

Projektowanie konstrukcji z gruntu zbrojonego narażonych na oddziaływania sejsmiczne

Dr hab. inż. Krystyna Kazimierowicz-Frankowska
Instytut Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku

Poprawa bezpieczeństwa użytkowania budowli wznoszonych w rejonach narażonych na obciążenia sejsmiczne to zadanie, któremu od lat usiłują sprostać inżynierowie budownictwa. Jakie metody projektowania i wykonywania konstrukcji stosować w rejonach aktywnych sejsmicznie? Czy aktualnie obowiązujące zasady projektowania są adekwatnie dobrane, czy też należy je uzupełnić lub zmienić? To pytania, które towarzyszą projektantom i wykonawcom konstrukcji narażonych na oddziaływanie obciążeń dynamicznych.

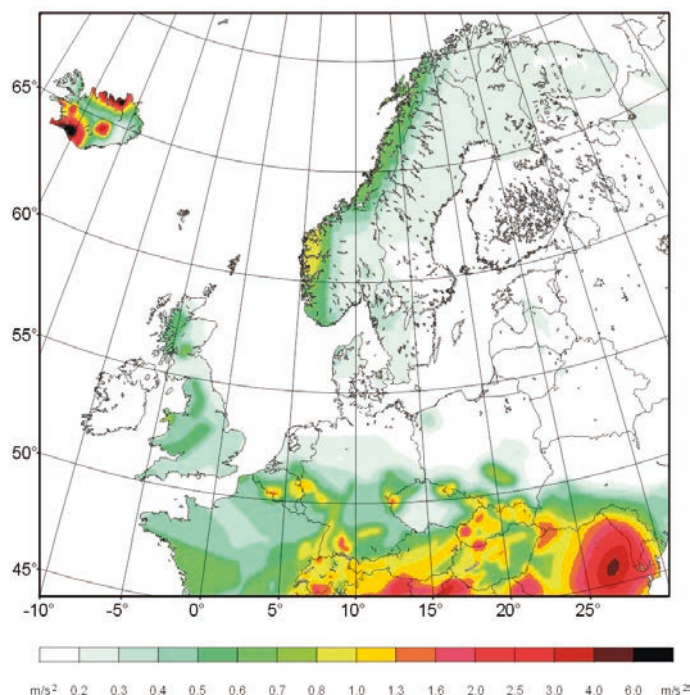
OGÓLNE ZASADY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI PODDANYCH OBCIĄŻENIOM SEJSMICZNYM

Zasadom projektowania konstrukcji inżynierskich w rejonach narażonych na oddziaływanie obciążeń sejsmicznych jest poświęcona norma: *Eurokod 8* [13]. Ryzyko sejsmiczne występujące na danym terenie jest opisane w niej przy użyciu tzw. sejsmicznego obciążenia odniesienia (ang. *reference seismic action*) ustalonego do założonego prawdopodobieństwa wystąpienia trzęsienia ziemi. W tym celu określa się przyspieszenie odniesienia a_{gR} , które może być przekroczone z prawdopodobieństwem P_{NCR} w ciągu 50 lat. Wielkość P_{NCR} jest ustalana indywidualnie dla danego kraju i zapisywana w narodowym aneksie (ang. *National Annex*) do *Eurokodu 8*. Zaleca się przyjęcie

$P_{NCR} = 10\%$, co odpowiada okresowi powrotu $T_{NCR} = 475$ lat. W trakcie obliczeń stosuje się wartość projektowego przyspieszenia a_g , które oblicza się jako iloczyn przyspieszenia odniesienia a_{gR} oraz współczynnika ważności projektowanej budowli γ_I . Wartości współczynników ważności budowli wahają się od 0,8 (budynki rolnicze) do 1,2 (szkoły) lub do 1,4 (szpitale, elektrownie itp.). Dla większości typowych budynków (budynki mieszkalne) wartość γ_I wynosi 1 [40].

Zakres wymaganych obliczeń sejsmicznych zależy od wartości projektowego przyspieszenia a_g określonego do danego obiektu budowlanego. Na podstawie wartości tego parametru charakteryzuje się bowiem obszar, na którym jest realizowana budowa. Przykładowo można podać, że obszar o niskiej sejsmiczności to teren, na którym $a_g \leq 0,8g = 0,78 \text{ m/s}^2$. Jest dopuszczalne stosowanie tam uproszczonych procedur obliczeniowych do wybranych budowli. Natomiast na obszarze o bardzo niskiej sejsmiczności ($a_g \leq 0,04g = 0,39 \text{ m/s}^2$) stosowanie *Eurokodu 8* nie jest wymagane w ogóle.

Weryfikacja ryzyka sejsmicznego na terenie Europy była ostatnio przeprowadzona w związku z wprowadzeniem *Eurokodów* w krajach Unii Europejskiej. Uzyskane wyniki [40] wskazują, że na terenach Słowacji, Czech i południowej Polski istnieje zagrożenie sejsmiczne (por. rys. 1). Nie oznacza to jednak, że automatycznie należy dążyć do wprowadzenia zasad projektowania sejsmicznego na tych terenach. Zalecenia dotyczące



Rys. 1. Mapa ryzyka sejsmicznego w rejonie Europy Środkowej i Północnej [37] wyrażonego w postaci maksymalnych przyspieszeń odniesienia a_{gR}

zasad wprowadzania *Eurokodów* sugerują, aby rozważając tę kwestię, brać pod uwagę nie tylko ryzyko sejsmiczne występujące na danym terenie, ale również takie czynniki jak: sytuacja ekonomiczna i tradycja techniczna w danym kraju.

Należy jednak pamiętać, że w przypadku projektowania niektórych rodzajów budowli również na terenie Polski trzeba wykonywać obliczenia dotyczące ich odporności na naturalne wstrząsy sejsmiczne. Takie wymagania dotyczą przypadków, gdy są wznoszone budowle monumentalne i specjalne (np. elektrownie jądrowe, duże zapory wodne i specjalne budowle ziemne). Przykładowo można podać, że Komitet do Spraw Sejsmicznych Problemów Tam zaleca, by przy projektowaniu dużych tam realizowanych na obszarach o niskiej sejsmiczności zakładać okres powrotu ekstremalnych zjawisk sejsmicznych wynoszący 10 000 lat [40], czyli o wiele dłuższy niż w przypadku wznoszenia typowych budowli. Wartość ustalonych dla takiego okresu maksymalnych przyspieszeń odniesienia sięgnęłaby na terenie Polski 0,3g.

ZASADY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI Z GRUNTU ZBROJONEGO PODDANYCH DZIAŁANIU OBCIĄŻEŃ SEJSMICZNYCH

Konstrukcje z gruntu zbrojonego są od kilkadziesiątu już lat stosowane w budownictwie lądowym i wodnym. Mimo, że wiele takich budowli jest poddawanych w czasie użytkowania działaniu obciążeń dynamicznych (w tym sejsmicznych), to analizą ich wpływu na pracę konstrukcji zajęto się stosunkowo niedawno. Na podstawie analizy sposobu i rodzaju występujących zniszczeń po trzęsieniach ziemi w Japonii stwierdzono [19, 22], że budowle ziemne wykonane z gruntu zbrojonego (skarpy, nasypy, wały) są bardziej odporne na działanie obciążeń sejsmicznych (mniejszy zakres uszkodzeń) niż konstrukcje, w których zbrojenia nie zastosowano.

smicznych (mniejszy zakres uszkodzeń) niż konstrukcje, w których zbrojenia nie zastosowano.

Zaobserwowane w Japonii [19, 22] uszkodzenia konstrukcji (w tym pęknięcia, wgłębienia i deformacje) w wielu przypadkach występowały poza obszarem, na którym wbudowane było zbrojenie. Ten fakt sugeruje, że zniszczenia powstały w wyniku globalnej utraty stateczności konstrukcji, która była skutkiem oddziaływań obciążeń dynamicznych.

Do najważniejszych czynników mających wpływ na odporność konstrukcji na działanie obciążeń sejsmicznych należą: rodzaj konstrukcji i sztywność ściany czołowej budowli z gruntu zbrojonego, wytrzymałość zbrojenia na wyciąganie oraz rodzaj i wytrzymałość zastosowanego połączenia zbrojenia ze ścianą czołową. Uszkodzenia występujące w tych miejscach konstrukcji były najczęściej obserwowane po trzęsieniach ziemi [19, 22].

METODY PROJEKTOWANIA SEJSMICZNEGO KONSTRUKCJI Z GRUNTU ZBROJONEGO

Projektując konstrukcje z gruntu zbrojonego poddane działaniu obciążeń sejsmicznych, można korzystać z różnych metod obliczeniowych (tabl. 1). Najczęściej dzieli się je na:

- 1) Metody analityczne wykorzystujące analizę stateczności konstrukcji – ten rodzaj metod obliczeniowych ma najdłuższą tradycję dotyczącą praktycznych zastosowań. Najczęściej analizuje się układ sił działających na konstrukcję i sprawdza warunki, które musi spełniać zbrojenie, by budowla zachowała stateczność. Pierwsze rozwiązania na ten temat opracowano już w latach dwudziestych XX wieku [25, 28]. Początkowo rozwijała się grupa metod oparta na pseudostatycznej analizie układu sił działających na konstrukcję. Ze względu jednak na jej ograniczenia (bardzo duże uproszczenia dotyczące sposobu działania sił sejsmicznych) zaczęto wykorzystywać metody pseudodynamiczne umożliwiające w bardziej lub mniej przybliżony sposób uwzględnienie dynamicznego charakteru sił sejsmicznych. Aktualnie w literaturze można spotkać rozwiązania oparte na obu rodzajach metod, które rozwijają się nadal. Analizę pracy konstrukcji można przeprowadzać też na podstawie badań przemieszczeń występujących w wyniku działania sił sejsmicznych [32]. Rozwiązania opracowane na podstawie tej filozofii obliczeniowej stanowią trzecią wyodrębnioną podgrupę metod obliczeniowych (tabl. 1).
- 2) Metody numeryczne – ten rodzaj metod obliczeniowych rozwija się dynamicznie w ciągu ostatnich dwóch dekad, wraz z rozwojem technik komputerowych i zwiększaniem się dostępności profesjonalnego oprogramowania wspomagającego proces projektowy. W chwili obecnej najczęściej w trakcie wykonywania obliczeń stosuje się profesjonalne programy komputerowe wykorzystujące metodę elementów skończonych. Przykładowe zbiory danych wyjściowych wykorzystywanych przez różnych badaczy do modelowania numerycznego pracy konstrukcji z gruntu zbrojonego poddanych działaniu obciążeń sejsmicznych zamieszczono w tabl. 2. Warto zwrócić uwagę na fakt, że wyniki poprawności przyjętych założeń i modeli obliczeniowych powinny być zweryfikowa-

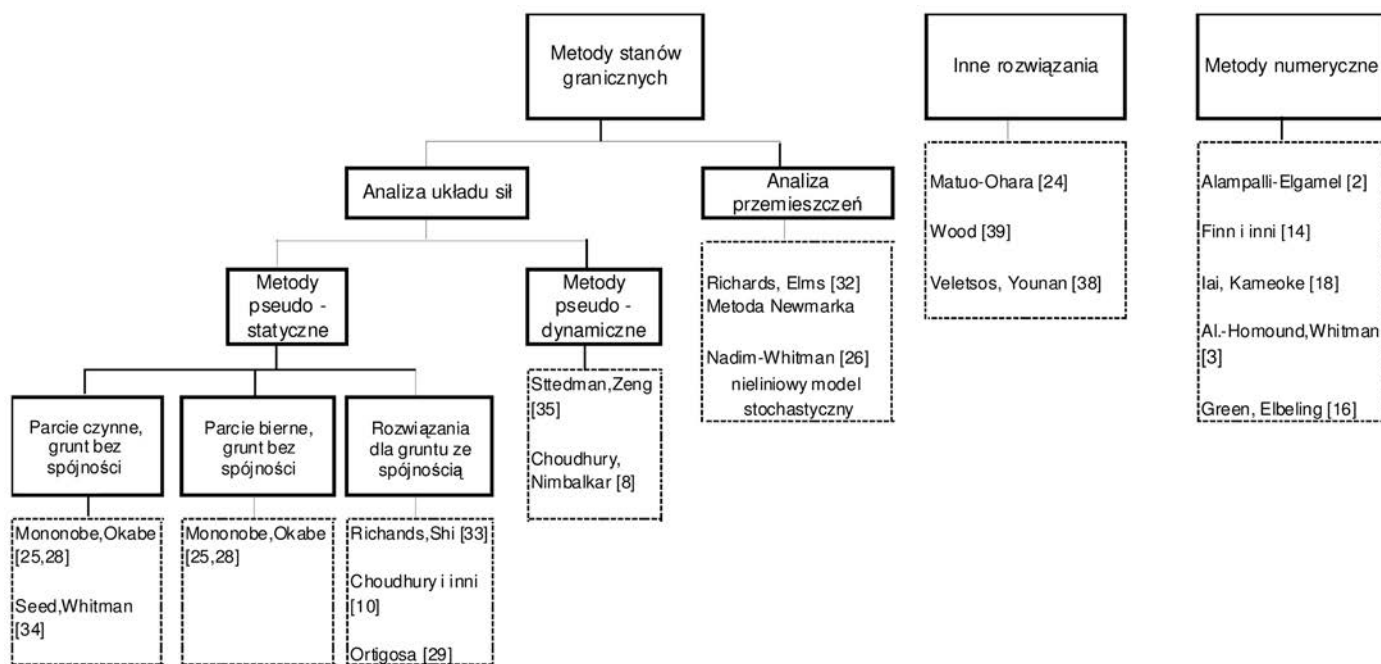
ne na podstawie wyników doświadczeń. W przypadku obliczeń sejsmicznych najczęstszymi wykonywanymi badaniami są doświadczenia na stole sejsmicznym (ang. *shaking table tests*) lub w wirówce.

- 3) Inne rozwiązania – są to wszystkie pozostałe rozwiązania opracowane przy zastosowaniu innych założeń i metodologii niż przedstawione powyżej. Zwykle opierają się na homogenizacji rozpatrywanego ośrodka i przyjęciu jego określonych (sprężystych lub lepko-sprężystych właściwości) [24, 38, 39].

CHARAKTERYSTYKA METOD PSEUDOSEJSMICZNYCH I PSEUDODYNAMICZNYCH

Wyniki badań z terenów, na których wystąpiły trzęsienia ziemi wskazują [19, 22], że w wielu przypadkach przyczyną zniszczeń konstrukcji z gruntu zbrojonego była utrata stateczności pod wpływem działania obciążeń sejsmicznych. Analizując stateczność, najczęściej przeprowadza się obliczenia mające na celu określenie minimalnych wymaganych parametrów zbrojenia (wytrzymałość i długość), dla których konstrukcja zachowa

Tabl. 1. Rodzaje metod stosowanych do obliczeń sejsmicznych konstrukcji z gruntu zbrojonego



Tabl. 2. Przykładowe dane wyjściowe przyjmowane do obliczeń numerycznych

Źródło	Rodzaj oprogramowania używanego do obliczeń	Sposób modelowania				Dane dotyczące fali sejsmicznych	Sposób weryfikacji wyników	Wyznaczane parametry
		Ścianka czołowa	Zbrojenie	Grunt	Elementy łączące (interfejsy)			
Burke [6]	DIANA SWADYNE II	Liniowo-sprężyste elementy	Brak danych	Model Pastor-Zienkiewicz III	Elementy poślizgowe	Dane odpowiadające parametrom trzęsienia ziemi w Kobe	Badania w skali naturalnej na stole sejsmicznym	Przyspieszenia, przemieszczenia, parcie gruntu, wymagana wytrzymałość zbrojenia
El-Emam i inni [12]	FLAC	Brak danych	Sprężysto-plastyczne elementy	Model sprężysto-plastyczny Coulomba-Mohra	Brak danych	Fala sinusoidalna (o częstotliwości 5 Hz)	Badania w skali laboratoryjnej na stole sejsmicznym	Przemieszczenia, przyspieszenia, wymagana wytrzymałość zbrojenia
Fujii i inni [15]	FLIP	Elementy sprężyste	Elementy sprężyste	Model sprężysty	Elementy łączące	Dane odpowiadające parametrom trzęsienia ziemi w Kobe	Badania w wirówce	Przyspieszenia, przemieszczenia, parcie gruntu
Helwany i inni [17]	DYNA3D	Brak danych	Elementy liniowo-sprężyste	Model Ramberg-Osgooda	Elementy łączące	Fala sinusoidalna	Badania w skali naturalnej na stole sejsmicznym	Przyspieszenia, przemieszczenia
Ling i inni [23]	DIANA SWADYNE II	Liniowo-sprężyste elementy	Brak danych	Model plastyczny	Elementy plastyczne	Fala sinusoidalna	Badania w wirówce	Przyspieszenia, przemieszczenia, parcie gruntu

Tabl. 3. Porównanie metod pseudostatycznych i pseudodynamicznych

Porównywany parametr	Metody pseudostatyczne	Metody pseudodynamiczne
Zalety	Prostota stosowanych metod obliczeniowych	Możliwość uwzględnienia dynamicznego charakteru obciążeń sejsmicznych, w tym wpływu czasu i charakteru oraz parametrów fali sejsmicznych oddziałujących na konstrukcję
Dane wyjściowe do projektowania	– Parametry konstrukcji: wysokość (H); kąt nachylenia ściany czołowej (β). – Parametry gruntu: spójność (c), kąt tarcia wewnętrznego (ϕ). – Parametry zbrojenia: liczba warstw zbrojenia, odstęp pomiędzy poszczególnymi warstwami zbrojenia (n).	
Cel projektowania	– Sprawdzenie, czy konstrukcja z gruntu zbrojonego jest stateczna – analiza układu sił działających na nią. – Określenie wymaganych parametrów zbrojenia: jego minimalnej wytrzymałości na rozciąganie i długości zapewniających zachowanie stateczności konstrukcji.	
Metodyka obliczeń	– Układ sił działających na konstrukcję analizuje się całościowo – Konstrukcję dzieli się na paski. Pojedynczy pasek obejmuje jedną warstwę zbrojenia i otaczający grunt. Analizuje się układ sił działających na każdy z pasków; określa się wymaganą wytrzymałość zbrojenia. Następnie sumując siły występujące we wszystkich paskach określa się wypadkowe siły oddziałujące na konstrukcję i wymagane parametry zbrojenia.	
Sposób uwzględniania sił sejsmicznych w analizie pracy konstrukcji	Przyjęcie dodatkowego, stałego, obciążenia proporcjonalnego do masy potencjalnie niestatecznej bryły klina odłamu. W najprostszej postaci: zakłada się występowanie tylko składowej poziomej siły sejsmicznej, która wynosi: $F_H = m \cdot a_H = W \cdot \frac{a_{H_{\max}}}{g} = k_H \cdot W$ gdzie: $a_{H_{\max}}$ – maksymalna wartość składowej poziomej przyspieszenia drgań parasejsmicznych g – przyspieszenie ziemskie k_H – poziomy współczynnik sejsmiczny W – ciężar osuwającego się bloku gruntowego	Przyjmuje się dwie składowe: poziomą (F_H) i pionową (F_V) obciążenia sejsmiczne, które są proporcjonalne do masy potencjalnie niestatecznej bryły klina odłamu i na głębokości wynoszą odpowiednio: $F_H = \int_0^H m(z) \cdot a_h(z, t) dz$ $F_V = \int_0^H m(z) \cdot a_v(z, t) dz$ gdzie: $m_z = \frac{\gamma}{g} \cdot \left(\frac{H-z}{\tan \alpha} \right) dz$ – masa pojedynczego paska (znajdującego się na głębokości z), na które podzielono konstrukcję w trakcie obliczeń V_z, V_p, ω – parametry drgań sejsmicznych
Przyspieszenia drgań sejsmicznych	Przyjmuje się stałą wartość współczynnika (poziomego – analiza uproszczona) lub współczynników sejsmicznych (poziomy i pionowy – analiza pełna) k_H, k_V – poziomy, pionowy współczynnik sejsmiczny	Przyspieszenie poziome na głębokości z : $a_h(z, t) = a_h \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right)$ Przyspieszenie pionowe na głębokości z : $a_v(z, t) = a_v \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right)$
Pozostałe parametry fali sejsmicznych oddziałujących na konstrukcję	nie uwzględnia się	Prędkość fal poprzecznych: $V_s = (G / \rho)^{1/2}$ Prędkość fal podłużnych: $V_p = [G(2-2\nu) / \rho(1-2\nu)]^{1/2}$ Najczęściej przyjmuje się zależność: $V_p / V_s = 1,87 [11]$ $T = 2\pi / \omega = 4H / V_s$
Autorzy przykładowych rozwiązań	– Mononobe-Okabe [25, 28] – Arango [4] – Choudhury i inni [10] – Choudhury, Ahmad [7] – Ahmad, Choudhury [1] – Ling, Leshinschky [21]	– Nimbalkar i inni [27] – Tafreshi & Rahimi [36] – Steedman & Zeng [35] – Choudhury & Nimbalkar [8] – Reddy i inni [31] – Choudhury i inni [9]

stateczność. Analizuje się układ sił działających na konstrukcję i ocenia jej podatność na poślizg i obrót, które są najczęściej obserwowanymi mechanizmami zniszczeń tego rodzaju budowli. Można stosować: metody pseudostatyczne i pseudodynamiczne (tabl. 3).

W metodach pseudostatycznych obciążenie dynamiczne uwzględnia się poprzez przyjęcie dodatkowego stałego obciążenia, które jest proporcjonalne do masy potencjalnie niestatecznej bryły klina odłamu. W przypadku trzęsień ziemi w praktyce inżynierskiej często stosuje się uproszczoną analizę wpływu sił sejsmicznych na konstrukcję (ogranicza się do przyjęcia tylko dodatkowej składowej poziomej).

Pełna analiza uwzględnia wpływ dodatkowych dwóch sił składowych, poziomej i pionowej, będących efektem oddziały-

wań sejsmicznych. Wartości siły poziomej F_H oraz pionowej F_V określają wzory:

$$F_H = \frac{a_h}{g} W = k_H W$$

$$F_V = \frac{a_v}{g} W = k_V W$$

gdzie:

a_h, a_v – maksymalne wartości składowej poziomej i pionowej przyspieszenia drgań sejsmicznych [m/s^2],

g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2],

k_h, k_v – odpowiednio: poziomy i pionowy współczynnik sejsmiczny [–],

W – ciężar osuwającego się klina odłamu.

Wartości współczynników sejsmicznych (k_h, k_v), które należy przyjmować do obliczeń, są w świetle danych literaturowych

Tabl. 4. Przykładowe rozwiązania pseudodynamiczne

Źródło	Rozpatrywany schemat	Założenia	Obliczane wartości
Steedman-Zeng [35]		analiza uproszczona, zakłada się, że podstawa konstrukcji jest poddana działaniu harmonicznym, poziomych przyspieszeń o amplitudzie wynoszącej a_h , składowa pionowa $a_v = 0$	Poziome przyspieszenie drgań sejsmicznych na głębokości z: $a_h(z, t) = a_h \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right)$ Siła sejsmiczna: $P_{ae}(t) = \frac{Q_h(t) \cdot \cos(\alpha - \phi) + W \cdot \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)}$ $Q_h(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda(\sin \omega \xi - \sin \omega t)]$ gdzie: $\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega}$, $\xi = 1 - \frac{H}{V_s}$ Miejsce przyłożenia siły sejsmicznej: $h = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \xi + 2\pi \lambda H \sin \omega \xi - \lambda^2 (\cos \omega \xi - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \xi + \pi \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)}$
Choudhury-Nimbalkar [8]		podstawa konstrukcji jest poddana działaniu harmonicznym poziomych i pionowych przyspieszeń o amplitudach wynoszących odpowiednio a_h i a_v	Pionowe przyspieszenie drgań sejsmicznych na głębokości z wynosi: $a_v(z, t) = a_v \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right)$ Poziome: $a_h(z, t) = a_h \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right)$ Siła pionowa oddziaływująca na konstrukcję: $Q_v(t) = \frac{\eta \gamma Q_v}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \psi + \lambda(\sin \omega \psi - \sin \omega t)]$ gdzie: $\eta = \frac{2\pi V_p}{\omega}$; $\psi = t - \frac{H}{V_p}$ $P_{pe} = \frac{W \sin(\alpha + \phi) - Q_h \cos(\alpha + \phi) - Q_v \sin(\alpha + \phi)}{\cos(\alpha + \delta + \phi)}$
Reddy i inni [31]		podstawa konstrukcji jest poddana działaniu harmonicznym poziomych i pionowych przyspieszeń o amplitudach wynoszących odpowiednio a_h i a_v	Pozioma i pionowa składowa siły działającej na i-ty pasek znajdujący się na głębokości z wynoszą odpowiednio: $q_{hi} = m_i a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right]$ $q_{vi} = m_i a_v \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right) \right]$ m_i – masa i-tego paska lub po wprowadzeniu oznaczenia: $\zeta = H / TV_s$ $q_{hi} = W_i K_h \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \zeta + \frac{h_i}{TV_s} \right) \right]$ $q_{vi} = W_i K_v \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{\zeta}{1,87} + \frac{h_i}{TV_p} \right) \right]$ W_i – ciężar i-tego paska
Choudhury i inni [9]		wydziela się w obrębie konstrukcji części: A i B; oddzielnie analizuje się układ sił na nie oddziaływujący, bada się stateczność konstrukcji na przesunięcie i obrót; oblicza się minimalne długości zbrojenia niezbędne do zachowania jej stateczności	Pionowe przyspieszenie drgań sejsmicznych na głębokości z wynosi: $a_v(z, t) = a_v \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right)$ Poziome: $F_{hA}(t) = \frac{\lambda \gamma a_{hA}}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda(\sin \omega \xi - \sin \omega t)]$ Składowa pozioma i pionowa sił działających na część A wynoszą odpowiednio: $F_{hA}(t) = \frac{\lambda \gamma a_{hA}}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda(\sin \omega \xi - \sin \omega t)]$ $F_{vA}(t) = \frac{\eta \gamma a_{vA}}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \theta + \eta(\sin \omega \theta - \sin \omega t)]$ gdzie: $\lambda = TV_s$, $\eta = TV_p$, $\xi = t - H / V_s$, $\theta = t - H / V_p$ Składowa pozioma i pionowa sił działających na część B wynoszą zaś: $F_{hB}(t) = \frac{\lambda \gamma l_a a_{hB}}{4\pi^2 g} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda(\sin \omega \xi - \sin \omega t)]$ $F_{vB}(t) = \frac{\eta \gamma l_a a_{vB}}{4\pi^2 g} [2\pi H \cos \omega \theta + \eta(\sin \omega \theta - \sin \omega t)]$ gdzie: l_a – wstępnie przyjęta do obliczeń długość zbrojenia.

Tabl. 5. Wpływ najważniejszych parametrów na wymaganą długość zbrojenia

Parametr	Dane wyjściowe / Rodzaj zależności	Przykładowe wyniki
kąt tarcia wewnętrznego gruntu	obliczenia wykonano do przypadku, gdy: $k_h = 0,1$; $H = 5$ m; $H/\lambda = 0,17$; $H/\eta = 0,09$ charakter zaobserwowanej zależności: wymagana długość zbrojenia, które powinno być zastosowane w konstrukcji by zapewnić jej stateczność zmniejsza się wraz ze wzrostem wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu	
współczynniki sejsmiczne: poziomy i pionowy	obliczenia wykonano do przypadku, gdy: $\phi = 30^\circ$; $H = 5$ m; $H/\lambda = 0,17$; $H/\eta = 0,09$ charakter zaobserwowanej zależności: wymagana długość zbrojenia, która musi być zastosowana, by zapewnić stateczność konstrukcji rośnie wraz ze wzrostem wartości współczynników sejsmicznych: poziomego (k_h) i pionowego (k_v)	
parametr fal sejsmicznych: okres fal T	obliczenia wykonano do przypadku, gdy: $\phi = 30^\circ$; $H = 5$ m; $k_v = 0,5k_h$ charakter zaobserwowanej zależności: wraz z wzrostem okresu fali sejsmicznej maleje stateczność konstrukcji z gruntu zbrojonego i zwiększa się wymagana długość zbrojenia	

bardzo zróżnicowane [5] i zależą między innymi od: maksymalnej wartości przyspieszenia drgań sejsmicznych, siły wstrząsów, rodzaju obiektu oraz niejednorodności masywu gruntowego. W celu obliczenia wartości współczynnika sejsmicznego stosuje się wzór:

$$k = \kappa \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

gdzie:

κ – wartość współczynnika redukcyjnego ($\kappa = 0,33 \div 1,00$).

W przypadku pseudostatycznej analizy stateczności konstrukcji z gruntu zbrojonego w warunkach trzęsień ziemi przyjmuje się na ogół stałą wartość współczynnika sejsmicznego dla całego analizowanego przekroju masywu gruntowego lub skalnego.

Stosowany w pseudostatycznej analizie układu sił działających na konstrukcję sposób uwzględnienia wpływu oddziaływań sejsmicznych zawiera bardzo duże uproszczenia i nie daje możliwości uwzględnienia ich dynamicznego charakteru. Wpływa to na zmniejszoną dokładność obliczeń i uzyskiwanych wyników oraz konieczność stosowania zwiększonych współczynników bezpieczeństwa. Ponadto doświadczenia wskazują, że metody pseudostatyczne nie powinny być stosowane w przypadkach, gdy w gruntach występuje duże ciśnienie wody w porach oraz gdy pierwotna wytrzymałość gruntu uległa redukcji o ponad 15% na skutek wcześniejszego działania wstrząsów sejsmicznych [20, 30].

Drugą grupą metod, po które sięga się w trakcie analizy układu sił działających na konstrukcję są metody pseudodynamiczne

ne. Ich zaletą jest możliwość uwzględnienia (w uproszczony sposób) dynamicznego charakteru sił sejsmicznych. Wykonując obliczenia tymi metodami, uwzględnia się wpływ czasu na parametry drgań sejsmicznych. Najczęściej [1, 2, 3] przyjmuje się, że ma on wpływ na wartości przyspieszeń drgań sejsmicznych, które na głębokości z oblicza się przy użyciu wzorów:

$$a_h(z, t) = a_h \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right)$$

$$a_v(z, t) = a_v \cdot \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right)$$

gdzie:

a_h, a_v – odpowiednio pozioma i pionowa wartość przyspieszeń drgań sejsmicznych,

H – wysokość konstrukcji,

V_s, V_p, ω – odpowiednie parametry drgań sejsmicznych (tabl. 3).

W stosowanej procedurze obliczeń najczęściej dzieli się konstrukcję na paski o szerokości dz i oblicza masę każdego paska, stosując wzór [9, 36]:

$$m_z = \frac{\gamma}{g} \cdot \left(\frac{H-z}{\tan \alpha} \right) dz$$

Następnie określa się wartości (składową poziomą F_h i pionową F_v) sił sejsmicznych działających na konstrukcję przy użyciu wzorów:

$$F_h = \int_0^H m(z) \cdot a_h(z, t)$$

$$F_v = \int_0^H m(z) \cdot a_v(z, t)$$

Przykładowe rozwiązania uzyskane przy użyciu metod pseudodynamicznych przedstawiono w tabl. 4.

PRZYKŁADOWE WYNIKI OBLICZEŃ

W tabl. 5 przedstawiono wyniki przykładowych obliczeń, których celem było określenie minimalnej długości zbrojenia zapewniającej stateczność konstrukcji z gruntu zbrojonego. Stateczność budowli analizowano przy użyciu metody zaproponowanej przez Choudhurego i innych [9] – por. tabl. 4.

Wyniki obliczeń wskazują, że zarówno parametry gruntu, jak i drgań sejsmicznych mają istotny wpływ na stateczność konstrukcji i wymaganą minimalną długość zbrojenia, którą należy zastosować wykonując konstrukcję z gruntu zbrojonego. Obliczenia wykonywane dla tej samej konstrukcji przy użyciu różnych metod mogą się od siebie różnić. Przykładowo można podać, że wymagana długość zbrojenia określona dla tej samej konstrukcji ($k_h = 0,2$; $H = 5$ m; $\phi = 30^\circ$; $H/\lambda = 0,17$; $H/\eta = 0,09$) z zastosowaniem pseudo-statycznej [21] i pseudodynamicznej [9] metody obliczeniowej różniła się od kilkunastu do ponad siedemdziesięciu procent (dla k_v wynoszącego odpowiednio: 0; 0,1; 0,2). Większe wartości otrzymano przy użyciu metody pseudodynamicznej.

WNIOSKI

Dobór metody obliczeń konstrukcji z gruntu zbrojonego narażonej na oddziaływanie obciążeń sejsmicznych zależy od wielu czynników (między innymi od rodzaju budowli, charak-

terystryki podłoża gruntowego i obszaru, na którym budowla jest wykonywana, w tym ryzyka sejsmicznego występującego na nim, doświadczenia projektanta itd.). Metody projektowania sejsmicznego stosowane w praktyce inżynierskiej zawierają zazwyczaj wiele uproszczeń. Nadal bardzo popularne jest stosowanie metod pseudostatycznych, w których nie uwzględnia się dynamicznego charakteru obciążeń sejsmicznych (choć trzeba mieć świadomość, że nawet wtedy, analizując bardziej skomplikowane przypadki obciążeń np. [1, 7], mogą być potrzebne dość żmudne i pracochłonne obliczenia). W ostatnim czasie znacznie rozwinęły się metody pseudodynamiczne i numeryczne, w których istnieje możliwość bardziej realistycznego sposobu modelowania sposobu oddziaływania obciążeń sejsmicznych (uwzględniania zmienności ich parametrów w czasie).

Celem przeprowadzanych obliczeń jest określenie wymaganych parametrów konstrukcji oraz materiałów użytych do budowy, które zapewnią jej stateczność względem działających obciążeń. W trakcie wykonywanych obliczeń określa się między innymi wymaganą minimalną wytrzymałość i długość zbrojenia. Uzyskiwane wyniki zależą od metody zastosowanych obliczeń. Ze względu na fakt, że metody pseudostatyczne zawierają najwięcej uproszczeń, stosując je w praktyce, powinno przyjmować się wyższe współczynniki bezpieczeństwa. Niezależnie od przyjętej metody obliczeniowej uzyskane wyniki zawsze warto zweryfikować doświadczalnie, wykonując odpowiednie eksperymenty na stole sejsmicznym i/lub w wirówce.

LITERATURA

1. Ahmad S. M., Choudhury D.: Seismic internal stability analysis of waterfront reinforced-soil wall using pseudo-static approach. Ocean Engineering. Vol.52, 2012, 83-90.
2. Alampalli S., Elgamel A. W.: Dynamic response of retaining walls including supported soil backfill – a computational model. Materiały: 4th U.S National Conf. on Earthquake Engre, Earthquake Engineering Research Institute, Palm Springs, California, Vol.3, 1990, 623-632.
3. Al-Homoud A. S., Whitman R. V.: Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1999, 247-277.
4. Arango I.: Design of earth retaining structures for dynamic loads. Materiały ASCE Specialty Conf. on Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, 103-147.
5. Batog A., Hawrysz M.: Projektowanie budowli ziemnych w skomplikowanych i złożonych warunkach geotechnicznych. Geoinżynieria, 44 (3), 2013, 34-43.
6. Burke C. B.: Full-scale Shaking Table Tests and Finite Element Analysis of Reinforced Soil Retaining Walls. Ph.D. dissertation. Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, Nowy Jork, 2004.
7. Choudhury D., Ahmad S.M: External stability of waterfront reinforced soil structures under seismic conditions using a pseudo-static approach. Geosynthetics International, Vol.16 (1), 2009, 1-10.
8. Choudhury D., Nimbalkar S. S.: Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method. J.Geotechnique 55 (9), 2005, 699-702.
9. Choudhury D., Nimbalkar S. S., Mandal J. N.: External stability of reinforced soil walls under seismic conditions. Geosynthetics International Vol. 14 (4), 2007, 211-218.

10. Choudhury D., Subba Rao K. S., Ghosh S.: Passive earth pressure distribution under seismic condition. *Materialy: 15th Engineering Mechanics Conference of ASCE, Columbia University, Nowy Jork, 2002.*
11. Das, B. M.: *Principles of Soil Dynamics.* PWS-Kent Publishing Company, Boston, MA, 1993.
12. El-Emam M.M., Bathurst R. J., Hatami K., Mashhour M. M.: Shaking table and numerical modelling of reinforced soil walls. In: *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Vol. 1. Kyushu, Japan, 2001, 329-334.*
13. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.
14. Finn W. D. L., Wu G., Yoshida, N.: Seismic response of sheet pile walls. *Materialy: 10th World Conf. on Earthquake Engrg, Madryt, Vol. 3, 1992, 1689-1694.*
15. Fujii T., Izawa J., Kuwano J., Hshihara M., Nakane A.: Prediction of deformation of retaining walls of geosynthetic-reinforced soil under large earthquakes. *Materialy: Eighth International Conference on Geosynthetics, Vol. 4. Yokohama, Japonia, 2006, 1485-1488.*
16. Green R. A., Ebeling, R. M. : Modeling the dynamic response of cantilever earth-retaining walls using FLAC. *Numerical Modeling in Geomechanics, 2003.*
17. Helwany S. M. B., Budhu M., McCallen D.: Seismic analysis of segmental retaining walls. I: model verification. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE 127 (9), 2001, 741-749.*
18. Iai S., Kameoka T.: Finite element analysis of earthquake induce damage to anchored sheet pile quay walls. *Soils and Foundations, Vol. 33., 1993, 71-91.*
19. Koseki J.: Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures. *Geotextiles and Geomembranes. Vol.34, 2012, 51-68.*
20. Kramer S. L.: *Geotechnical Earthquake Engineering.* Prentice-Hall, New Jersey, 1996, 466-505.
21. Ling H. I., Leshchinsky D.: Effects of vertical acceleration on seismic design of geosynthetic reinforced soil structures. *Geotechnique, 48 (3) , 347-373.*
22. Ling H. I., Leshchinsky D., Chou N.N.S.: Post-earthquake investigation on several geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 21, 2001, 297-313.*
23. Ling H. I., Liu H., Kaliakin V.N., Leshchinsky D.: Analyzing dynamic behavior of geosynehtic-reinforced soil retaining walls. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE 130 (8), 2004, 911-920.*
24. Matuo H., Ohara S.: Lateral earth pressure and stability of quay walls during Earthquakes. *Materialy: 2nd World Conf. on Earthquake Engrg, International Association for earthquake Engineering, Tokio, Japonia, 1960.*
25. Mononobe N., Matsuo H.: On the determination of earth pressures during earthquakes. *Proceedings of the World Engineering Congress, 1929, Vol. 9, 177-185.*
26. Nadim F., Whitman R, V.: Seismically induced movement of retaining walls. *J.Geotech Engrg, ASCE, 109 (7), 1983, 915-913.*
27. Nimbalkar, S. S., Choudhury D., Mandal, J. N.: Seismic stability of reinforced-soil wall by pseudo-dynamic method. *Geosynthetics International, 2006, Vol.13 (3), 111-119.*
28. Okabe S.: General theory of earth pressure. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers 12 (1), 1926, 1277-1323.*
29. Ortigosa P.: Seismic earth pressure including soil cohesion. *Materialy: 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Osaka, 2005.*
30. Rajeev P.: Numerical modeling of seismic behavior of earth retaining walls. *Praca magisterska, Swinburne University of Technology, Australia 2006.*
31. Reddy G. V. N., Choudhury D., Madhav M. R., Reddy E. S.: Pseudo-dynamic analysis of reinforced soil wall subjected to oblique displacement. *Geosynthetics International, Vol.16 (2), 2009, 61-70.*
32. Richard R., Elms D. G: Seismic behavior of gravity retaining walls. *J.Geotec Engrg.,ASCE, 105 (GT4), 1979.*
33. Richards R., X. Shi: Seismic Lateral Pressures in soils with Cohesion. *J. Geotechnical Engineering, ASCE Vol.120 (7), 1994.*
34. Seed H. B., Whitman R. V.: Design of earth retaining structures for dynamic loads, *ASCE Spec.Conf. Lateral Stresses in the ground and design of retaining structures, Cornell, 1970, 103-147.*
35. Steedman R. S., Zeng X.: The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique, 40 (1), 1990, 103-112.*
36. Tafreshi A. N. M., Rahimi M.: A simplified pseudo-dynamic method of reinforced retaining wall subjected to seismic loads. *Materialy 15 WCEE, Lisboa 2012.*
37. USGS: Historic World Earthquake (http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/historical_mag_big.php)
38. Veletsos A. S., Younan A. H.: Dynamic response of cantilever retaining walls. *J.Geotech Engrg., ASCE, 123 (2), 1996, 1090-0241.*
39. Wood J. H.: Earthquake-induced soil pressures on structures. *Raport: EERL 73-05, Earthquake, Engineering Research Laboratory, California Inst. of Technol., Pasadena, Calif., 1973.*
40. Zembaty Z., Wiejacz P.: Czy w Polsce potrzebna jest sejsmiczna norma budowlana? *Czasopismo Techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2007.*