

STATECZNOŚĆ WEWNĘTRZNA ŚCIAN OPOROWYCH Z GRUNTU ZBROJONEGO GEOSYNTETYKIEM

Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono metodykę postępowania zgodną z Eurokodem 7 i wskazówkami EBGEO przy analizowaniu stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem. Szczegółowo przedstawiono każdy krok obliczeń, traktując przykład jako bardzo pomocny przy projektowaniu tego typu konstrukcji oporowych przez inżynierów. Obliczenia wykonano metodą klasyczną i przy użyciu programu komputerowego GEO5. Pokazano, że metodyka obliczeń EBGEO i metodyka przyjęta przez autorów programu GEO5 dla analizowanego przypadku prowadzi do zbliżonych poziomów bezpieczeństwa budowli. Program GEO5 może być z powodzeniem wykorzystywany przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem.

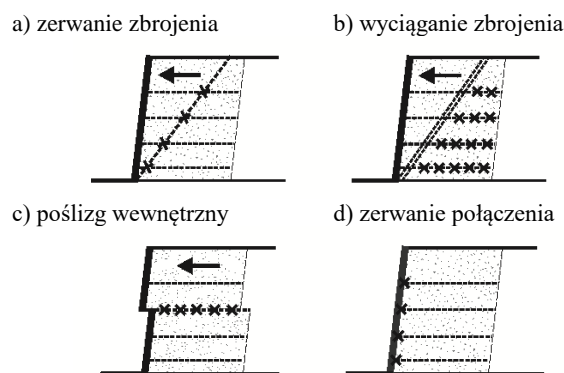
Słowa kluczowe: geosyntetyki, grunt zbrojony, stateczność wewnętrzna.

1. Wprowadzenie

Ściany oporowe z gruntu zbrojonego są bardzo popularnymi rozwiązaniami inżynierskimi w budownictwie ogólnym i komunikacyjnym. Możliwości zastosowania różnych rodzajów geosyntetyków o bardzo różnych właściwościach fizyczno-mechanicznych jako elementów zbrojenia, jak też możliwości wykonania zróżnicowanych obudów ścian decydują o optymalizacji tych rozwiązań pod względem konstrukcyjnym, ekonomicznym i architektonicznym (Shukla i Yin, 2006; Becker i Moore, 2008; Briaud, 2013; Clayton i in., 2013;). Metodyka zbrojenia gruntu jest stosunkowo młoda i nie ma jednolitej metody projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego. Projektanci muszą korzystać z różnych norm, artykułów naukowych, instrukcji i monografii (Shukla i Yin, 2006; Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; EBGEO, 2011). Od kilku lat w Polsce często wykorzystywane są wskazówki podane w zaleceniach EBGEO (2011). Choć opisana metodyka postępowania jest dosyć czytelnie przedstawiona w EBGEO to w artykule zwraca się szczególną uwagę na zagadnienie sprawdzania różnych warunków stateczności wewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem.

Metodykę postępowania przy analizie stateczności zewnętrznej ściany oporowej opisano w pracy Szypcio i Dołżyk-Szypcio (2016). W niniejszym artykule scharakteryzowano poszczególne kroki przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego. Wykazano, że szerokość ściany (długość zbrojenia) znacząco zależy od nośności podłoża i dla wielu

przypadków zalecana minimalna długość może być niewystarczająca. Przy analizie stateczności wewnętrznej sprawdza się czy maksymalne wartości w poszczególnych warstwach zbrojenia nie spowodują jego rozerwania lub wyciągnięcia. Należy również sprawdzić czy nie wystąpi poślizg po zbrojeniu części bloku gruntu zbrojonego leżącego nad daną warstwą. Konieczne jest również sprawdzenie wytrzymałości kontaktu zbrojenia z obudową (BS 8006-1, 2010; EBGEO, 2011). Podstawowe schematy utraty stateczności wewnętrznej pokazano na rysunku 1.



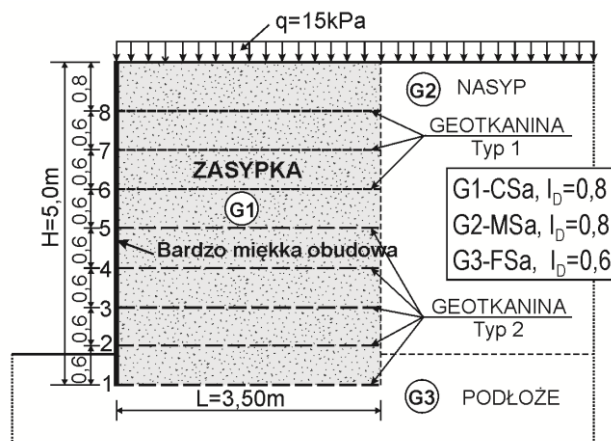
Rys. 1. Schematy utraty stateczności wewnętrznej

Jeżeli dla analizowanego rozwiązania zapewniona jest stateczność zewnętrzna i wewnętrzna, to wówczas dobiera się ostateczne długości i wytrzymałości poszczególnych warstw zbrojenia jako rozwiązanie najbardziej optymalne ze względów techniczno-ekonomicznych.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.dolzyk@pb.edu.pl

2. Geometria ściany oporowej

Geometrię ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem pokazano na rysunku 2.

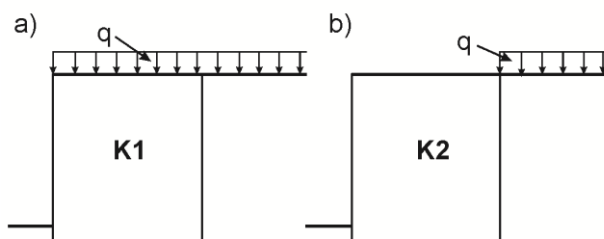


Rys. 2. Geometria ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem

Analizowano ścianę o wysokości $H = 5,0$ m i szerokości $L = 3,50$ m o zbrojeniu z 8 warstw geotkaniny ułożonych co $0,60$ m. Dolne 5 warstw stanowi geotkanina 80/20 zaś górne 3 warstwy geotkanina 50/15. Zakłada się, że naziom może być obciążony ruchem drogowym o średnim obciążeniu ciągłym $q = 15$ kPa. Jako zasypkę (grunt G1) zastosowano piasek gruby o $I_D = 0,8$, zaś gruntem nasypowym (G2) jest piasek średni o $I_D = 0,8$. Górną warstwą podłoża (G3) jest piasek drobny o $I_D = 0,6$.

Wartości charakterystyczne parametrów gruntów niezbędne do analizy stateczności wewnętrznej ściany oporowej przedstawiono w tabeli 1.

Przy projektowaniu geotechnicznym zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) konieczne jest rozpatrywanie najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń. Przy analizie stateczności wewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego rozpatrywane są dwie kombinacje obciążeń schematycznie pokazane na rysunku 3.



Rys. 3. Kombinacje obciążeń ściany oporowej z gruntu zbrojonego: a) kombinacja K1, b) kombinacja K2

Kombinacja obciążeń K1 stosuje się gdy ciężar zasypki i obciążenie zmienne usytuowane nad blokiem gruntu zbrojonego działają niekorzystnie oraz występują maksymalne parcia od gruntu nasypowego i obciążenia zmienne. Przy rozpatrywaniu kombinacji obciążeń K2, w przeciwieństwie do kombinacji K1, ciężar zasypki i obciążenie zmienne nad blokiem gruntu zbrojonego są oddziaływaniami korzystnymi, zatem w analizie obciążenia zmienne powinny być pominięte ($\gamma_Q = 0$).

Eurokod 7 (PN-EN 1997-1, 2008) umożliwia stosowanie 3 podejść obliczeniowych. Podczas analizy stateczności wewnętrznej są wykorzystywane dwa podejścia obliczeniowe: podejście obliczeniowe 2 (EBGEO, 2011) przy analizie kontaktu zbrojenia z obudową i podejście obliczeniowe 3 przy analizie warunku na rozrywanie i wyciąganie zbrojenia. W pracy (EBGEO, 2011) nie analizuje się utraty stateczności wewnętrznej spowodowanej poślizgiem po warstwie zbrojenia.

W tabeli 2 przedstawiono współczynniki częściowe konieczne przy analizie stateczności wewnętrznej dla podejścia obliczeniowego 2 i 3 zgodnie z Eurokodem 7.

3. Rozrywanie i wyciąganie zbrojenia

Przy sprawdzaniu warunku na rozrywanie i wyciąganie zbrojenia zgodnie z zaleceniami EBGEO (2011) należy sprawdzić czy dla najbardziej niebezpiecznej powierzchni poślizgu spełniony jest warunek:

Tab. 1. Parametry fizyczno-mechaniczne gruntów

Grunt		Ciężar objętościowy γ_k / γ_{sat} [kN/m ³]	Kąt tarcia wewnętrzznego φ_k [°]	Efektywna spójność c', k [kPa]	
Opis	Rodzaj				Symbol
Zasypka	Piasek gruby (CSa)	G1	18,0 / 20,8	35	0
Nasyp	Piasek średni (MSa)	G2	18,2 / 20,4	32	0
Podłoże	Piasek drobny (FSa)	G3	17,5 / 19,9	31	0

Tab. 2. Współczynniki częściowe według Eurokodu 7

Współczynniki częściowe			Podejście obliczeniowe 2	Podejście obliczeniowe 3
Opis	Symbol			
Oddziaływania	stałe	niekorzystne	1,35	1,0
		korzystne	1,0	1,0
	zmiennie	niekorzystne	1,5	1,3
		korzystne	0	0
Materiały	Kąt tarcia ($\tan \varphi$)	γ_{φ}	1,0	1,25
	Efektywna kohezja (c')	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
	Ciężar objętościowy (γ)	$\gamma_{\gamma}^{(*)}$	1,0	1,0
Opory	Poślizg	γ_{Rh}	1,1	1,0
	Opór gruntu	γ_{Re}	-	1,0

Objaśnienia: ^(*) współczynniki podane przez Bonda i Harrisa (2008).

$$\sum E_{g,d} \leq \min \left(\sum R_{Bi,d}; \sum R_{Ai,d} \right) \quad (1)$$

gdzie: $\sum E_{g,d}$ jest sumą obliczeniowych wartości składowych poziomych oddziaływań dla rozważanej linii poślizgu, zaś $\sum E_{Bi,d}$ i $\sum E_{Ai,d}$ sumą wartości obliczeniowych wytrzymałości na rozerwanie i wyciąganie warstw i zbrojenia przecinanych rozważaną powierzchnią poślizgu.

W wielu proponowanych w literaturze rozwiązaniach oblicza się wartości sił w poszczególnych warstwach zbrojenia (BS 8006-1, 2010; GEO5, 2016) i sprawdza czy siła ta nie rozrywa i wyciąga tej warstwy zbrojenia.

$$E_{i,d} \leq \min(R_{Bi,d}; R_{Ai,d}) \quad (2)$$

Spełnienie warunku (2) zawsze skutkuje spełnieniem warunku (1). Spełnienie warunku (1) nie musi zawsze prowadzić do spełnienia warunku (2). Problem ten będzie omawiany w dalszej części artykułu.

Ze względu na specyficzne właściwości geosyntetyków konieczne było opracowanie specjalnej metody obliczeń ich wytrzymałości długoterminowej. Powszechnie przyjęto, że wytrzymałość krótkoterminową ($R_{B,k0}$) koryguje się przez wprowadzenie odpowiednich współczynników redukcyjnych A_i (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; EBGeo, 2011) i współczynnika materiałowego γ_M . Zatem obliczeniową wartość wytrzymałości długoterminowej zbrojenia na rozerwanie określa się z równania (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGeo, 2011)

$$R_{Bi,d} = \frac{R_{Bi,k}}{\gamma_M} = \frac{R_{Bi,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma_M} \quad (3)$$

gdzie: A_i są współczynnikami uwzględniającymi spadek wytrzymałości, deklarowanymi przez producenta lub wyznaczone doświadczalnie. Współczynnik A_1 uwzględnia spadek wytrzymałości na skutek pełzania, A_2 uszkodzenia w transporcie, A_3 na skutek połączeń i A_4 działania czynników środowiskowych zaś γ_M jest redukcyjnym współczynnikiem materiałowym.

Dla rozważanego w pracy przypadku przyjęto: $A_1 = 2,5$; $A_2 = 1,2$; $A_3 = A_4 = 0$; zaś $\gamma_M = 1,4$ (EBGeo,

2011).

Charakterystyczną natychmiastową wartość wytrzymałości na rozrywanie w warstwie i oznaczono jako $R_{Bi,k0}$. Dla pięciu dolnych warstw zbrojenia $i = 1-5$ $R_{Bi,d} = 19,04$ kN/m, zaś dla trzech górnych $i = 6-8$ $R_{Bi,d} = 11,90$ kN/m.

Wartość obliczeniową siły wyciągającej warstwę i zbrojenia obliczamy z równania:

$$R_{Ai,d} = \frac{2 \cdot \sigma_{vi,d} \cdot L_{Ai} \cdot \tan \delta_i}{\gamma_B} \quad (4)$$

gdzie: $\sigma_{vi,d}$ jest wartością obliczeniową naprężeń normalnych do i -tej warstwy zbrojenia, L_{Ai} długością i -tej warstwy zbrojenia w strefie biernej bloku gruntu zbrojonego.

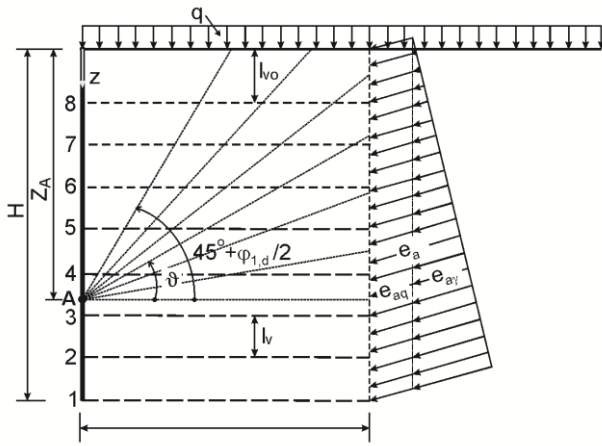
Wartość kąta tarcia gruntu zasypki o geosyntetyk powinna być określona eksperymentalnie. W pracy przyjęto za Wysokińskim i Kotlickim (2008) i EBGeo (2011), że

$$\tan \delta_i = 0,8 \cdot \tan \varphi_{1,k} \quad (5)$$

Współczynnik redukcyjny na wyciąganie $\gamma_B = 1,4$ (EBGeo, 2011).

Zauważyć należy, że warunek (2) prowadzi do podwyższenia poziomu bezpieczeństwa budowli. Analizowana powierzchnia poślizgu może przecinać warstwę geosyntetyku blisko jej końca o małej lub bardzo małej długości zakotwienia w strefie biernej, a zgodnie z warunkiem (1) warstwa ta jest brana pod uwagę przy analizie warunku na rozrywanie i wyciąganie.

Zgodnie z EBGeo (2011) rozważa się prostoliniowe powierzchnie poślizgu przecinające lico ściany na poziomie Z_A o różnym kącie nachylenia ϑ . Minimalny kąt nachylenia $\vartheta_{\min} = 0^\circ$, zaś maksymalny $\vartheta_{\max} = 45^\circ + 0,5\varphi_{1,d} = 59,65^\circ$ (rys. 3). W pracy analizowano linie poślizgu przecinające lico ściany na poziomie poszczególnych warstw zbrojenia i kątach nachylenia $\vartheta = 7,5^\circ, 15,0^\circ, 22,5^\circ, 30,0^\circ, 37,5^\circ, 45,0^\circ, 52,5^\circ, 59,65^\circ$



Rys. 4. Przykładowe powierzchnie poślizgu

Na rysunku 4 pokazano również parcie jednostkowe gruntu nasypowego na blok gruntu zbrojonego.

Zgodnie z EBGeo (2011) przy sprawdzaniu warunku na rozrywanie i wyciąganie stosuje się podejście obliczeniowe 3. Zatem wartości obliczeniowe czynnych parć jednostkowych na blok gruntu zbrojonego od ciężaru gruntu nasypowego i obciążenia zmiennego q mają postać:

$$e_{a\gamma,d} = \gamma_{2,d} \cdot z \cdot K_{a,d} \quad (6)$$

$$e_{aq,d} = q_d \cdot z \cdot K_{a,d} \quad (7)$$

gdzie:

$$\gamma_{2,d} = \gamma_{2,k} \cdot \gamma_\gamma \quad (8)$$

$$q_d = q_k \cdot \gamma_Q \quad (9)$$

$$K_{a,d} = \frac{\cos^2 \varphi_{2,d}}{\left[1 + \frac{\sin(\varphi_{2,d} + \delta_{2,d}) \sin \varphi_{2,d}}{\cos \delta_{2,d}} \right]^2} \frac{1}{\cos \delta_{2,d}} \quad (10)$$

$$\delta_{2,d} = \frac{2}{3} \varphi_{2,d} \quad (11)$$

$$\gamma_\gamma = 1,0; \gamma_G = 1,0; \gamma_Q = 1,3; \varphi_{2,d} = \arctan(\tan \varphi_{2,k} / \gamma_\varphi).$$

Składowe poziome są równe odpowiednio:

$$e_{a\gamma h,d} = e_{a\gamma,d} \cdot \cos \delta_{2,d} \quad (12)$$

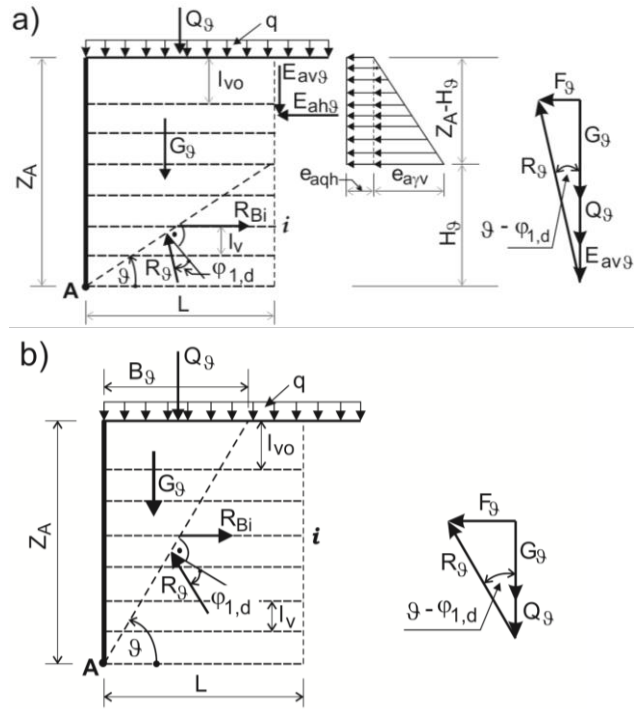
$$e_{aqh,d} = e_{aq,d} \cdot \cos \delta_{2,d} \quad (13)$$

Zaś składowe pionowe

$$e_{a\gamma v,d} = e_{a\gamma h,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (14)$$

$$e_{aqv,d} = e_{aqh,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (15)$$

Siły działające na aktywną część bloku gruntu zbrojonego schematycznie pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Siły działające na aktywny blok gruntu: a) powierzchnia poślizgu nie przecina linii naziemnej, b) powierzchnia poślizgu przecina linię naziemną

Wartość obliczeniową ciężaru części aktywnej bloku gruntu zbrojonego dla powierzchni poślizgu przecinającej obudowę ściany oporowej w odległości Z_A od naziemnej i nachylonej pod kątem ϑ do poziomu określa równanie:

$$G_{g,d} = \gamma_{1,d} \cdot L \cdot \left(Z_A - \frac{1}{2} H_g \right) \quad \text{dla } H_g \leq Z_A \quad (16a)$$

$$G_{g,d} = \frac{1}{2} \gamma_{1,d} \cdot Z_A \cdot B_g \quad \text{dla } H_g > Z_A \quad (16b)$$

gdzie:

$$H_g = L \cdot \tan \vartheta \quad (17a)$$

$$B_g = L \quad \text{dla } H_g \leq Z_A \quad (17b)$$

$$B_g = Z_A \cdot \cot \vartheta \quad \text{dla } H_g > Z_A \quad (17c)$$

Wartość obliczeniowa wypadkowej obciążenia zmiennego działającego na aktywną część bloku gruntu zbrojonego

$$Q_{g,d} = q_d \cdot B_g \quad (18)$$

Zauważmy, że dla $\vartheta < \varphi_{1,d}$ siła $F_g^* < 0$, zatem ciężar części aktywnej bloku gruntu zbrojonego oraz obciążenie zmiennie nad blokiem są oddziaływaniami korzystnymi i zgodnie z Eurokodem 7 (2008) $\gamma_G = 1,0$, a $\gamma_Q = 0$, a więc w obliczeniach należy przyjmować kombinacje obciążeń K2.

$$\text{Dla } \vartheta < \varphi_{1,d} \quad Q_{g,d} = 0 \quad (19)$$

Parcie gruntu na aktywną część bloku gruntu zbrojonego przy rozważaniu warunku na rozrywanie

i wyciąganie zbrojenia geosyntetycznego jest oddziaływaniem niekorzystnym, zatem dla trzeciego podejścia obliczeniowego $\gamma_G = 1,0$, zaś $\gamma_Q = 1,3$.

Składowe poziome i pionowe całkowitych par są zapisane równaniami:

$$E_{\alpha h,d} = \frac{1}{2} \gamma_{2,d} \cdot K_{\alpha h,d} \cdot (Z_A - H_g)^2 \quad (20)$$

$$E_{\alpha qh,d} = q_{\alpha,d} \cdot K_{\alpha h,d} \cdot (Z_A - H_g) \quad (21)$$

$$E_{\alpha v,d} = E_{\alpha h,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (22)$$

$$E_{\alpha qv,d} = E_{\alpha qh,d} \cdot \tan \delta_{2,d} \quad (23)$$

gdzie:

$$K_{\alpha h,d} = K_{\alpha,d} \cdot \cos \delta_{2,d} \quad (24)$$

Wartość charakterystyczna siły oporu tarcia na płaszczyźnie poślizgu oddzielającej część aktywną od części biernej bloku gruntu zbrojonego oznaczono jako R_g (rys. 5). Do sprawdzenia warunku na rozrywanie i wyciąganie geosyntetyku konieczna jest znajomość składowej poziomej tej siły oznaczonej jako $F_{g,d}$. Na rysunku 5 pokazano wieloboki sznurowe dla przypadku gdy powierzchnia poślizgu przecina linię naziumu poza blokiem gruntu zbrojonego (rys. 5a) i gdy powierzchnia poślizgu w całości jest wewnątrz bloku gruntu zbrojonego (rys. 5b). Zatem dla $H_g \leq Z_A$:

$$F_{g,d} = (G_{g,d} + Q_{g,d} + E_{\alpha v,g,d} + E_{\alpha qv,g,d}) \cdot \tan(\vartheta - \varphi_{1,d}) \quad (25)$$

oraz dla $H_g > Z_A$:

$$F_{g,d} = (G_{g,d} + Q_{g,k}) \cdot \tan(\vartheta - \varphi_{1,d}) \quad (26)$$

Obliczeniowa wartość sumy składowych poziomych oddziaływań na aktywną część bloku gruntu zbrojonego dla powierzchni poślizgu o nachyleniu ϑ jest:

$$E_{h\vartheta,d} = E_{\alpha h\vartheta,d} + E_{\alpha qh\vartheta,d} + F_{g,d} \quad \text{dla } H_g \leq Z_A \quad (27)$$

$$E_{h\vartheta,d} = F_{g,d} \quad \text{dla } H_g > Z_A \quad (28)$$

Zgodnie z EBGeo (2011) warunek na rozrywanie i wyciąganie ma postać:

$$E_{h\vartheta,d} \leq \min(\sum R_{Bi,d}; \sum R_{Ai,d}) \quad (29)$$

gdzie: $R_{Bi,d}$ jest długoterminową wartością obliczeniową wytrzymałości na rozrywanie warstwy i zbrojenia przecinanego przez powierzchnię poślizgu, zaś $R_{Ai,d}$ wartością obliczeniową na wyciąganie tej warstwy zbrojenia. Zatem aby spełnić warunek (29) na rozrywanie i wyciąganie należy dla danej linii poślizgu znaleźć sumaryczną wartość wytrzymałości na rozrywanie warstw geosyntetyków przecinanych przez linię poślizgu i sumaryczną wartość oporów na wyciąganie tych warstw geosyntetyku. Wartość siły poziomej działającej na aktywny blok gruntu zbrojonego powinna być mniejsza od mniejszej sumarycznej wartości na rozrywanie lub wyciąganie.

W tabeli 3 pokazano wartości średnie sił w n warstwach zbrojenia przecinanych przez powierzchnię poślizgu:

$$E_{h\vartheta,d}^* = \frac{E_{h\vartheta,d}}{n} \quad (30)$$

Należy zauważyć, że dla wszystkich rozważanych wartości Z_A i małych kątów ϑ wartości $E_{h\vartheta,d}^*$ są ujemne, co świadczy o tym, że składowa pozioma oporów poślizgu na rozważanej powierzchni poślizgu jest większa od sumy składowych poziomych oddziaływań na aktywny blok gruntu. Maksymalne wartości $E_{h\vartheta,d}^*$ dla $Z_A = 5,0$ i $4,4$ m otrzymano dla kąta $\vartheta = 45^\circ$ zaś dla $Z_A < 4,4$ m odpowiednio dla $\vartheta = 59,65^\circ$. Zatem można rozpatrywać tylko linie o nachyleniu $\vartheta \approx 45^\circ$, $\vartheta = 45^\circ + 0,5\varphi_{1,d}$. Takie postępowanie prowadzić może jednak do nieekonomicznego lub niebezpiecznego zaprojektowania ściany oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykiem. Zdaniem autorki należy wykonać obliczenia dla wielu wartości Z_A i kątów ϑ , aby prawidłowo zaprojektować ścianę oporową z gruntu zbrojonego. Procedura obliczeń jest jednak bardzo pracochłonna. W tabeli 4 pokazano wyniki analizy warunku na rozrywanie, zaś w tabeli 5 na wyciąganie zbrojenia.

Tab. 3. Wartości obliczeń [kN/m]

Z_A	ϑ°							
m	7,5	15,0	22,5	30,0	37,5	45,0	52,5	59,65
5,0	-66,1	-13,6	1,5	12,4	15,1	15,8	13,4	13,8
4,4	-64,3	-15,0	-0,8	8,9	11,7	12,5	12,2	12,3
3,8	-60,6	-15,4	-2,3	6,0	8,7	9,7	11,2	11,7
3,2	-55,1	-14,8	-3,2	3,6	6,2	8,7	10,2	10,8
2,6	-47,6	-13,3	-3,4	1,7	5,3	7,9	9,2	9,6
2,0	-38,3	-10,7	-2,9	0,6	4,7	7,0	8,2	8,6
1,4	-27,1	-7,2	-2,5	0,5	4,2	6,3	7,4	7,7
0,8	-14,0	-5,5	-1,6	0,5	4,0	6,0	7,0	7,3

Tab. 4. Warunek na rozrywanie

Z_A	$E_{h,9,d}^*$	Wytrzymałość długoterminowa $R_{B,i,d}$ [kN/m]								$\Sigma R_{B,i,d}$	Δ_B
		1	2	3	4	5	6	7	8		
m	kN/m									kN/m	%
5,0	94,7	19,04	19,04	19,04	19,04	19,04				95,2	99,5
4,4	75,2		19,04	19,04	19,04	19,04	11,9			88,1	85,4
3,8	70,1			19,04	19,04	19,04	11,9	11,9	11,9	92,8	75,5
3,2	53,1				19,04	19,04	11,9	11,9	11,9	73,8	72,0
2,6	38,3					19,04	11,9	11,9	11,9	54,7	70,0
2,0	25,8						11,9	11,9	11,9	35,7	72,3
1,4	15,4							11,9	11,9	23,8	64,7
0,8	7,3								11,9	11,9	61,3

Tab. 5. Warunek na wyciąganie

Z_A	$E_{h,9,d}^*$	Opór na wyciąganie w warstwie $R_{A,i,d}$ [kN/m]								$\Sigma R_{A,i,d}$	Δ_A
		1	2	3	4	5	6	7	8		
m	kN/m									kN/m	%
5,0	94,7	310,8	232,5	164,5	106,9	59,7				874,4	10,8
4,4	75,2		278,5	205,7	143,3	91,2	49,5			768,2	9,8
3,8	70,1			246,2	194,3	148,4	108,6	74,9	47,3	819,7	8,6
3,2	53,1				215,9	167,1	124,2	87,5	56,8	651,5	8,2
2,6	38,3					185,7	139,8	100,1	66,4	492,0	7,8
2,0	25,8						155,4	112,6	75,9	343,9	7,5
1,4	15,4							125,2	85,4	210,6	7,3
0,8	7,3								94,9	94,9	7,7

Przy wykorzystaniu dwóch różnych geosyntetyków o wytrzymałości krótkoterminowej 80/20 kN/m i 50/15 kN/m konieczne jest ze względu na rozrywanie zastosowanie geosyntetyku 80/20 w pięciu dolnych warstwach, zaś geosyntetyku 50/15 w trzech górnych warstwach. Współczynnik wykorzystania nośności na rozrywanie dla dwóch dolnych warstw wynosi około 90%, czterech środkowych ~70% i dwóch górnych ~65%. Zauważyć należy, że można zaproponować wiele rozwiązań spełniających warunek na rozrywanie zbrojenia geosyntetycznego, stosując więcej rodzajów geosyntetyków. Decyzję o wyborze ostatecznego rozwiązania podejmuje projektant mając na uwadze względy

ekonomiczne i wykonawcze. Stopień wykorzystania nośności na wyciąganie jest mały i nie przekracza 11%, co by sugerowało możliwość skrócenia zbrojenia. W analizowanym przykładzie $L = 0,7H$, zatem jest minimalną długością zalecaną obecnie przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego.

Inną procedurę obliczeń sił w warstwach zbrojenia zastosowano w programie komputerowym GEO5 (2016) (tab. 6).

Wartości obliczeniowe sił w poszczególnych warstwach zbrojenia $E_{i,d}$ oraz stopnie wykorzystania nośności ze względu na rozrywanie $\Delta_{B,i}$ i wyciąganie $\Delta_{A,i}$ poszczególnych warstw przedstawiono w tabeli 7.

Tab. 6. Warunek na rozrywanie i wyciąganie GEO5

Nr warstwy	$E_{i,d}^*$ kN/m	$R_{B,i,d}$ kN/m	$R_{A,i,d}$ kN/m	Δ_B^* -	Δ_A^* -
1	9,14	19,04	403,3	48,0	2,3
2	19,33	19,04	329,6	91,0	5,3
3	15,52	19,04	259,7	81,5	6,0
4	13,45	19,04	199,6	70,6	6,7
5	11,69	19,04	145,9	61,4	8,0
6	9,70	11,90	99,0	81,5	9,8
7	7,65	11,90	60,6	64,2	12,6
8	8,97	11,90	29,7	75,3	30,2

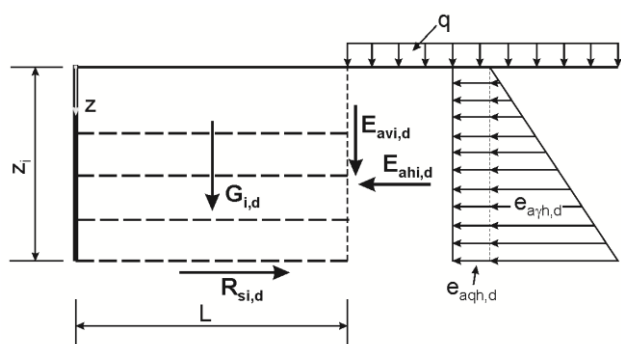
Tab. 7. Siły w zbrojeniu oraz stopień wykorzystania nośności na rozrywaniu i wyciąganie

Nr warstwy	$E_{i,d}^*$ kN/m	$R_{Bi,d}$ kN/m	$R_{Ai,d}$ kN/m	Δ_{Bi} -	Δ_{Ai} -
1	9,41	19,04	403,3	48,0	2,3
2	17,33	19,04	329,6	91,0	5,3
3	15,52	19,04	259,7	81,5	6,0
4	13,45	19,04	199,6	70,6	6,7
5	11,69	19,04	145,9	61,4	8,0
6	9,70	11,90	99,0	81,5	9,8
7	7,65	11,90	60,6	64,2	12,6
8	8,97	11,90	29,7	75,3	30,2

Z obliczeń programem komputerowym GEO5 wynika, że ze względu na rozrywanie i wyciąganie obliczenia wykonywane zgodnie z zaleceniami EBGEO (2011) są poprawne. Procedura przedstawiona w EBGEO nie daje możliwości analizy sił w poszczególnych warstwach zbrojenia, zatem obie metody nie mogą być porównane bezkrytycznie. Szczególne różnice są widoczne przy rozważaniu wyciągania warstw zbrojenia. Zgodnie z obliczeniami programem GEO5 górne warstwy zbrojenia mają największy stopień wykorzystania nośności na wyciąganie, co nie jest widoczne przy analizie zgodnie z procedurą zalecaną przez EBGEO (2011).

4. Poślizg gruntu po zbrojeniu

Możliwa jest utrata stateczności wewnętrznej spowodowana poślizgiem części bloku gruntu zbrojonego po zbrojeniu, tak zwany poślizg wewnętrzny (BS 8006-1, 2010). Schematycznie problem pokazano na rysunku 1c. Przy analizie poślizgu wewnętrznego najbardziej niekorzystna jest kombinacja obciążeń K2 (rys. 6).



Rys. 6. Schemat oddziaływań przy analizie poślizgu wewnętrznego

Zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) poślizg po i -tej warstwie nie wystąpi jeżeli spełniony jest warunek:

$$E_{i,d} \leq R_{si,d} \quad (31)$$

Dla rozpatrywanego w artykule przykładu:

$$E_{i,d} = E_{ahi,d} \quad (32)$$

$$R_{si,d} = (G_{i,d} + E_{avi,d}) \cdot f_{s,f} / \gamma_{Rh} \quad (33)$$

$$G_{i,d} = \gamma_{1,d} \cdot L \cdot z_i \quad (34)$$

Wartości $E_{ahi,d}$ i $E_{avi,d}$ oblicza się korzystając z równań (20, 21, 22, 23). Ponadto przyjęto, że:

$$f_{s,d} = 0,8 \cdot \tan(\varphi_{1,d}) \quad (35)$$

W tabeli 8 i 9 przedstawiono dla poszczególnych warstw zbrojenia oddziaływania i opory dla podejścia obliczeniowego 2 i 3, przyjmując współczynniki częściowe oddziaływań, materiałów i oporów zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) zamieszczone w tabeli 2. Współczynniki wykorzystania nośności oznaczone odpowiednio dla podejść obliczeniowych jako Δ_{s2} i Δ_{s3} obliczono z równania:

$$\Delta_s = \frac{E_{i,d}}{R_{si,d}} \cdot 100\% \quad (36)$$

Przy obu podejściach obliczeniowych współczynniki wykorzystania nośności są podobne. Nieco wyższy poziom bezpieczeństwa budowli otrzymuje się stosując podejście obliczeniowe 3. Należy zauważyć, że zwiększając długość zbrojenia podnosi się zawsze poziom bezpieczeństwa budowli.

W zaleceniach EBGEO (2011) utrata stateczności wewnętrznej w wyniku poślizgu gruntu zasypowego po zbrojeniu nie jest analizowana. Ze względu na wykorzystanie różnych geosyntetyków do zbrojenia gruntu o różnym współczynniku tarcia pomiędzy geosyntetykiem a gruntem, zdaniem autorki, zachodzi konieczność analizy poślizgu wewnętrznego dla każdej warstwy zbrojenia.

Tab. 8. Poślizg wewnętrzny – podejście obliczeniowe 2

Nr warstwy	Z_i m	$G_{i,d}$ kN/m	$E_{a\gamma hi,d}$ kN/m	$E_{aq hi,d}$ kN/m	$E_{a\gamma vi,d}$ kN/m	$E_{aq vi,d}$ kN/m	$E_{ahi,d}$ kN/m	$E_{avi,d}$ kN/m	$R_{si,d}$ kN/m	Δs_2 %
8	0,8	50,4	2,10	4,60	0,8	1,8	6,7	2,6	27,0	24,8
7	1,4	88,2	6,20	8,10	2,4	3,2	14,3	5,6	47,8	29,9
6	2,0	126,0	12,80	11,50	5,0	4,5	24,3	9,5	69,0	35,2
5	2,6	163,8	21,63	14,99	8,4	5,9	36,6	14,3	90,7	40,4
4	3,2	201,6	32,76	18,44	12,8	7,2	51,2	20,0	112,8	45,4
3	3,8	239,4	46,19	21,90	18,0	8,6	68,1	26,6	135,4	50,3
2	4,4	277,2	61,93	25,36	24,2	9,9	87,3	34,1	158,8	55,0
1	5,0	315,0	79,98	28,82	31,2	11,3	108,8	42,5	182,0	59,8

Tab. 9. Poślizg wewnętrzny – podejście obliczeniowe 3

Nr warstwy	Z_i m	$G_{i,d}$ kN/m	$E_{a\gamma hi,d}$ kN/m	$E_{aq hi,d}$ kN/m	$E_{a\gamma vi,d}$ kN/m	$E_{aq vi,d}$ kN/m	$E_{ahi,d}$ kN/m	$E_{avi,d}$ kN/m	$R_{si,d}$ kN/m	Δs_3 %
8	0,8	50,4	1,9	5,10	0,6	1,6	7,0	2,2	23,7	29,5
7	1,4	88,2	5,9	8,80	1,9	2,8	14,7	4,7	41,8	35,2
6	2,0	126,0	12,0	12,60	3,8	4,0	24,6	7,9	60,3	40,8
5	2,6	163,8	20,2	16,40	6,5	5,2	36,6	11,7	79,0	46,3
4	3,2	201,6	30,7	20,20	9,8	6,4	50,8	16,2	98,0	51,8
3	3,8	239,4	43,2	24,00	13,8	7,7	67,2	21,5	117,4	57,2
2	4,4	277,2	58,0	27,80	18,5	8,9	85,7	27,4	137,1	62,5
1	5,0	315,0	74,9	31,60	23,9	10,1	106,4	34,0	157,1	67,7

5. Zniszczenie połączenia geosyntetyku z obudową

Obudowa i połączenie obudowy z geosyntetykiem musi zapewnić bezawaryjne użytkowanie ściany w okresie jej eksploatacji. Wytrzymałość geosyntetyku, jego połączenia z obudową i opór na wyciąganie warstwy muszą być większe od siły parcia gruntu zasypki w analizowanej warstwie. Symbolicznie warunek ten ma postać:

$$E_{fi,d} = \min(R_{Bi,d}; R_{Ai,d}; R_{fi,d}) \quad (37)$$

gdzie $E_{fi,d}$ jest obliczeniową wartością parcia gruntu w analizowanej warstwie.

$$E_{fi,d} = e_{ahi,d} \cdot l_v \quad (38)$$

gdzie: l_v jest grubością analizowanej warstwy (rys. 4) zaś

$$e_{ahi,d} = \eta_\gamma \cdot e_{a\gamma hi,d} + \eta_q \cdot e_{aq hi,d} \quad (39)$$

Zgodnie z EBGeo (2011) współczynniki η_γ i η_q są równe:

$$\eta_\gamma = 0,7 \quad \text{dla } z_i \geq 2,0\text{m} \quad (40a)$$

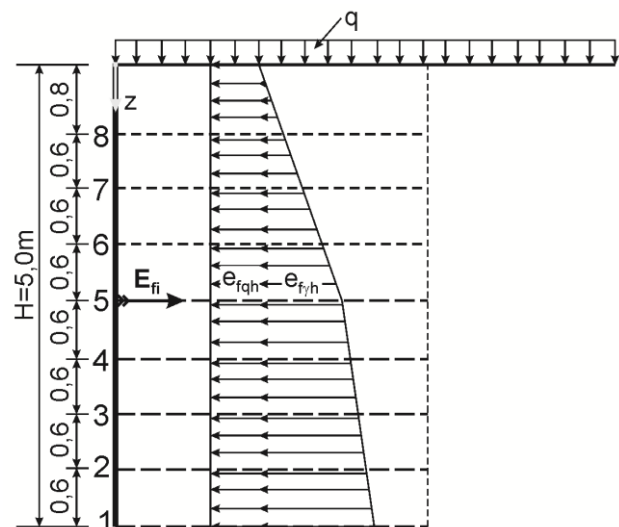
$$\eta_\gamma = 1,0 \quad \text{dla } z_i < 2,0\text{m} \quad (40b)$$

$$\eta_q = 1,0 \quad \text{dla wszystkich warstw} \quad (40c)$$

Obliczeniowe wartości składowych poziomych parć gruntu zasypki (rys. 7) na obudowę określają równania:

$$e_{a\gamma hi,d} = \gamma_{1,d} \cdot K_{ah,d} \cdot z_i \quad (41)$$

$$e_{aq hi,d} = q_{d,d} \cdot K_{ah,d} \quad (42)$$



Rys. 7. Składowe poziome parć jednostkowych na obudowę ściany

gdzie:

$$K_{ah,d} = \frac{\cos^2 \varphi_{1,d}}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{1,d} + \delta_{1,d}) \sin \varphi_{1,d}}{\cos \delta_{1,d}}} \right]^2} \quad (43)$$

$$\delta_{1,d} = \frac{2}{3} \varphi_{1,d} \quad (44)$$

Parcia od ciężaru objętościowego zasypki i obciążenia zmiennego są oddziaływaniami niekorzystnymi, zatem wskazane jest użycie kombinacji obciążeń K1. W zaleceniach EBGeo (2011) stosowane jest drugie podejście obliczeniowe – należy stosować odpowiednie współczynniki obciążenia, materiału i oporów podane w Eurokodzie 7 (2008) dla tego podejścia obliczeniowego ($\gamma_\gamma = 1,0$; $\gamma_\varphi = 1,0$; $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$; $\gamma_R = 1,4$). Wytrzymałość długoterminowa geosyntetyku na rozrywanie jest określona równaniem (3) i wynosi $R_{Ai,d} = 19,04$ kN/m dla warstwy 1-5 ($i = 1-5$) i $R_{Ai,d} = 11,9$ kN/m dla warstw 6-8 ($i = 6-8$). Ze wzoru 4 wynika, że $L_{Ai}(R_{Ai,d})$ dla połączenia z obudową jest większe od $L_{Ai}(R_{Ai,d})$ dla dowolnej powierzchni poślizgu, zatem w pracy nie liczone oporów na wyciąganie przy analizie wytrzymałości połączenia geosyntetyku z obudową. W pracy przyjęto oblicowanie ściany przez wywijanie geotkaniny. Zatem $E_{fi,d} = R_{Bi,d}$ i warunek (37) ma postać:

$$E_{fi,d} \leq R_{Bi,d} \quad (45)$$

zaś współczynnik wykorzystania nośności

$$\Delta_f = \frac{E_{fi,d}}{R_{Bi,d}} \cdot 100\% \quad (46)$$

Wielkości konieczne do sprawdzenia warunku zniszczenia połączenia geosyntetyku z obudową przedstawiono w tabeli 10.

Z obliczeń wynika, że zapewniona jest wytrzymałość połączenia geosyntetyku z obudową. Stosując metodykę przedstawioną w EBGeo (2011) sprawdzania połączeń geosyntetyku z obudową jest absolutnie konieczne. W praktyce inżynierskiej często przyjmuje się kąt tarcia

gruntu o konstrukcję $\delta_{1,d} = 0$ szczególnie gdy obciążenia na ścianę są dynamiczne (na przykład od ruchu samochodowego). W świetle zaleceń EBGeo (2011) prowadzi to do nieracjonalnego zwiększenia poziomu bezpieczeństwa budowli.

Program GEO5 (2016) nie analizuje bezpośrednio sił połączenia obudowy z geosyntetykiem. Zdaniem autorki należy przyjmować wartości sił w połączeniu równe wartościom otrzymanym dla poszczególnych warstw zbrojenia. Porównując wartości sił $E_{i,d}$ (tab. 6) i $E_{fi,d}$ (tab. 9) można powiedzieć, że w warstwach dolnych zbrojenia ($i = 1-5$) wartości $E_{i,d}$ są o około 30% większe od wartości $E_{fi,d}$, zaś dla górnych warstw zbrojenia ($i = 6-8$) są zbliżone do siebie ($E_{i,d} \approx E_{fi,d}$).

6. Wnioski

Analiza stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego zgodnie z metodyką zalecaną w EBGeo jest dosyć pracochłonna. Przy analizie rozrywania i wyciągania zbrojenia stosowane jest 3 zaś przy analizie połączenia geosyntetyku z obudową 2 podejście obliczeniowe. Według EBGeo nie ma konieczności sprawdzania poślizgu wewnętrznego. Wartości sił w warstwach zbrojenia otrzymane klasyczną metodą EBGeo są zbliżone do wartości otrzymanych z obliczeń programem komputerowym GEO5. Program GEO5 może być z powodzeniem wykorzystany do analizy stateczności wewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem.

Literatura

- Bond A., Harris A. (2008). Decoding Eurocode 7. *Taylor & Francis Group*, London and New York.
- Becker D.E., Moore I.D.(ed.) (2008). Canadian Foundation Engineering Manual. 4-th Edition. *The Canadian Geotechnical Society c/o BiTech Publisher Ltd.*, Richmond, British Columbia, Canada.
- Briaud J.-L. (2013). Geotechnical Engineering: Unsaturated and saturated soils. *John Wiley & Sons*, Hoboken, NJ, USA.
- BS 8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and Rother fills. BSI Standards Publication.

Tab.10. Zerwanie połączenia z obudową

Nr warstwy	z_i m	$K_{ah,d}$ -	l_v m	η_γ -	η_q -	$E_{fi,d}$ kN/m	$R_{Bi,d}$ kN/m	Δ_j %
8	0,8	0,224	1,1	1,0	1,0	10,33	11,9	86,8
7	1,4	0,224	0,6	1,0	1,0	7,60	11,9	63,9
6	2,0	0,224	0,6	1,0	1,0	9,56	11,9	80,0
5	2,6	0,224	0,6	0,7	1,0	8,97	19,04	47,1
4	3,2	0,224	0,6	0,7	1,0	10,22	19,04	53,7
3	3,8	0,224	0,6	0,7	1,0	11,72	19,04	61,6
2	4,4	0,224	0,6	0,7	1,0	13,09	19,04	68,8
1	5,0	0,224	0,3	0,7	1,0	7,23	19,04	38,0

- Clayton Ch.R.I., Woods R.I., Bond A.J., Milititsky J. (2013). Earth pressure and Earth-Retaining Structure. *Taylor & Francis Group*, Florida, USA.
- EBGEO (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements. *Wiley Company, Ernest & Sohn*, Germany, 2011.
- GEO5 (2016). Podręcznik Użytkownika, Edycja 2016. *Fine civil engineering software*.
- PN-EN 1997-1 (2008). Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. PKN, Warszawa.
- Shukla S. K., Yin J.-H. (2006) Fundamentals of Geosynthetic Engineering. *Taylor & Francis Group*, London.
- Szypcio Z., Dołżyk-Szypcio K. (2016). Stateczność zewnętrzna ścian oporowej zbrojonej geosyntetykiem. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, Vol. 7, Nr 4, 197-206.
- Wysokiński L., Kotlicki W. (2008). Projektowanie konstrukcji oporowych stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami. *ITB, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki*. Nr 429/2008, Warszawa.

INTERNAL STABILITY OF GEOSYNTHETIC -REINFORCED SOIL RETAINING WALLS

Abstract: This paper presents a design methodology in accordance with Eurocode 7 and EBGEO's recommendations when analysing the internal stability of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. Every step was thoroughly presented, considering the example as very helpful in designing such retaining constructions by engineers. The calculation were carried out with the use of classical method and GEO5 software. It was shown that the application of EBGEO calculation methodology and GEO5 programme methodology lead to similar levels of the retaining wall's safety. GEO5 programme can be successfully used for designing the geosynthetic-reinforced retaining walls.