusja od lat 60. skierowała się ku metodom probabilistycznym, na których oparty jest m.in. Eurokod, jednak należy mieć świadomość, jakie konsekwencje niesie taki wybór oraz jakie są alternatywne rozwiązania.

Podstawowym zadaniem metody deterministycznej jest sformułowanie scenariusza trzęsienia ziemi, które może wystąpić na danym obszarze [5]. Wybór dotyczy rodzaju mechanizmu powodującego trzęsienie oraz cech charakterystycznych (magnituda, odległość w jakiej spodziewane jest epicentrum, głębokość, na jakiej występuje hipocentrum). Przemieszczenia, jakich doznaje podłoże w miejscu, które podlega zainteresowaniu, oblicza się na podstawie funkcji osłabienia. Przykładowymi funkcjami, które zostały użyte w oprogramowaniu OpenSHA [6] (platforma służąca do definicji ryzyka przekroczenia poziomów ryzyka sejsmicznego), są np. prace Sommerville'a i innych [7], Boorea i Atkinsona [8], Abrahamsona i Silvy [9] oraz Campbella i Bozorgnii [10]. Podstawowym parametrem charakteryzującym warunki geologiczne panujące na ograniczonym obszarze, w kontekście funkcji osłabienia, jest średnia prędkość rozchodzenia się fali ścinającej (poprzecznej) na głębokości 0–30 m ( $v_{s30}$ ). Ze względu na bardzo złożony problem przyjmowania parametrów potencjalnych trzęsień ziemi oraz warunków geologicznych możliwa jest konieczność analizy kilku zdarzeń dotyczących jednej lokalizacji.

Podstawą podejścia probabilistycznego jest ustalenie parametrów wszystkich trzęsień ziemi, których wystąpienie jest możliwe. Do każdej kombinacji parametrów wyznaczony zostaje okres powrotu (częstotliwość wystąpienia) oraz charakterystyka funkcji osłabienia (parametry ruchu gruntu w lokalizacji, która podlega zainteresowaniu). Obciążenie przyjęte do projektowania jest wybierane na podstawie przyjętego czasu eksploatacji obiektu [5, 11].

Metody probabilistyczne zdecydowanie odróżnia wprowadzenie parametru związanego z czasem do równań ryzyka wystąpienia danego obciążenia. W przypadku metod deterministycznych wynikiem będzie obciążenie spowodowane przez określone trzęsienie ziemi, w określonym miejscu, o danej sile, skorygowane ze względu na odległość i parametry geologiczne. Metody probabilistyczne dostarczają obciążenie występujące w danej lokalizacji przy określonej częstotliwości wystąpienia. Powstanie metod hybrydowych, łączących oba sposoby, jest próbą wykorzystania zalet obu podejść oraz redukcji ich wad. Przykładem jest praca [12], w której autor sugeruje łączne rozpatrywanie map probabilistycznych i deterministycznych w celu uzyskania racjonalnego połączenia pomiędzy aspektami ekonomicznymi oraz związanymi z bezpieczeństwem konstrukcji. W artykule [5] Bommer wspomina normę UBC97, która zalecała użycie metody probabilistycznej (opartej o 475-letni okres powrotu), z wyjątkiem obszarów aktywnych sejsmicznie, w których występuje zagrożenie trzęsieniem ziemi o magnitudzie powyżej 6,5.

Wynikiem analizy zagrożenia sejsmicznego jest spektrum odpowiedzi, ustanowione dla ograniczonego obszaru oraz dla ustalonego okresu powrotu. Utworzone w ten sposób spektrum łączy okres drgań własnych konstrukcji z maksymalnym przyspieszeniem, prędkością lub przemieszczeniem, jakiej doznaje konstrukcja. Spektrum utworzone dla wszystkich trzęsień, których wystąpienie jest możliwe na danym obszarze, nazywane jest jednolitym spektrum zagrożeń (UHS *uniform hazard spectrum*) [11]. Wspomniane spektrum jest często podstawą do tworzenia normowych spektrum odpowiedzi, które mogą stanowić podstawę projektowania. Wady UHS (szczególnie dotyczące obwiedni, która nierealistycznie zawyża odpowiedź układu) dostrzeżone zostały przez Bakera i Cornella, którzy zaproponowali budowę warunkowego spektrum odpowiedzi (CMS *conditional mean spectrum*) [13, 14, 15].

### 3. Typy analizy konstrukcji

Podstawowym kryterium dzielącym metody analizy jest uwzględnienie przestrzennej pracy konstrukcji. Wybór zależy od stopnia złożoności konstrukcji (możliwość wydzielenia klarownego podziału obciążeń przypadającego na poszczególne układy poprzeczne). Ze względu na dynamiczny charakter wymuszeń konieczne jest zwrócenie uwagi również na rozkład masy. Kolejnymi kryteriami jest regularność oraz klasa konsekwencji zniszczenia obiektu (klasyfikacja ze względu na przeznaczenie obiektów) [3, 16, 17]. Dokonany wybór związany jest z przeprowadzeniem analizy w dwóch prostopadłych kierunkach (układy płaskie) lub odpowiednim powiązaniem obciążeń sejsmicznych dla dwóch kierunków podczas obliczeń układów przestrzennych.

Analizy sejsmiczne zaliczają się do najbardziej skomplikowanych przypadków inżynierskich, o czym świadczą mnogość dostępnych metod prowadzenia obliczeń. Wybór zależy od fazy projektu (wstępne obliczenia koncepcyjne, faza realizacji – dla rejonów o wysokiej aktywności sejsmicznej konieczne jest opracowywanie sposobu wznoszenia obiektu zakładającego wystąpienie zjawisk sejsmicznych w trakcie realizacji), jak i stopnia złożoności inwestycji. Poniżej przedstawiono najbardziej powszechne, dostępne metody projektowania, dostosowane zarówno do obliczeń konstrukcji płaskich i przestrzennych.

Obecna normalizacja wskazuje na wykorzystywanie projektowych spektrum odpowiedzi jako reprezentacji wymuszeń sejsmicznych działających na konstrukcję. Najpoważniejszym problemem wydaje się uwzględnienie nieliniowego zachowania konstrukcji [18], które ma wpływ nie tylko na okres drgań własnych, ale również na wartość współczynnika tłumienia krytycznego (podane w normie EC8 spektrum zbudowane jest przy założeniu 5% tłumienia krytycznego). Eurokod wskazuje na możliwość zastosowania współczynnika ciągłości dla uwzględnienia nieliniowego zachowania

konstrukcji, jednak jego wartość jest trudna do oszacowania, zwłaszcza we wstępnej fazie projektowania. Nadal trwa dyskusja pomiędzy użyciem nieliniowego spektrum odpowiedzi (zależnego m.in. od współczynnika ciągliwości) oraz równoważnego układu liniowego (linearyzacja układu polegająca na korekcie okresu drgań własnych oraz współczynnika tłumienia krytycznego), wykorzystującego liniowe spektrum odpowiedzi [18, 19]. Liniowe spektrum odpowiedzi powstaje na podstawie zapisu trzęsienia ziemi oraz współczynnika tłumienia krytycznego. Budowa wersji nieliniowej jest znacznie trudniejsza, ze względu na wprowadzenie czynnika mającego znaczący wpływ na jego kształt – współczynnika ciągliwości konstrukcji [20]. EC8 wprowadza co prawda prosty sposób na redukcję spektrum liniowego, w zależności od parametru ciągliwości [11], jednak jest to rozwiązanie uproszczone na potrzeby spektrum projektowego i w opinii autora jest ono niemożliwe do zastosowania na spektrach zbudowanych dla poszczególnych trzęsień.

Metodą wymienioną w EC8 skierowaną do najprostszych, regularnych obiektów, pracujących w stanie sprężystym jest metoda ekwiwalentnych sił statycznych. Paz oraz Leigh [21] definiują ją jako **metodę analizy, w której poziome siły, umieszczone na różnych poziomach konstrukcji, są rozpatrywane jako równoważne dla wymuszeń sejsmicznych w poziomie fundamentów**. Jednocześnie przytaczają za [22] rozkład sił proporcjonalny do masy poszczególnych pięter, z uwzględnieniem dodatkowej siły na najwyższym piętrze dla konstrukcji o podstawowym okresie drgań własnych powyżej 0,7 s. Norma [23, 24] zakłada podział proporcjonalny do masy piętra i wysokości (podniesionej do potęgi, w zależności od podstawowego okresu drgań własnych), bez uwzględnienia dodatkowej siły na najwyższym poziomie. Podobny rozkład sił proponuje EC8 [11, 3], ograniczając co prawda jego zastosowanie do konstrukcji, których odpowiedź determinuje podstawowa postać drgań własnych oraz spełniają kryteria regularności. Równoważne siły statyczne rozmieszczone są na wysokości budynku proporcjonalnie do iloczynu masy i postaci drgań własnych. Norma pozwala również na dalsze uproszczenie – założenie pierwszej postaci drgań jako linii prostej (odkształcenie konstrukcji jest proporcjonalne do wysokości) [11].

Dla konstrukcji bardziej złożonych, dla których nieracjonalnym byłoby uwzględnienie wyłącznie podstawowej postaci drgań własnych, możliwe jest posłużenie się analizą multimodalną z uwzględnieniem spektrum odpowiedzi [11]. Analiza modalna pozwala na uniezależnienie poszczególnych równań ruchu dla konstrukcji o wielu stopniach swobody [25], w przypadku kiedy macierz tłumienia jest modelowana jako macierz proporcjonalna. Pierwsza część obliczeń związana jest z wyznaczeniem częstości i postaci drgań własnych, które następnie wykorzystuje się do obliczenia masy i sztywności modalnej. Analiza modalna pozwala na dobór

współczynnika tłumienia krytycznego dla poszczególnych postaci drgań. Ze względu na rozprężenie układu równań wartości odczytane ze spektrum odpowiedzi, dla pojedynczych modalnych stopni swobody, należy pomnożyć przez odpowiedni współczynnik określony w [11]. Nie jest konieczne, aby liczba modalnych stopni swobody była równa liczbie stopni swobody układu dynamicznego. Do obliczeń można przyjąć tylko wybraną część częstości drgań własnych. W zależności od źródła literaturowego proponuje się przyjmować liczbę postaci, dla których suma mas modalnych przekracza 90% całkowitej masy modalnej, wszystkie postaci dla których wartość masy modalnej przekracza 5% całkowitej masy modalnej albo liczbę postaci obliczoną zgodnie z wzorem  $3\sqrt{n}$ , gdzie  $n$  oznacza liczbę pięter (przy spełnionym warunku uwzględnienia wszystkich postaci dla których okres drgań własnych jest większy niż 0,2 s) [11]. Ostatnim krokiem analizy multimodalnej powinno być oszacowanie całkowitej odpowiedzi na podstawie kombinacji rezultatów otrzymanych dzięki niezależnym równaniom modalnym. Dostępne sposoby to metoda pierwiastka z sumy kwadratów (SRSS *square root of the sum of the squares*) lub metoda pełnej kombinacji kwadratowej (CQC *complete quadratic combination*).

Jedną z bardziej dokładnych i zaawansowanych metod obliczeń jest analiza *time-history*, polegająca na bezpośrednim całkowaniu równań ruchu układów dyskretnych przy użyciu dostępnych metod numerycznych (np. metoda Newmarka, metoda różnic skończonych). W wersji obejmującej sprężyste zachowanie konstrukcji może jednak być wykorzystywana tylko w przypadku słabych trzęsień ziemi, niepowodujących uplastycznienia elementów (w przypadku silniejszych trzęsień, ograniczenie warunków pracy konstrukcji do stanu sprężystego jest nieuzasadnione ekonomicznie i ryzykowne). Użycie akcelerogramów pozwala na oszacowanie zachowania konstrukcji obciążonych wymuszeniami kinematycznymi, co jest podstawą projektowania opartego o odpowiedź konstrukcji (PBD). Liniowa analiza *time-history* może służyć do oszacowania odpowiedzi układów nieliniowych, w oparciu o metody równoważnych parametrów sprężystych. Linearyzacja układów nieliniowych cieszy się szerokim zainteresowaniem, głównie ze względu na iteracyjny proces projektowania, w którym niezbędne są szybkie i efektywne metody analizy. Początkowe prace oparte były na porównaniu energii dysypowanej w układach nieliniowych oraz ich liniowych odpowiedników [26]. Parametrami, które ulegały linearyzacji, były wówczas okres drgań własnych oraz współczynnik tłumienia krytycznego. Alternatywnym podejściem są badania statystyczne, prowadzące do zależności empirycznych [27, 28, 29, 30] lub analiza miejsc uplastycznienia, prowadząca do korekty sztywności konstrukcji (np. metoda sztywności sieciowej). Metoda linearyzacji obejmuje przypadki przestrzennych układów o wielu stopniach swobody [31, 32] oraz

uwzględniające obecność elementów tłumiących [33], co sprawia, że jest powszechnie stosowana szczególnie we wstępnych fazach projektowania.

Często zalecaną grupą metod podczas projektowania sejsmicznego są metody związane z nieliniową analizą statyczną (*pushover*). Pomimo iż początkowe prace skupiały się na obiektach o prostej, regularnej budowie [34], metoda zyskiwała na popularności dzięki kolejnym publikacjom, rozszerzającym zakres jej stosowania poprzez m.in. włączenie analizy modalnej do obliczeń [35], rezygnację z regularnej budowy obiektu [36, 37, 38] oraz analizę 3D konstrukcji [39, 40]. Pochodną metody *pushover* jest zaimplementowana w EC8 metoda N2, która łączy ją z metodą równoważnego układu o jednym stopniu swobody przy wykorzystaniu sprężystego spektrum odpowiedzi [41].

Najdokładniejszą obecnie metodą, stanowiącą często punkt odniesienia w badaniach, jest nieliniowa analiza *time-history* (NRHA *nonlinear response history analysis*), bazująca na metodzie elementów skończonych. Metoda ta pozwala na uwzględnienie nieliniowości zachowania konstrukcji (efekty  $P-\delta$  oraz  $P-\Delta$ ), jak i materiału (uplastycznienie). Biorąc pod uwagę uwzględnienie rzeczywistych akcelerogramów, możliwe jest określenie relatywnie dokładnego zachowania się konstrukcji pod obciążeniem sejsmicznym. Problemem jest jednak numeryczna efektywność oprogramowania oraz złożoność rozwiązania (w szczególności konstrukcji o znacznym stopniu skomplikowania). Sam proces modelowania konstrukcji podczas analizy NRHA jest zbliżony do pozostałych typów analiz. Znacząco różnią się jednak obciążenia w trakcie obliczeń. Należy odpowiednio wybrać lub zbudować model wymuszeń kinematycznych (w postaci funkcji przemieszczeń, prędkości lub przyspieszeń w dziedzinie czasu), w zależności od analizowanego miejsca inwestycji, oraz głównych cech konstrukcji. Główne zalecenia dotyczące metod wyboru obciążeń zostaną omówione w dwóch następujących częściach artykułu.

#### 4. Wykorzystanie akcelerogramów sztucznych

Podczas pierwszych lat szerokiego zainteresowania projektowaniem sejsmicznym sztucznie utworzone akcelerogramy cieszyły się dużym zainteresowaniem, głównie ze względu na ograniczone informacje historyczne, pochodzące z zarejestrowanych trzęsień ziemi. Występujące dane deterministyczne obejmowały część parametrów poszczególnych zjawisk, ponieważ rozmieszczenie rejestratorów było stosunkowo rzadkie. Dostępne rekordy miały podobne parametry trzęsień, charakterystyczne dla ograniczonego rejonu, jeszcze bardziej ograniczając swoją przydatność. Obecnie sytuacja ulega poprawie (bazy danych zostają powiększane o kolejne historie trzęsień), jednak nadal używane są sztuczne historie wymuszeń kinematycznych. Powodem jest brak rejestrów o parametrach występujących rzadko,

które mogą mieć silny wpływ na odpowiedź konstrukcji. Przykładem są akcelerogramy dla miejsc bliskich epicentrum. Występuje wiele zapisów o charakterystyce *far field* (obszar poza epicentrum) oraz znacznie mniej o charakterystyce *near field* (obszar epicentrum). Jeśli występujące rejestry wymuszeń oraz informacje sejsmologiczne nie pozwalają na bezpieczne oszacowanie panujących warunków lub są one niepełne, konieczne jest przeanalizowanie kilku przypadków. W takich sytuacjach pomocne są akcelerogramy sztuczne, pozwalające na zagęszczenie potencjalnych wartości parametrów w pewnych przedziałach (np. zagęszczenie odległości od epicentrum, dla jednej wartości magnitudy). Informacje generowane syntetycznie stanowią również ważny element podczas analizy obiektów o gabarytach, które nie pozwalają na przyjęcie jednej wartości obciążenia dla wszystkich podpór (mosty i estakady, tamy, budowle geotechniczne). Wykorzystuje się wówczas odpowiednią funkcję osłabienia (tłumienia) lub wymuszenia generowane sztucznie (np. ze zmienioną odległością od źródła trzęsienia).

Drugą ważną cechą danych sztucznych jest możliwość kontrolowania dyspersji wyników analizy konstrukcji. Proces wyboru rzeczywistych rejestrów zjawisk sejsmicznych jest skomplikowany, a dotychczas nie powstały jednolite wytyczne, w jaki sposób dokonywać selekcji. Istnieje ponad 40 metod umożliwiających wybór zestawu rzeczywistych ruchów podłoża dla analizy obiektów [42], szerzej zagadnienie to zostało omówione w dalszej części artykułu. Redukcja zróżnicowania wyników analizy jest zagadnieniem problematycznym, ponieważ zgodnie ze wskazaniami normowymi, w przypadku zastosowania powyżej 7 akcelerogramów dopuszcza się uwzględnienie w obliczeniach średniego wyniku przeprowadzonych analiz. Kiedy odchylenie standardowe wynosi 40–60% średniej lub część analiz przewidywała zniszczenie obiektu, wymagane jest ostrożne podejście do wyniku średniego. Z drugiej strony bardzo niskie zróżnicowanie wyników może prowadzić do tendencyjności analiz, co eliminuje losowy charakter zjawisk sejsmicznych i jest działaniem równie niepożądanym. Można jednak generować obciążenia syntetyczne o określonym poziomie odchylenia standardowego, co jest obecnie rozwiązaniem zalecanym [43].

Budowę sztucznego rejestru wymuszenia kinematycznego można przeprowadzić za pomocą dwóch podstawowych metod. Pierwsza obejmuje podanie dokładnej charakterystyki sejsmologicznej dla miejsca, którym jesteśmy zainteresowani oraz uzyskanie na jej podstawie zapisu ruchów podłoża. Oszacowanie charakterystyki źródła trzęsienia ziemi jest jednak procesem dalece niepewnym i wymaga specjalistycznej wiedzy. Dodatkowo ostateczny wynik w postaci wykresu ruchów podłoża może być bardzo silnie wrażliwy na zmiany poszczególnych parametrów. W opinii autora w przypadku chęci oszacowania warunków panujących w miejscu, w którym projektowany jest obiekt, konieczne jest

włączenie w proces projektowania sejsmologów, co pozwoli na bezpieczne oszacowanie parametrów trzęsienia ziemi.

Drugą z metod jest dostosowanie do projektowych spektrów odpowiedzi. Popularnym narzędziem, wykorzystywanym w tym celu jest program SIMQKE [44]. Posługuje się on funkcjami okresowymi, które następnie są składane z losowo dobranymi amplitudami oraz kątami przesunięć fazowych, co doprowadza do losowego charakteru akcelogramu. Po zbudowaniu funkcji modyfikuje się ją dodatkowo, w celu wyeliminowania stacjonarności procesu, uzyskania odpowiedniego czasu trwania trzęsienia ziemi oraz dopasowania do pożądanego spektrum odpowiedzi. Kolejne wersje oprogramowania pozwalają również na implementację historycznych trzęsień ziemi, w celu nadania bardziej naturalnego charakteru zjawiska [45]. Obecnie rozwijana jest również platforma SeismoSoft, pozwalająca na generowanie sztucznych charakterystyk trzęsień ziemi oraz ich skalowanie. Zbyt wysokie wymagania dotyczące dopasowania do spektrum odpowiedzi mogą jednak prowadzić do wprowadzenia funkcji składowych o wysokich częstotliwościach drgań oraz wysokiej energii drgań [46]. Sprawia to, że drgania pomimo losowego charakteru oddalają się od charakterystycznych parametrów drgań naturalnych, przez co uznaje się je za niepoprawne. Odejście od naturalnego charakteru stanowi podstawową wadę akcelogramów sztucznych, przez co zauważalne jest ukierunkowanie na wykorzystywanie dostępnych danych rzeczywistych przy jednoczesnej aplikacji metod selekcji oraz skalowania.

## 5. Dane rzeczywiste służące do przeprowadzania analiz w dziedzinie czasu

Przegląd wytycznych do projektowania sejsmicznego pozwala na obserwację zmiany podejścia do zagadnienia obciążeń sejsmicznych. Początkowo kryterium doboru odpowiednich obciążeń stanowiła wyłącznie analiza miejsca występowania (oszacowanie maksymalnego obciążenia na podstawie ryzyka sejsmicznego poparte opracowaniem sejsmologicznym lub zjawiskami historycznymi). Sposób ten pozwala na projektowanie zbliżone do projektowania tradycyjnego. Sam proces wyboru odpowiedniego obciążenia jest wówczas podzielony na dwie fazy. Pierwszą stanowi selekcja odpowiednich danych, drugą natomiast ich skalowanie do pożądanego wartości parametru charakteryzującego trzęsienie ziemi. Dalszy rozwój analiz *time-history* ujawniał coraz większy problem związany z odpowiednim wyborem informacji dotyczących wymuszeń. W kolejnych metodach widać coraz większe zainteresowanie charakterystycznymi parametrami projektowanych obiektów, takimi jak podstawowy okres drgań własnych obiektu czy skłonność do pracy w zakresie plastycznym. Sprawia to, że proces projektowania wydłuża się, ponieważ każdorazowo po przeprowadzonej

analizie musi odbyć się szczegółowy proces weryfikacji danych początkowych.

Pomimo mnogości metod wyboru akcelogramów w niniejszym artykule przedstawione zostaną dwie metody. Pierwsza, jako podstawowa, sugerująca wybór na podstawie charakterystycznych parametrów trzęsienia ziemi (np. magnituda, maksymalne przyspieszenie podłoża, maksymalna prędkość podłoża, charakterystyka geologiczna podłoża itp.), które następnie ulegają odpowiedniemu skalowaniu do pożądanego parametrów. Natomiast drugi sposób powstał na podstawie prac Bakera i Cornella [13] [14] i jest oparty o warunkowe spektrum odpowiedzi. Skuteczność metody została poparta raportem [42] i jest powszechnie uznawana za jedną z efektywniejszych metod wyboru rejestrów wymuszeń kinematycznych.

Informacje, jakimi dysponuje projektant, często bywają szczątkowe i niedokładne. Najogólniejszym kryterium wyboru rekordów, które dostarczają normy projektowe, jest projektowe spektrum odpowiedzi. Normalizacja nie wskazuje jednak, jakie charakterystyczne parametry trzęsienia ziemi powinny mieć wybrane przypadki. Możliwe jest użycie w tym celu istniejących map ryzyka sejsmicznego [2, 47], jednak wymagają one przeprowadzenia deagregacji [48] w celu wyznaczenia scenariuszy kontrolujących (zjawisk, które mają największy wpływ na ryzyko sejsmiczne). Alternatywnym rozwiązaniem jest wykorzystanie publikacji naukowych, szczególnie analizujących ryzyka w określonych obszarach [49, 50]. W przypadkach szczególnych stosuje się szczegółowe analizy ryzyka, np. posługując się oprogramowaniem OpenSha [6].

Podstawową zasadą, którą należy się kierować podczas wyboru, jest przeszukiwanie bazy danych (lub jej części), o porównywalnym poziomie aktywności sejsmicznej, w stosunku do miejsca, które podlega analizie. Zgodnie z [46] można wymienić trzy podstawowe strefy aktywności: strefę subdukcji, strefę aktywnego uskoku oraz stabilny region kontynentalny.

Wybór pojedynczego zjawiska na podstawie charakterystycznych parametrów trzęsienia ziemi jest elementem o tyle trudnym, że kłopotliwe jest zdefiniowanie odpowiedniej priorytetyzacji parametrów. W zależności od normy sugerują one porównywanie amplitudy przyspieszenia podłoża (*PGA peak ground acceleration*), wartości siły ścinającej w poziomie fundamentów (porównanie z wartością uzyskana metodą ekwiwalentnych sił statycznych) lub kształtu spektrum odpowiedzi [46] (metoda najmniejszych kwadratów).

Autorzy publikacji [46] zalecają ustalenie magnitudy (*M*) trzęsienia ziemi jako priorytetowego parametru wyboru odpowiednich zjawisk. Kolejnym parametrem jest odległość od źródła trzęsienia ziemi (*R*). Pomimo wskazania, iż ma ona mniejszy wpływ na wyniki analizy, sprzężony parametr *M-R* ma kluczowe znaczenia dla postaci akcelogramu oraz spektrum odpowiedzi. Podobne wnioski podaje publikacja [51]. Instrukcje obejmujące powyższe

parametry wskazują granicę  $\pm 0,25$  wartości magnitudy oraz graniczny współczynnik skali 4 dla skalowania ze względu na odległość od źródła. Kolejnym kryterium jest budowa geologiczna pomiędzy źródłem trzęsienia oraz analizowanym miejscem. Jest ona charakteryzowana przez prędkość propagacji fali ścinającej w warstwie o grubości 30 m ( $v_{s,30}$ ). Ustalenie zbyt restrykcyjnego kryterium w postaci budowy geologicznej może powodować, przy wykorzystaniu niezbyt dużej bazy danych, brak pożądaných wyników. Wiele z dostępnych rejestrów nie ma charakterystyki geologicznej, dlatego też w przypadkach kiedy warunki nie są dokładnie opisane, uwzględnia się tylko rozróżnienie pomiędzy podłożami skalistymi oraz pozostałymi ze względu na znaczącą różnicę pomiędzy propagacją fali w obu warunkach. Ostatnim kryterium, które można wziąć pod uwagę, jest mechanizm, który wywołał trzęsienie ziemi.

Przyjęcie zbyt restrykcyjne parametrów wyszukiwania, które nie wyłaniają zadowalającej liczby zapisów trzęsień ziemi, należy korygować w kolejności odwrotnej do ustalonego powyżej priorytetu (rezygnacja z mechanizmu wywołującego trzęsienie, złagodzenie lub rezygnacja z określenia warunków geologicznych, rozszerzenie zakresu poszukiwań dla odległości i magnitudy).

Po dokonaniu wyboru zbioru rejestrów drgań podłoża przeprowadza się skalowanie akcelerogramów, w celu dostosowania do wytycznych normowych. Obecnie występuje kilka podstawowych zaleceń dotyczących tego procesu. Porównywanie spektrum projektowego powinno przebiegać z średnią ze spektrum uzyskanych z poszczególnych akcelerogramów, a nie z pojedynczymi spektrami. Ważne jest, aby pojedyncze spektrum odpowiedzi nie uzyskało wartości rażąco niższej niż spektrum projektowe (*maximum exceedance condition*). Użycie 3 historii wymuszeń wymaga uznania wyniku maksymalnego za prawidłowy. Jeśli w takim przypadku wszystkie 3 historie zostaną dostosowane tak, aby żadne z spektrum odpowiedzi nie było mniejsze od spektrum projektowanego, zmienność w ruchu podłoża zostanie wzięta pod uwagę podwójnie (przekroczenie spektrum projektowego oraz maksymalna odpowiedź konstrukcji). Przeprowadzenie obliczeń dla przynajmniej 7 historii ruchów podłoża pozwala na wykorzystanie w dalszej części projektowania średnich wyników analiz. Możliwe wówczas jest, iż niektóre z akcelerogramów będą powodować wyniki rażąco odbiegające od średniej (np. jeden z rejestrów będzie powodować zniszczenie konstrukcji). Wyznaczenie średniej z grupy wyników, która obejmuje taką sytuację, jest znacznie trudniejsze. O ile nieznaczna część populacji powoduje takie wyniki, dopuszcza się pominięcie wyniku skrajnego (przy zachowaniu przynajmniej 7 wyników), to w przypadku kiedy występują dwa lub więcej takich akcelerogramów, konieczne jest powtórzenie procesu skalowania lub nawet wyboru danych. Problemem jest również skalowanie akcelerogramów dla dwóch prostopadłych kierunków. Autorzy [46] zalecają, by w takich sytuacjach dokonać

oddzielnego dostosowania dla poszczególnych kierunków i ostatecznie dokonać skalowania względem współczynnika średniego. Ma to na celu utrzymanie różnic w obciążeniu poszczególnych kierunków.

Występuje kilka podstawowych metod skalowania. Podstawowym jest skalowanie liniowe całej historii ruchów podłoża. Źródła literaturowe podają możliwość skalowania zarówno przyspieszeń oraz czasu, jednak do drugiej opcji należy podchodzić ze szczególną ostrożnością, ze względu na zmianę czasu trwania trzęsienia oraz zmianę częstotliwości poszczególnych drgań. Naturalnym rozwiązaniem wydaje się dostosowanie średniego spektrum odpowiedzi wybranych rejestrów do wartości spektrum projektowego dla podstawowego okresu drgań konstrukcji. Ma to szczególnie dobre efekty dla obiektów, dla których pierwsza postać drgań jest dominująca i konstrukcja nie doznaje odkształceń plastycznych. Znaczny udział wyższych harmonicznych w postaci drgań lub zmiana okresów drgań ze względu na uplastycznienie konstrukcji sprawiają, że poprawniejsze jest dostosowanie średniego spektrum do spektrum projektowego dla określonego przedziału częstotliwości. Alternatywą dla skalowania liniowego jest zastosowanie analizy falkowej. Metoda ta polega na dodaniu do przedziałów, w których występuje największa różnica pomiędzy spektrami, falek o odpowiedniej częstotliwości oraz amplitudzie. Pomimo powszechnego stosowania skalowanie wymuszeń kinematycznych nie ma żadnego uzasadnienia pod względem sejsmologicznym. Można postawić zatem pytanie, czy bardziej prawidłowym postępowaniem jest skupienie się na ograniczeniu dyspersji wyników analizy poprzez skuteczne skalowanie, czy wykorzystanie większej liczby akcelerogramów, które nie będą poddawane skalowaniu [46].

Pierwszorzędnym zadaniem jednolitego spektrum zagrożeń jest dostarczenie informacji na temat obciążeń konstrukcji, dla analiz uproszczonych, które dotychczas są znacznie częściej stosowane, aniżeli analiza *time-history*. Na postawie takiego założenia powstała metoda CMS (*conditional mean spectrum*). Sama budowa spektrum projektowego wskazuje na cechy obwiedni dla wszystkich trzęsień ziemi, których wystąpienie na danym terenie jest możliwe. Między innymi dlatego w metodzie CMS zrezygnowano z bezpośredniego porównania uzyskanego średniego spektrum z spektrum projektowym, na rzecz spektrum warunkowego. W związku z szerokim zainteresowaniem metodą CMS istnieje wiele metod modyfikujących podejście wypracowane przez Bakera i Cornella [42]. Ze względu na przejrzystość początkowej metody, w niniejszej publikacji została przytoczona jej pierwotna wersja oraz modyfikacja dokonana w publikacji [43] (dostosowanie spektrum średniego oraz odchylenia standardowego).

W pierwszym kroku procedury wyboru na podstawie CMS konieczne jest zbudowanie spektrum warunkowego. W zależności od informacji, jakimi dysponujemy, dostępne są dwa podejścia:

• budowa CMS w oparciu o daną magnitudę (M) oraz odległość (R),  
 • budowa na podstawie mapy ryzyka sejsmicznego.

W przypadku drugim konieczne jest przeprowadzenie deagregacji mapy ryzyka sejsmicznego. W dalszych pracach można uwzględnić średni parametr sprzężony M-R lub wartości, która mają największy wpływ na kształt mapy [14]. W obu przypadkach konieczne jest podanie wartości projektowej spektrum przyspieszeń, dla określonej częstotliwości (okresu drgań) –  $S_a(T^*)$ . Względem tej wartości przeskalowane zostanie spektrum utworzone na podstawie przyjętej pary M-R oraz funkcji tłumienia drgań. Autorzy metody nie definiują jednoznacznie, w jaki sposób należy przyjmować okres drgań  $T^*$ . Wskazują jednak na możliwość przyjęcia podstawowego okresu drgań jako wiodącego parametru w zachowaniu się konstrukcji obciążonej dynamicznie lub przyjęcie kilku pakietów akcelerogramów, na wzór kombinacji obciążeń [14] (możliwy jest wpływ zarówno wyższych częstotliwości – ze względu na wyższe harmoniczne drgań własnych oraz niższych częstotliwości, w przypadku uplastycznienia konstrukcji). Warunkowe spektrum odpowiedzi (warunkowane wartości przyspieszenia dla okresu drgań równego  $T^*$ ) –  $\mu_{\ln S_a | \ln S_a(T^*)}$  powstaje na bazie spektrum teoretycznego (np. równania w pracy [10]) –  $\mu_{\ln S_a}(M, R, T)$ , które zostaje skorygowane o iloczyn odchylenia standardowego  $\sigma_{\ln S_a}(T^*)$  (zgodnie z przyjętym modelem teoretycznego spektrum odpowiedzi), współczynnika  $\varepsilon(T^*)$  (zgodnie z równaniem 2, dla przyjętej wartości okresu drgań) oraz funkcji jego rozkładu w zależności od okresu drgań własnych (równanie 3). Ostatecznie spektrum warunkowe przyjmuje postać [13]:

$$\mu_{\ln S_a | \ln S_a(T^*)} = \mu_{\ln S_a}(M, R, T) + \sigma_{\ln S_a}(T) \cdot \varepsilon(T^*) \cdot \varrho_{\ln S_a}(T, T^*) \quad (1)$$

gdzie:

$$\varepsilon(T^*) = \frac{\ln S_a(T^*) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)}{\sigma_{\ln S_a}(T^*)} \quad (2)$$

$$\varrho_{\ln S_a}(T, T^*) = 1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} - \left(0,359 + 0,163 \cdot I_{T_{min}} \cdot \ln \frac{T_{min}}{0,189}\right) \cdot \ln \frac{T_{max}}{T_{min}}\right) \quad (3)$$

$T_{min}$  – mniejsza z wartości  $T, T^*$   
 $T_{max}$  – większa z wartości  $T, T^*$   
 $I_{T_{min}} = \begin{cases} 1, & \text{gdy } T_{min} < 0,189 \text{ s} \\ 0, & \text{gdy } T_{min} \geq 0,189 \text{ s} \end{cases}$

Po uzyskaniu CMS dokonuje się skalowania rejestrów ruchu podłoża poprzez uzyskanie zbieżności wartości spektrów dla okresu równego  $T^*$  lub poprzez uzyskanie średniego współczynnika skali dla danego przedziału częstotliwości (zalecane granice przedziału od  $0,2T^*$  do  $2T^*$ ). Wyboru poszczególnych akcelerogramów dokonuje się na podstawie metody najmniejszych kwadratów, dobierając rekordy o najmniejszej sumie różnic w przedziale częstotliwości, który może mieć wpływ na wyniki analizy konstrukcji.

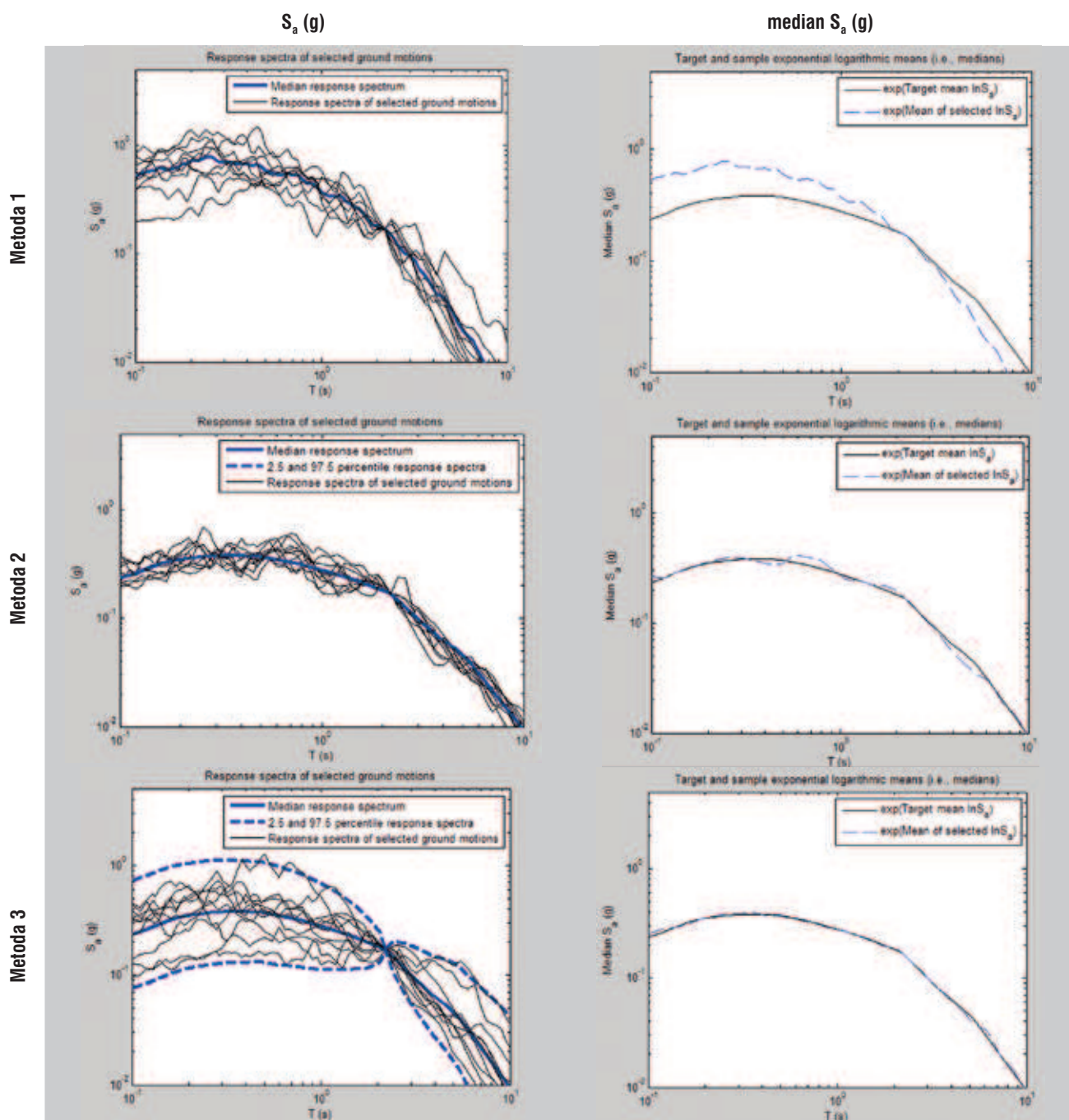
Przytoczona modyfikacja metody [43] wynika z obawy, iż dokładne dopasowanie do docelowego spektrum odpowiedzi może znacznie zredukować losowość w grupie wybranych rejestrów oraz doprowadzić do tendencyjności wyników. Jest to efekt niepożądany, szczególnie w kontekście projektowania nastawionego na odpowiedź konstrukcji (PBD), ponieważ uniemożliwia wskazanie potencjalnych amplitud odpowiedzi konstrukcji. Modyfikacja metody zmienia kryterium wyboru poszczególnych akcelerogramów z najmniejszej różnicy pomiędzy poszczególnymi spektrami oraz spektrum docelowym, na sumę różnicy pomiędzy średnim spektrum odpowiedzi wybranej grupy akcelerogramów a spektrum docelowym oraz różnicy pomiędzy odchyleniem standardowym spektrum docelowego oraz odchyleniem standardowym wybranego zbioru danych. Sposób ten zdecydowanie zwiększa dyspersję wyników analizy konstrukcji (co w podstawowej metodzie było wadą) oraz średni wynik analizy. Mniej znaczący jest natomiast wpływ na medianę wyników.

## 6. Przykład selekcji akcelerogramów

Przeprowadzona przez autora selekcja dostępnych akcelerogramów została oparta o bazę przygotowaną przez Chiou i innych [52]. Przeprowadzono 3 typy selekcji 10 wymuszeń, dla parametrów zestawionych w tabeli 1. Pierwszą metodą jest wybór spośród poszczególnych zakresów magnitudy, odległości oraz rodzaju podłoża [46], drugą – selekcja na podstawie metody CMS z dostosowaniem wyłącznie średniej wartości spektrum odpowiedzi do spektrum docelowego. Trzeci

**Tabela 1.** Zestawienie parametrów służących do wyboru akcelerogramów

Kryterium	Wartość	Przeszukiwany przedział (met. 1)
M	6,5	6,3–6,7
Odległość	30 km	20–40 km
Budowa geologiczna	Grunty niespoiste średnio zagęszczone do zagęszczonych $V_{S,30} = 180-360 \text{ m/s}$ [3]	180–360 m/s
$T^*$	2,2s	–
$\varepsilon$	2	–
$S_a(T^*)$	0,1696 g	–

**Tabela 2.** Wykresy wybranych zjawisk (spektrum odpowiedzi wraz ze średnią oraz porównanie średniej do spektrum CMS

sposób dopasowuje wartość średnią oraz odchylenie standardowe spektrum odpowiedzi. W metodzie drugiej oraz trzeciej wykorzystano skrypt udostępniony przez autorów publikacji [43]. Bazowe spektrum odpowiedzi, na którym powstało CMS, oparte jest o funkcję Campbella i Bozorgnii [10]. Wartość  $S_a(T^*)$  została obliczona zgodnie z przyjętym modelem trzęsienia ziemi oraz daną wartością współczynnika  $\varepsilon$  (podczas projektowania przy użyciu projektowego spektrum odpowiedzi należy odczytać wartość  $S_a(T^*)$  oraz odpowiednio obliczyć współczynnik  $\varepsilon$ ).

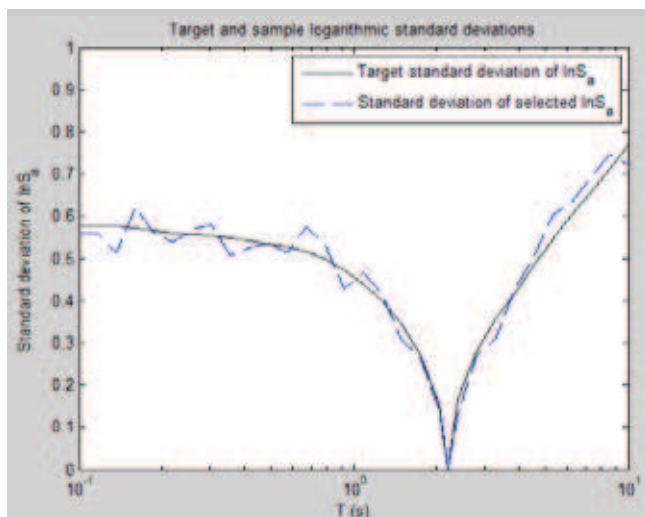
Początkowo wprowadzone kryterium metody 1 wyłoniło 56 potencjalnych akceleroграмów. Przeprowadzając

dodatkowo selekcję pod względem liczby rejestrów pochodzących z jednego zdarzenia, dokonano wyboru 9 rekordów. Dodatkowy, 10 rekord, został wybrany ze zdarzenia, które było reprezentowane najliczniej w początkowej fazie (kryterium doboru stanowiło dostosowanie odległości od źródła zdarzenia).

W tabeli 2 zestawiono wykresy spektrum odpowiedzi wybranych trzęsień ziemi na podstawie 3 wyżej wymienionych metod.

Przedstawione wykresy świadczą o bardzo dobrej zbieżności metody CMS do spektrum docelowego. Metoda 3 wymaga również zbieżności odchylenia standardowego (rys. 1), w celu wyeliminowania możliwości pojawienia





**Rys. 2.** Porównanie docelowego odchylenia standardowego spektrum odpowiedzi oraz odchylenia uzyskanego

się tendencyjności w wynikach analiz. Dobra zgodność zarówno średniej, jak i odchylenia standardowego jest wynikiem użycia sumy najmniejszych kwadratów oraz dodatkowo w drugiej części skryptu metody zachłannej (*greedy algorithm*).

Zestawione w tabeli 3 wyniki pokazują występujące różnice pomiędzy metodami. Algorytm metody CMS [43] pozwala na ograniczenie współczynnika skali, co jest jego zaletą (zastosowano ograniczenie współczynnika skali do wartości 3). Selekcja dokonana przez użytkownika (bez użycia programu) odbywa się bez kontroli nad współczynnikiem skali, co może skutkować koniecznością analizy dużo większej liczby rejestrów. Jedną z wad ujawnionych w tabeli 3 jest wybór kilku rejestrów pochodzących z jednego zdarzenia. W przypadku metody drugiej występują 3 zdarzenia, których rejestry się powielają. W metodzie 3 połowa wybranych rejestrów pochodzi tylko z dwóch zdarzeń. Zgodnie z publikacją [46] należy unikać sytuacji, w których poszczególne zdarzenia są zbyt silnie reprezentowane w wybranej grupie rejestrów. W przypadku metody 2 i 3 konieczne jest ponowne przeprowadzenie całego algorytmu,

z zastrzeżeniem wykluczenia z bazy poszczególnych akcelerogramów. Metoda 1 pozwala na łatwą selekcję jednej z kilku dostępnych historii ruchów podłoża, poprzez wybór jednego rejestru spośród grupy dostępnych z danego zdarzenia.

## 7. Podsumowanie

Przedstawione metody analizy konstrukcji nie mogą zostać zastosowane w każdym przypadku obliczeniowym ze względu na znaczne uproszczenia w ich algorytmach. Najogólniejsza metoda – analiza w dziedzinie czasu (analiza *time-history*) pozwala na dokładne określenie zachowania się obiektu w trakcie zdarzeń sejsmicznych. Skierowanie metod projektowania ukierunkowanych na odpowiedź konstrukcji sprawia, że metoda *time-history* ma coraz częstsze zastosowanie. Wymaga ona jednak zupełnie innych danych, dotyczących obciążeń konstrukcji. Losowy charakter wymuszeń kinematycznych sprawia, że dobór odpowiednich schematów obciążeń staje się skomplikowany i dostarcza wielu problemów w trakcie procesu projektowania. Pierwsza z przedstawionych metod wyboru akcelerogramów jest metodą podstawową i stosuje się ją w prostych przypadkach lub wstępnej fazie projektowania. Metoda CMS jest jedną z najbardziej rozwijanych metod wyboru i skalowania zapisów ruchu podłoża, dlatego jej stosowanie, zwłaszcza w wersji obejmującej dostosowanie średniego spektrum oraz odchylenia standardowego, jest zalecana w większości przypadków. Jej dalszy rozwój obejmuje rezygnację z warunkowania spektrum względem jednej wartości –  $S_a(T^*)$ , na korzyść ogólnej warunkowej miary intensywności trzęsienia ziemi [53]. Przedstawiony przykład selekcji rejestrów wskazuje, że nie ma obecnie dostępnych narzędzi służących do wyboru wymuszeń kinematycznych bez ingerencji w wyniki dostarczane przez programy. Skrypt udostępniony przez Jayarama, Lina i Bakera [43], wykorzystujący środowisko Matlab, wydaje się dobrym narzędziem selekcji, po wprowadzeniu ograniczenia wyboru rejestrów pochodzących z jednego zdarzenia.

**Tabela 3.** Zestawienie wybranych zdarzeń

Metoda 1		Metoda 2		Metoda 3	
id	skala	id	skala	id	Skala
SFERN/WND233	2,71	LOMAP/ADL340	2,39	NORTHR/0638-285	1,95
FRIULI/A-COD000	2,71	LOMAP/HDA165	0,73	ITALY/A-STU270	0,52
IMPVALL/H-DLT262	1,14	CHICHI03/CHY034-W	2,99	IMPVALL/I-ELC270	0,96
VICT/QKP-H2XXX	3,53	LANDERS/PSA090	1,75	LOMAP/SFS270	2,88
COALINGA/H-Z04000	2,51	CHICHI/CHY047-N	0,86	CHICHI/TCU141-N	0,95
SUPERST/B-WLF225	2,83	CHICHI03/CHY028-N	1,35	KOCAELI/DZC270	0,55
ORTHR/CCN090	1,33	IMPVALL/H-EMO000	0,60	CHICHI/HWA031-E	2,42
NORTHR/VRM090	2,02	LOMAP/RIN090	2,51	CHICHI/TCU008-N	2,20
DINAR/BUR180	3,80	IMPVALL/I-ELC270	0,96	CHICHI06/TCU064-E	2,82
CHICHI06/TCU060-N	12,85	CHICHI06/CHY016-N	2,52	ITALY/A-BAG270	0,95

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Zembaty Z., Wiejacz P., Czy Polsce potrzebna jest sejsmiczna norma budowlana?, *Czasopismo Techniczne*, z. 2-B/2007, str. 127–134, 2007
- [2] Global Seismic Hazard Assessment Program, (Online), Available: <http://www.seismo.ethz.ch/static/gshap/ceurope/> (Data uzyskania dostępu: 01 07 2016)
- [3] EN 1998-1:2004 Eurokod 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings., European Committee for Standardizations, 2004
- [4] Zembaty Z., O projektowaniu obiektów budowlanych poddanych wpływom sejsmicznym według Eurokodu 8, *Inżynieria i Budownictwo*, tom 10, str. 539–544, 2010
- [5] Bommer J. J., Deterministic vs. probabilistic seismic hazard assessment: an exaggerated and obstructive dichotomy, *Journal of Earthquake Engineering*, tom 6, Special Issue 1, str. 43–73, 2002
- [6] Field E., Jordan T., Cornell C., OpenSHA: A Developing Community-Modeling Environment for Seismic Hazard Analysis, *Seismological Research Letters*, tom 74, nr 4, str. 406–419, 2003
- [7] Collins N., Graves R., Ichinose G. S. P., Ground motion attenuation relations for the intermountain west, *USGS, Pasadena*, 2006
- [8] Boore D. M., Atkinson G. M., Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01s and 10.0 s, *Earthquake Spectra*, tom 24, nr 1, str. 99–138, 2008
- [9] Abrahamson N., Silva W., Summary of the Abrahamson & Silva NGA ground-motion relations, *Earthquake Spectra*, tom 24, nr 1, str. 67–97, 2008
- [10] Campbell K. W., Bozorgnia Y., NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s, *Earthquake Spectra*, tom 24, nr 1, str. 139–171, 2008
- [11] Elghazouli A. Y. et al., *Seismic design of buildings to Eurocode 8*, New York: Spon Press, 2009
- [12] Krinitzsky E. L., How to obtain earthquake ground motions for engineering design, *Engineering Geology*, tom 65, str. 1–19, 2002
- [13] Baker J. W., Cornell C. A., Spectral shape, epsilon and record selection, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, tom 35, str. 1077–1095, 2006
- [14] Baker J. W., Conditional mean spectrum: tool for ground-motion selection, *Journal of Structural Engineering*, tom 137, nr 3, str. 322–331, 2011
- [15] Roy R., Thakur P., Chakraborty S., Spectral matching of real ground motions: Application to horizontally irregular systems in elastic range, *Advances in Structural Engineering*, tom 17, nr 11, str. 1623–1638, 2014
- [16] ISE/AFPS, *Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8*, London: The Institution of Structural Engineers, 2010
- [17] PN-EN 1990:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji, Polski Komitet Normalizacyjny, 2004
- [18] Chopra A. K., Goel R. K., Direct displacement-based design: use of inelastic design spectra versus elastic design spectra, *Earthquake Spectra*, tom 17, nr 1, str. 47–64, 2001
- [19] Martinelli E., Faella C., Nonlinear static analyses based on either inelastic or elastic spectra with equivalent viscous damping: A parametric comparison, *Engineering Structures*, tom 88, str. 241–250, 2015
- [20] Chopra A. K., *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*, New York: Pearson Education Inc., 2012
- [21] Paz M., Leigh W., *Structural dynamics. Theory and computation*, 5-th edition, New York: Springer Science Business Media, 2004
- [22] I. C. o. B. Officials, *UBC 1997. Uniform Building Code*, Whittier, California, 1997
- [23] A. S. o. C. E. E. Institute, *ASCE 7–10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE, 2013
- [24] Taranath B. S., *Wind and earthquake resistant buildings*, New York: Marcel Dekker, 2005
- [25] Lewandowski R., *Dynamika konstrukcji budowlanych*, Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2006
- [26] Miranda E., Ruiz-García J., Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, tom 31, str. 539–560, 2002
- [27] Oguzmert M., Lui E. M., Seismic design of inelastic structures using equivalent linear system parameters: part 1 – derivation and comparison, *The IES Journal part A: Civil & Structural Engineering*, tom 4, nr 2, str. 89–102, 2011
- [28] Oguzmert M., Lui M. E., Seismic design of inelastic structures using equivalent linear system parameters: part 2 – application and verification, *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, tom 4, nr 2, str. 103–114, 2011
- [29] Kwan W. P., Billington S. L., Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems, *Journal of Structural Engineering*, tom 129, nr 5, str. 576–585, 2003
- [30] Guyader A. C., Lwan W. D., Determining equivalent linear parameters for use in a capacity spectrum method of analysis, *Journal of Structural Engineering*, tom 132, nr 1, str. 59–67, 2006
- [31] Gunay M. S., An equivalent linearization procedure for seismic response prediction of MDOF systems, Ankara: Ph. D. Thesis, 2008
- [32] Gunay M. S., Sucuoglu H., Inelastic seismic displacement response prediction of MDOF systems by equivalent linearization, w *Proceedings of the 14-th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008
- [33] Liu T., Equivalent linearization analysis method for base-isolated buildings, Venice: Ph. D. Thesis, 2014
- [34] Elnashai A. S., Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications, *Structural Engineering and Mechanics*, tom 12, nr 1, str. 51–69, 2001
- [35] Chopra A. K., Goel R. K., A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, tom 31, str. 561–582, 2002
- [36] Fajfar P., Marusic D., Perus I., Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, tom 9, nr 6, str. 831–854, 2005
- [37] Kilar V., Fajfar P., Simple push-over analysis of asymmetric buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, tom 26, str. 233–249, 1997
- [38] Chopra A. K., Goel R. K., A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, tom 33, str. 903–927, 2004
- [39] Bhatt C., Bento R., The extended adaptive capacity spectrum method for the seismic assessment of plan-asymmetric buildings, *Earthquake Spectra*, tom 30, nr 2, str. 683–703, 2014
- [40] Bhatt C., Seismic assessment of existing building using nonlinear static procedures (NSPs) – a new 3D pushover procedure. PhD Dissertation, Lisbon: Technical University of Lisbon, 2012
- [41] Fajfar P., Gasperic P., The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, tom 25, str. 31–46, 1996
- [42] Haselton C. B., Evaluation of ground motion selection and modification methods: predicting median interstory drift response of buildings, PEER Ground Motion Selection and Modification Working Group, 2009
- [43] Jayaram N., Lin T., Baker J. W., A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance, *Earthquake Spectra*, tom 27, nr 3, str. 797–815, 2011
- [44] Gasparini D. A., Vanmarcke E. H., Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, 1976
- [45] Vanmarcke E. H., Fenton G. A., Heredia-Zavoni E., SIMQKE-II Conditioned earthquake ground motion simulator, Princeton University, 1999
- [46] Bommer J. J., Acevedo A. B., The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, str. 43–91, tom 8, Special Issue 1 2004
- [47] U.S. Geological Survey Hazard Maps and Site-Specific Data, (Online), Available: <http://earthquake.usgs.gov/hazards/products/>. (Data uzyskania dostępu: 12 07 2016)
- [48] Bazzurro P. i C. C. A., Disaggregation of seismic hazard, *Bulletin of the Seismological Society of America*, str. 501–520, 1999
- [49] Işık E., Kutanis M., Determination of local site-specific spectra using probabilistic seismic hazard analysis for Bitlis Province, Turkey, *Earth Sciences Research Journal*, tom 19, nr 2, str. 129–134, 2015
- [50] Azzaro R., D'Amico S., Peruzza L., Tuvè T., Probabilistic seismic hazard at Mt. Etna (Italy): The contribution of local fault activity in mid-term assessment, *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, tom 251, str. 158–169, 2013
- [51] Katsanos E. I., Sextos A. G., Manolis G. D., Selection of earthquake ground motions records: a state of the art review from a structural engineering perspective, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010
- [52] Chiou B., Darragh R., Gregor N., Silva W., NGA project strong-motion database, *Earthquake Spectra*, tom 24, nr 1, str. 23–44, 2008
- [53] Kwong N. S., Chopra A. K., Selection and scaling of ground motions for nonlinear response history analysis of buildings in performance-based earthquake engineering, *Pacific Earthquake Engineering Research Center, California*, 2015