

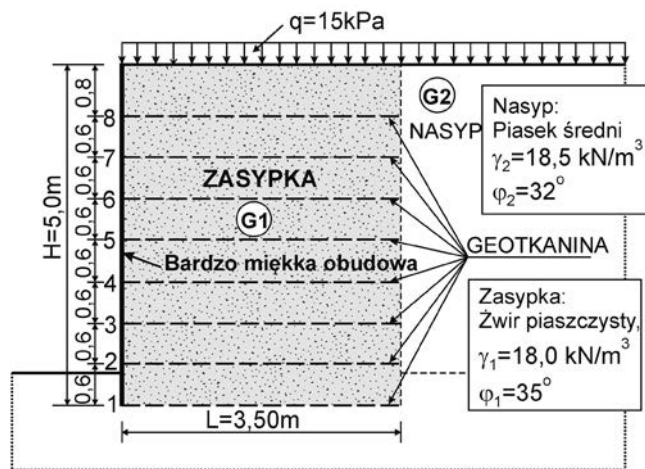
Stateczność wewnętrzna ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami zgodnie z BS 8006-1:2010

Dr hab. inż. Zenon Szypcio, prof. nadzw. PB, dr inż. Katarzyna Dołżyk-Szypcio
Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Od końca lat siedemdziesiątych ubiegłego wieku następuje rosące bardzo szybko zastosowanie geosyntetyków w geoinżynierii [3, 7, 12]. Brak krajowej normy dotyczącej zbrojenia gruntów geosyntetykami powoduje konieczność stosowania różnych opracowań i norm [2, 6, 7, 10, 12, 14]. Obecnie obowiązują zalecenia Rozporządzenia [11] wprowadzające zasady Eurokodu 7 [9]. W chwili obecnej najczęściej są stosowane wytyczne EBGeo [7]. Stateczność zewnętrzną i wewnętrzną ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami zgodnie z EBGeo [7] przedstawiono w pracach [5, 13].

Wprowadzenie Eurokodu 7 [9], doświadczenie wykonawcze, aktualna praktyka zastosowań oraz rozważania naukowe spowodowały, że zmodyfikowano [4] istniejącą normę BS 8006:1995 poprzez wprowadzenie nowej dwuczęściowej normy: BS 8006-1:2010 [2] – część dotycząca zbrojenia gruntu nasypowego oraz BS 8006-2:2011 – część dotycząca zbrojenia gruntu *in situ*. Zgodnie z normą [2] przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego stosuje się różne procedury w przypadku zbrojenia odkształcalnego i zbrojenia nieodkształcalnego. Zbrojenie uważa się za odkształcalne, jeżeli wytrzymałość obliczeniowa jest odnoszona do odkształceń $> 1\%$, zaś nieodkształcalne do odkształceń $< 1\%$. Zasadniczo w zbrojeniu gruntu geosyntetykami dopuszcza się odkształcenia geosyntetyków $> 1\%$. Przy projektowaniu konstrukcji z gruntu zbrojonego o odkształcalnym zbrojeniu można stosować metodę kotwionego klina odłamu (*Tie-Back Wedge method*), zakładając stan graniczny odkształceń w bloku gruntu zbrojonego [2, 7]. Współczynniki częściowe Eurokodu 7 nie są dostosowane do gruntu zbrojonego, zatem współczynniki częściowe podane w BS 8006-1:2010 [2] nie mogą być zastąpione podobnymi współczynnikami Eurokodu 7 [9].

W pracy przedstawiono analizę stateczności wewnętrznej pionowej ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykami zgodnie z BS 8006-1:2010 [2] (rys. 1).



Rys. 1. Schemat ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykami

W pracy zastosowano oznaczenia i symbole zgodne z BS 8006-1:2010 [2] różniące się od oznaczeń przyjętych w EBGeo [7].

PODSTAWOWE ZAŁOŻENIA

Przy projektowaniu ścian z gruntu zbrojonego stosuje się (według BS 8006-1: 2010 [2]) stany graniczne nośności (ULS) i użytkowania (SLS). W przypadku każdego rozpatrywanego schematu zniszczenia projektowane wartości oddziaływań nie mogą być większe od odpowiednich projektowanych wartości oporów. Poziom bezpieczeństwa przed wystąpieniem rozpatrywanego schematu zniszczenia zapewnia się, stosując współczynniki częściowe dla obciążeń, materiałów i oporów.

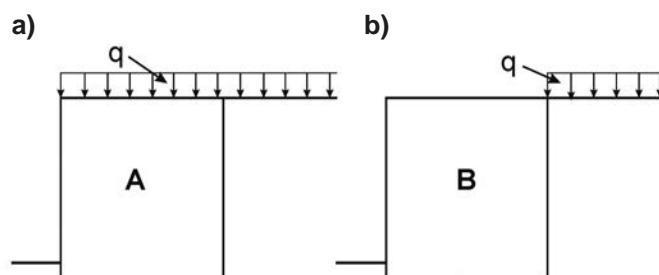
Zgodnie z BS 8006-1:2010 [2] w analizie stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami należy rozpatrywać dwie kombinacje obciążeń.

Kombinacja obciążeń A, która uwzględni maksymalne wartości wszystkich obciążeń i generuje maksymalne rozciąganie w zbrojeniu i maksymalne naprężenia pod blokiem gruntu zbrojonego. Kombinacja obciążeń B, która generuje maksymalny moment przy minimalnym ciężarze bloku gruntu zbrojonego i braku obciążenia zmiennego nad tym blokiem. Ta kombinacja zwykle decyduje o nośności na wyciąganie zbrojenia i poślizgu gruntu po płaszczyźnie poziomej. Schematycznie kombinacje A i B pokazano na rys. 2.

Wybrane wartości współczynników częściowych niezbędne do analizy stateczności wewnętrznej ściany z gruntu zbrojonego geosyntetykami przedstawiono w tabl. 1.

Zgodnie z BS 8006-1:2010 [2] powinny być rozważane następujące mechanizmy zniszczenia:

- stateczność każdego z elementów konstrukcji; wytrzymałość zbrojenia, wrywanie zbrojenia i rozerwania połączenia z obudową,
- poślizg po warstwie zbrojenia,
- stateczność klina odłamu wewnątrz bloku gruntu zbrojonego.



Rys. 2. Kombinacje obciążeń: a) kombinacja A; b) kombinacja B

Tabl. 1. Współczynniki częściowe w analizie stateczności wewnętrznej [2]

Współczynniki częściowe		Kombinacja	
		A	B
Obciążenia	Ciężar objętościowy zasypki	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$
	Ciężar objętościowy nadkładu nad blokiem gruntu zbrojonego	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$
	Parcie gruntu na blok gruntu zbrojonego	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,5$
	Obciążenie zmienne	nad blokiem gruntu zbrojonego	$f_q = 1,5$
poza blokiem gruntu zbrojonego		$f_q = 1,5$	$f_q = 1,5$
Grunt	Tangens kąta tarcia wewnętrznego $\tan \phi_p$	$f_{ms} = 1,0$	
	Efektywna kohezja c'	$f_{ms} = 1,6$	
	Wytrzymałość bez odpływu c_u	$f_{ms} = 1,0$	
Zbrojenie	Stosowane do charakterystycznej wytrzymałości krótkoterminowej zbrojenia	Wartości współczynnika f_m są określone dla każdego zbrojenia i projektowanego czasu eksploatacji	
Interakcja grunt/zbrojenie	Poślizg po zbrojeniu	$f_s = 1,3$	
	Opór na wyciąganie	$f_p = 1,3$	

WYTRZYMAŁOŚĆ ZBROJENIA

Zgodnie z BS 8006-1: 2010 [2] długoterminową wytrzymałość obliczeniową geosyntetyku dla stanów nośności (ULS) oblicza się następująco:

$$T_D = \frac{T_{CR}}{f_n \cdot f_m} \quad (1)$$

gdzie:

T_{CR} – długoterminowa wytrzymałość zależna od projektowanego czasu eksploatacji budowli i temperatury,

f_n – częściowy współczynnik zależny od kategorii budowli i skutków jej zniszczenia zgodnie z normą [2], (dla budowli kategorii 1 i 2: $f_n = 1,0$, zaś dla kategorii 3: $f_n = 1,1$ [2]),

f_m – zintegrowany współczynnik częściowy stosowany do zbrojenia gruntu.

W przypadku wyrobów geotekstylnych:

$$T_{CR} = T_{char} / RF_{CR} \quad (2)$$

gdzie:

T_{char} – charakterystyczna wytrzymałość krótkoterminowa,

RF_{CR} – współczynnik redukcyjny wynikający z reologicznych właściwości geosyntetyku.

Współczynnik f_m dla geosyntetyków oblicza się ze wzoru:

$$f_m = RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s \quad (3)$$

gdzie:

RF_{ID} – współczynnik redukcyjny uwzględniający zniszczenie podczas wbudowywania,

RF_W – współczynnik redukcyjny uwzględniający wpływ warunków atmosferycznych jak również wpływ ekspozycji geosyntetyku na działanie promieni ultrafioletowych,

RF_{CH} – współczynnik redukcyjny uwzględniający oddziaływanie środowiska w czasie eksploatacji budowli,

f_s – współczynnik bezpieczeństwa wynikający z ekstrapolacji danych eksperymentalnych.

Współczynniki częściowe podaje producent na podstawie badań wyrobu zgodnie z normami dotyczącymi poszczególnych badań lub wyznaczone w rzeczywistych warunkach ich wbudowania i eksploatacji [1, 6].

W rozpatrywanym w pracy przykładzie ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykami zastosowano poliestrową geotkaninę firmy Bonar 100/50 oraz parametry i współczynniki zgodnie z [1]. Charakterystyczna wytrzymałość tego geosyntetyku w kierunku podłużnym wynosi $T_{char} = 100$ kN/m, a odkształcenie przy maksymalnej sile $10 \pm 2\%$. Współczynnik redukcyjny wynikający z reologicznych właściwości przy temperaturze 20° wynosi $RF_{CR} = 1,58$ dla 60 lat i $RF_{CR} = 1,61$ dla 120 lat eksploatacji budowli. Współczynnik RF_{ID} może być określony na podstawie badań *in situ* lub interpolowany z wartości podanych przez producenta uzyskanych w badaniach eksperymentalnych. W przypadku geotkaniny 100/50 przyjęto $RF_{ID} = 1,45$ przy zasypce ze żwiru piaszczystego $D_{90} \leq 7,2$ mm i $RF_{ID} = 1,32$ przy zasypce z piasku $D_{90} \leq 2,8$ mm. Jeżeli geotkanina nie będzie narażona na działanie promieniowania słonecznego dłużej niż 24 godziny, to $RF_W = 1,0$ [1]. W certyfikacie nie podano wartości RF_W dla dłuższych okresów ekspozycji geotkaniny na działanie promieniowania słonecznego. Biorąc pod uwagę chemiczne/środowiskowe oddziaływanie dla $4,0 < pH < 9,0$ i temperaturze do 20° , $RF_{CH} = 1,07$ dla 60 lat eksploatacji i $RF_{CH} = 1,14$ dla 120 lat eksploatacji [1]. Wartości współczynnika bezpieczeństwa $f_s = 1,04$ dla 60 lat i $f_s = 1,07$ dla 120 lat eksploatacji. Zatem:

$$T_D = \frac{100/1,58}{1,1 \cdot 1,45 \cdot 1,0 \cdot 1,04} = 38,2 \quad (4)$$

$$T_D = \frac{100/1,61}{1,1 \cdot 1,45 \cdot 1,0 \cdot 1,07} = 36,6 \quad (5)$$

przy zasypce ze żwiru piaszczystego, odpowiednio przy 60 i 120 latach eksploatacji budowli.

Zgodnie z EBGeo [7] długoterminowa obliczeniowa wytrzymałość geosyntetyku wynosi:

$$R_{B,d} = \frac{R_{B,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_M} \quad (6)$$

gdzie:

$R_{B,k0}$ – charakterystyczna krótkoterminowa wytrzymałość geosyntetyku,

- A_1 – współczynnik uwzględniający reologiczne właściwości geosyntetyku; w przypadku geosyntetyków z poliestru na podstawie analizy badań laboratoryjnych $1,5 \leq A_1 < 2,5$,
- A_2 – współczynnik uwzględniający zniszczenie geosyntetyku podczas transportu, wbudowywania i zagęszczania zasyпки; jeżeli są stosowane grunty gruboziarniste o zaokrąglonych ziarnach, można przyjąć $A_2 = 2,0$ lub na podstawie badań *in situ*,
- A_3 – współczynnik redukcyjny uwzględniający połączenia, $A_3 = 1,0$ jeżeli nie ma połączeń w kierunku działającej siły,
- A_4 – współczynnik redukcyjny dla oddziaływań chemicznych i środowiskowych; producent powinien określić wartość tego współczynnika dla każdego wyrobu według odpowiednich norm,
- A_5 – współczynnik redukcyjny dla dominujących obciążeń dynamicznych; zaleca się stosowanie geosyntetyków dla przeważających obciążeń statycznych, zatem $A_5 = 1,0$,
- γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_M = 1,4$.

Przyjmując, że wartości współczynników częściowych dotyczące geosyntetyków otrzymano z badań, możemy przyjąć: $T_{char} = R_{B,k0}$; $RF_{CR} = A_1$; $RF_{ID} = A_2$; $RF_W \cdot RF_{CH} = A_4$, a ponieważ $A_3 = A_5 = 1,0$, możemy napisać:

$$\kappa_g = \frac{T_D}{R_{B,d}} = \frac{\gamma_M}{f_s} \quad (7)$$

Dla geotkaniny Bonar 100/50 $\kappa_g = 1,35$ dla 60 lat i $\kappa_g = 1,31$ dla 120 lat eksploatacji budowli.

ROZRYWANIE I WYCIĄGANIE

Maksymalna siła rozciągająca T_j w warstwie zbrojenia położonej na głębokości h_j musi być przeniesiona przez to zbrojenie (rys. 3).

Dla zasyпки z gruntu sypkiego:

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{ff} \quad (8)$$

gdzie składowa T_{pj} jest efektem oddziaływania ciężaru własnego zasyпки i obciążenia zmiennego bloku oraz momentu wywołanego parciem gruntu na blok gruntu zbrojonego

$$T_{pj} = K_{a1} \cdot \sigma_{vj} \cdot S_{vj} \quad (9)$$

$$K_{a1} = \tan^2(45^\circ + \phi_1/2) \quad (10)$$

$$\sigma_{vj} = \frac{R_{vj}}{L - 2 \cdot e_j} \quad (11)$$

$$R_{vj} = W_j + Q = \gamma_1 \cdot h_j \cdot f_{fs} + q \cdot L \cdot f_q \quad (12)$$

$$e_j = \frac{M_j}{R_{vj}} \quad (13)$$

$$M_j = E_\gamma \cdot \frac{h_j}{3} + E_q \cdot \frac{h_j}{2} \quad (14)$$

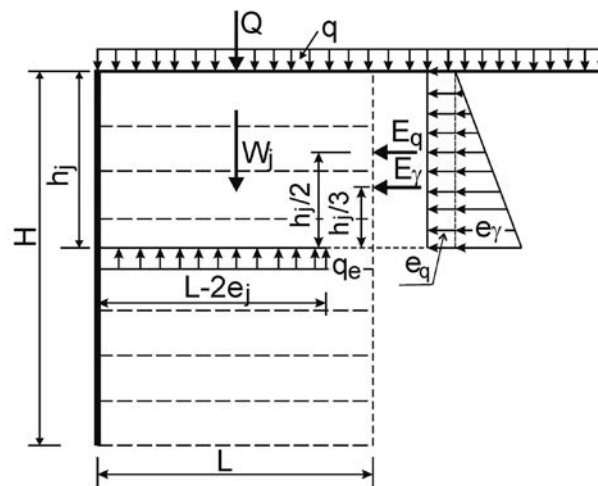
$$E_\gamma = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot h_j^2 \cdot K_{a2} \cdot f_{fs} \quad (15)$$

$$E_q = q \cdot h_j \cdot K_{a2} \cdot f_{fs} \quad (16)$$

$$K_{a2} = \tan^2(45^\circ + \phi_2/2) \quad (17)$$

gdzie:

S_{vj} – odległość między warstwami zbrojenia dla rozważanej warstwy.



Rys. 3. Naprężenia i siły od ciężaru własnego i obciążenia zmiennego

Możemy więc napisać [2], że:

$$T_{pj} = \frac{K_{a1} \cdot (f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot h_j + f_q \cdot q) \cdot S_{vj}}{\left\{ 1 - \frac{K_{a2} \cdot (f_{fs} \cdot \gamma_2 \cdot h_j + 3 \cdot f_q \cdot q) \cdot (h_j/L)^2}{3 \cdot (f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot h_j + f_q \cdot q)} \right\}} \quad (18)$$

gdzie:

f_{fs} i f_q – współczynniki obciążenia podane w tabl. 1.

Przy braku obciążeń pasmowych na bloku gruntu zbrojonego:

$$T_{sj} = T_{ff} = 0 \quad (19)$$

Zgodnie z BS 8006-1:2010 [2] i oznaczeniami przyjętymi w pracy musi być spełniony warunek:

$$T_j \leq T_D \quad (20)$$

Dla zasyпки z gruntu niespoistego parametr P_j [2], będący całkowitą powierzchnią kontaktu zbrojenia z zasypką na metr bieżący, dla warstwy zbrojenia położonej na głębokości h_j (rys. 4). Zatem dla zbrojenia z geotkaniny $P_j = 2,0$ powinien być spełniony warunek:

$$P_j = 2,0 \geq \frac{T_j}{\frac{\mu \cdot L_{ej} \cdot (f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot h_j + f_q \cdot q)}{f_p \cdot f_n}} \quad (21)$$

gdzie konserwatywna wartość współczynnika tarcia dla geotkanin firmy Bonar [1]:

$$\mu = \tan \delta = 0,6 \quad (22)$$

$$L_{ej} = L - (H - h_j) \cdot \tan(45^\circ - \phi_1/2) \quad (23)$$

Wartości współczynników częściowych: f_{fs} , f_q , f_p przyjmuje się zgodnie z tabl. 1, zaś $f_n = 1,1$ dla budowli kategorii 3 [2].

Współczynniki częściowe powinny być takie same jak w obliczeniach wartości siły T_j . Zatem konieczne jest sprawdzenie tego warunku dla obu kombinacji obciążeń.

Wzór (21) można przedstawić w postaci:

$$T_j \leq R_j \quad (24)$$

gdzie opór na wyciąganie

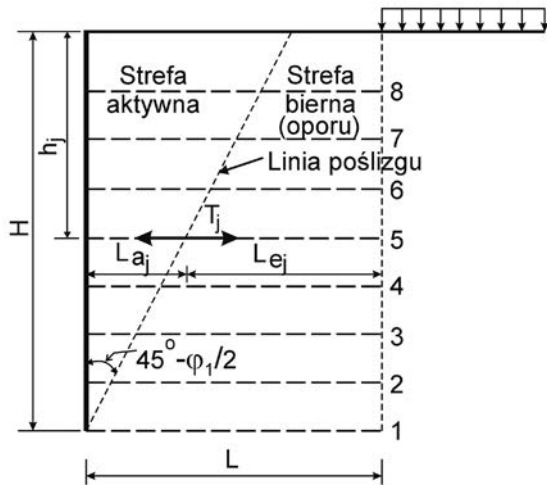
$$R_j = 2 \cdot \frac{\mu \cdot L_{ej} \cdot (f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot h_j + f_q \cdot q)}{f_p \cdot f_n} \quad (25)$$

Współczynniki wykorzystania nośności na rozrywanie i wyciąganie określa się według zależności:

$$\mu_R = \frac{T_j}{T_D} \quad (26)$$

$$\mu_W = \frac{T_j}{R_j} \quad (27)$$

Wartości projektowe sił w poszczególnych warstwach zbrojenia i wartości współczynników wykorzystania nośności na rozrywanie i wyciąganie dla schematów obciążenia A i B przedstawiono w tabl. 2. Małe wartości współczynników wykorzystania nośności wynikają z zastosowania geosyntetyku firmy Bonar 100/50 o najniższej wytrzymałości krótkoterminowej. W celu porównania w tabl. 2 przedstawiono również wartości projektowe, wytrzymałości i współczynniki wykorzystania nośności na rozrywanie obliczone, wykorzystując program GEO 5 [8], prezentowane w pracy [5].



Rys. 4. Klin odłamu przy stateczności na wyciąganie

W obliczeniach na rozrywanie bardziej niekorzystna jest kombinacja A, zaś na wyrywanie zbrojenia kombinacja B. Przy zbrojeniu gruntów geotkaniną powierzchnia kontaktu gruntu ze zbrojeniem jest duża i współczynniki wykorzystania nośności na wyrywanie są małe. Chociaż wartości obliczeniowe sił i obliczeniowe wartości wytrzymałości długoterminowej przy obliczeniach programem GEO 5 [8] są różne niż w obliczeniach zgodnie z BS 8006-1:2010 [2], to wartości współczynników wykorzystania nośności na rozrywanie są zbliżone w przypadku górnych warstw zbrojenia. W najniższych warstwach zbrojenia wartości współczynników wykorzystania nośności na rozrywanie przy obliczeniach zgodnie z BS 8006-1:2010 [2] są wyższe niż otrzymane z obliczeń programem GEO 5 [8].

POŚLIZG PO WARSTWIE ZBROJENIA

Zgodnie z BS 8006-1:2010 [2] jest konieczne sprawdzenie warunków na poślizg jakiegokolwiek części bloku gruntu zbrojonego po płaszczyźnie poziomej. W przypadku rozpatrywanego w pracy przykładu, gdy zasypką jest żwir piaszczysty, najbardziej niebezpiecznymi płaszczyznami są powierzchnie kontaktu geosyntetyku z gruntem zasypki.

Warunek długotrwałej stateczności ze względu na poślizg po zbrojeniu dla warstwy zbrojenia położonej na głębokości h_j (rys. 3) można zapisać w postaci:

$$R_{hj} \leq R_{vj} \cdot \frac{a' \cdot \tan \phi_1}{f_s \cdot f_{ms}} = R_{sj} \quad (28)$$

R_{vj} – obliczeniowa wartość siły poziomej od parcia gruntu na blok gruntu zbrojonego,

$$R_{hj} = E_v + E_q \quad (29)$$

R_{vj} – obliczeniowa wartość siły pionowej na poziomie h_j obliczona dla kombinacji B ($R_{vj} = W_j$),

f_{ms}, f_s – współczynniki częściowe (tabl. 1),

a' – współczynnik interakcji zbrojenie/grunt zasypki.

Dla przyjętej geotkaniny firmy Bonar $a' \cdot \tan \phi_1 = 0,6$. Sprawdzenie warunku na poślizg po każdej z warstw zbrojenia przedstawiono w tabl. 3.

Tabl. 2. Wartości obliczeniowe sił i oporów w poszczególnych warstwach zbrojenia

Numer warstwy zbrojenia	h_j [m]	BS 8006-1:2010						GEO 5		
		Kombinacja A			Kombinacja B			T_j^* [kN/m]	R_B [kN/m]	μ_R^* [%]
		T_j [kN/m]	T_D [kN/m]	μ_R [%]	T_j [kN/m]	R_j [kN/m]	μ_W [%]			
1	5,0	17,63	36,6	48,2	14,04	264,3	5,3	9,14	27,94	32,7
2	4,4	29,35	36,6	80,2	21,02	211,9	9,9	17,33	27,94	62,0
3	3,8	24,42	36,6	66,7	16,01	165,0	9,7	15,52	27,94	55,5
4	3,2	20,19	36,6	55,2	12,20	123,9	9,8	13,45	27,94	48,1
5	2,6	16,48	36,6	45,0	9,15	68,4	10,4	11,69	27,94	41,8
6	2,0	13,15	36,6	35,9	6,61	58,6	11,3	9,70	27,94	34,7
7	1,4	10,10	36,6	27,6	4,40	34,4	12,8	7,65	27,94	27,4
8	0,8	13,29	36,6	36,3	4,44	15,9	28,0	8,97	27,94	32,1

Tabl. 3. Wartości obliczeniowe sił i oporów na poślizg po warstwach zbrojenia

Numer warstwy zbrojenia	h_j [m]	R_{nj} [kN/m]	R_{sj} [kN/m]	μ_s [%]
1	5,0	141,1	145,4	97,1
2	4,4	113,0	127,9	88,3
3	3,8	87,8	110,5	79,5
4	3,2	65,8	93,0	70,7
5	2,6	46,8	75,6	61,9
6	2,0	30,9	58,2	53,1
7	1,4	18,0	40,7	44,3
8	0,8	8,3	23,3	35,5

Zgodnie z BS 8006-1:2010 [2] najbardziej niebezpieczna jest możliwość poślizgu po najniższej warstwie zbrojenia. Jest to skutek przyjęcia poziomego oddziaływania parcia gruntu nasypu na blok gruntu zbrojonego ($\delta = 0$). W zaleceniach EBGEO [7] przyjmuje się $\delta = 2/3 \phi_2$.

Zgodnie z normą [2] w analizie stateczności wewnętrznej ścian z gruntu zbrojonego konieczne jest sprawdzanie stateczności wewnętrznego klina odłamu. W analizowanym przykładzie warunek stateczności wewnętrzного klina odłamu jest spełniony zarówno dla rozrywania, jak i wyciągania warstw zbrojenia przecinanych najbardziej niebezpieczną powierzchnią poślizgu.

PODSUMOWANIE

Procedura obliczeń stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami zgodnie z normą BS 8006-1:2010 jest klarowna i prosta obliczeniowo.

Projektowanie ścian oporowych z gruntu zbrojonego zgodnie z normą brytyjską prowadzi do nieco wyższego poziomu bezpieczeństwa niż zgodnie z zaleceniami EBGEO i obliczeniami programem GEO 5.

Ze względu na dużą powierzchnię kontaktu geotkaniny z gruntem zasypowym wartości współczynnika wykorzystania nośności na wyciąganie są małe.

W analizie stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego geotkaninami decydujący może być warunek na poślizg gruntu po warstwie zbrojenia. W wielu przypad-

kach może zachodzić konieczność wydłużenia dolnych warstw zbrojenia ze względu na zapewnienie stateczności na poślizg.

W projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami konieczne jest konsekwentne korzystanie tylko z jednej normy.

LITERATURA

1. British Board of Agrément. Bonar Geosynthetics. Enka-Force G Geotextiles, Agrément Certificate 15/5191, 2015.
2. BS 8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and Rother fills. BSI Standards Publication.
3. Canadian Foundation Engineering Manual. 4-th Edition, Canadian Geotechnical Society, Canada, 2006.
4. Corbet S. P., Jenner Ch., Horgan G.: Revisions to BS 8006 for reinforced soil-what do these mean for the industry? Ground Engineering, April 2011, 26-30.
5. Dołżyk-Szypcio K.: Stateczność wewnętrzna ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami. Budownictwo i Inżynieria Środowiska (Civil and Environmental Engineering), Vol. 7, Nr 4, 2016, 197-206.
6. Duszyńska A., Sikora Z.: Dobór wyrobów geosyntetycznych do zbrojenia gruntu. Inżynieria Morska i Geotechnika, Nr 5, 2014, 468-473.
7. EBGEO – Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements, Wiley Company, Ernest & Sohn, Germany, 2011.
8. GEO 5 (2016). Podręcznik Użytkownika, Edycja 2016. Fine civil engineering software.
9. PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne, Część 1: Zasady ogólne. PKN, Warszawa, 2008.
10. Shukla S. K., Yin J.-H.: Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Taylor & Francis Group, London, UK, 2006.
11. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dn. 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych. Dz. U. z 2012r., poz. 463.
12. Sobolewski J.: Wymiarowanie zbrojeń geosyntetycznych w konstrukcjach z gruntu zbrojonego zgodnie z przepisami Eurokodu 7. Drogi i Mosty, nr 2, 2010, 73-86.
13. Szypcio Z., Dołżyk-Szypcio K.: Stateczność zewnętrzna ścian oporowej zbrojonej geosyntetykami. Budownictwo i Inżynieria Środowiska (Civil and Environmental Engineering), Vol. 7, Nr 4, 2016.
14. Wysokiński L., Kotlicki W.: Projektowanie konstrukcji oporowych stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami, ITB, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki, 429/2008, Warszawa 2008.