

# STATECZNOŚĆ ZEWNĘTRZNA ŚCIANY OPOROWEJ ZBROJONEJ GEOSYNTETYKIEM

Zenon SZYPCIO\*, Katarzyna DOŁŻYK-SZYPCIO

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

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono zagadnienie stateczności zewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego. Zwrocono szczególną uwagę na zagadnienie parć gruntu na ścianę oporową z gruntu zbrojonego, homogenizację podłoża warstwowego oraz wpływ zmian poziomu wód gruntowych na stateczność ściany. Analizę stateczności zewnętrznej przykładowej ściany z gruntu zbrojonego wykonano zgodnie z Eurokodem 7 metodą klasyczną i wykorzystując program komputerowy GEO5. Wyznaczona nośność podłoża zależy od metody homogenizacji i znacząco spada przy wzroście poziomu zwierciadła wód gruntowych.

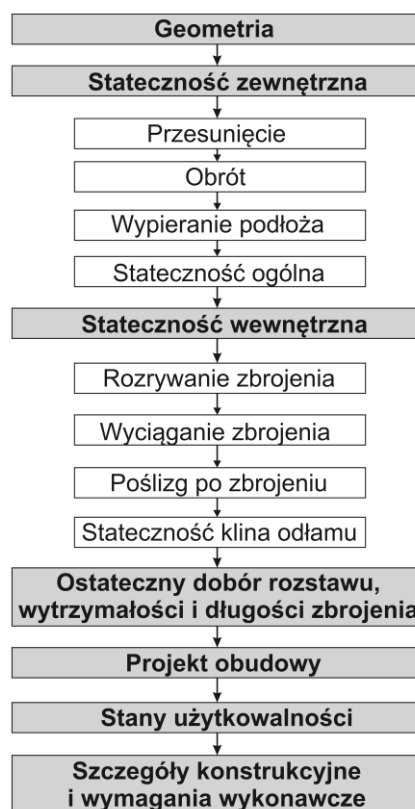
*Słowa kluczowe:* ściany oporowe, grunt zbrojony, stateczność zewnętrzna.

## 1. Wprowadzenie

Ściany oporowe z gruntu zbrojonego są często stosowaną alternatywą klasycznych rozwiązań. W przypadku wysokich ścian oporowych jest to zwykle najbardziej ekonomiczne rozwiązanie. Generalnie stosowane jest nierozciągliwe, metalowe lub rozciągliwe, geosyntetyczne zbrojenie. Przy stosowaniu zbrojenia nierozciągliwego występują bardzo małe odkształcenia gruntu i klasyczne obliczenia parcia gruntu muszą być zweryfikowane (BS 8006-1, 2010). Zbrojenie geosyntetyczne pozwala na deformacje gruntu umożliwiające stosowanie klasycznych teorii Coulomba do analizy stanów zniszczenia konstrukcji z gruntu zbrojonego (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGEO, 2011; Clayton i in., 2013).

Podstawowe kroki przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego przedstawiono na rysunku 1.

W pierwszej kolejności, dla założonej geometrii ściany oporowej z gruntu zbrojonego, sprawdza się jej stateczność zewnętrzną. Analizując stateczność zewnętrzną traktuje się ścianę jako nieodkształcalny blok i sprawdza się czy ściana nie ulegnie przesunięciu, obrotowi, wypieraniu gruntu podłoża spod podstawy oraz sprawdza się czy zapewniona jest stateczność zbrocna dla powierzchni poślizgu nieprzecinających bloku zbrojonego gruntu.



Rys. 1. Podstawowe kroki przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: z.szypcio@pb.edu.pl

Warunki stateczności powinny być sprawdzone zgodnie z Eurokodem 7 (Szypcio i Dołżyk, 2006; PN-EN 1997-1, 2008). Jeżeli wszystkie warunki stateczności zewnętrznej będą spełnione można przystąpić do następujących kroków projektowania.

Przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego stosowane są różne metody opisane w normach, zaleceniach i publikacjach naukowych (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; Clayton i in., 2013; GEO5, 2016). W pracy przedstawiono przykład analizy stateczności zewnętrznej metodą klasyczną zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1:2008), zaleceniami EBGeo (EBGeo, 2011) oraz przedstawiono obliczenia sprawdzające wykonane za pomocą programu komputerowego GEO5 (2016). Zwrócono szczególną uwagę na zagadnienia związane z obliczaniem parć gruntu nasypowego na blok gruntu zbrojonego, homogenizację warstwowego podłoża i wpływu zmian poziomu zwierciadła wody gruntowej na nośność podłoża. Zagadnienia te nie są zbyt szeroko analizowane w literaturze naukowej.

## 2. Geometria i warunki gruntowo-wodne

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

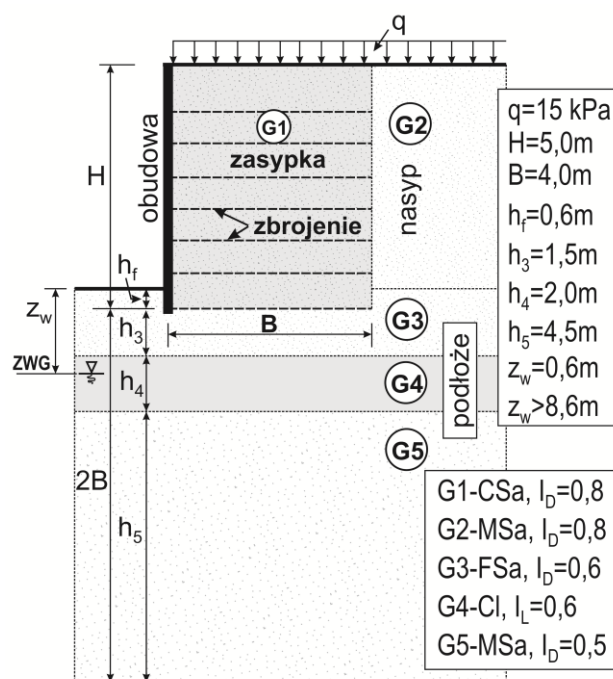
Zwykle jako  $H$  oznacza się wysokość, zaś  $B$  jest szerokością bloku gruntu zbrojonego (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGeo, 2011). Zaleca się aby  $B \geq 0,7 H$  (Wysokiński i Kotlicki, 2008; EBGeo, 2011; Clayton i in., 2013;). Zagłębienie bloku gruntu zbrojonego ( $h_f$ ) wynika z warunku nośności (wypierania gruntu spod fundamentu), głębokości przemarzania, niebezpieczeństwa odkopania, rozmycia i innych warunków, które mogą wystąpić w czasie eksploatacji budowli (BS 8006-1, 2010). W Polsce przyjmuje się, że minimalne zagłębienie fundamentów nie może być mniejsze niż 0,5 m dla gruntów niewysadzinowych podłoża. Dla gruntów wysadzinowych ekonomicznym rozwiązaniem jest wymiana gruntu wysadzinowego na niewysadzinowy pod blokiem gruntu zbrojonego w strefie przemarzania.

Najczęściej ściany oporowe z gruntu zbrojonego mają znaczną wysokość, zatem również dużą szerokość, i tym samym, aktywna miąższość warstwy podłoża wynosząca

2B (Bowles, 1996; Szypcio i Dołżyk, 2006) jest również duża. Zatem prawie zawsze przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego mamy do czynienia z podłożem uwarstwionym.

Rozstaw warstw zbrojenia geosyntetycznego jest zależny od wytrzymałości zastosowanego geosyntetyku, warunków połączenia geosyntetyku z obudową i warunków zagęszczenia materiału zasypowego. Jako grunt zasypowy zwykle stosuje się materiał dobrze przepuszczający wodę, dobrze zagęszczający się, zapewniający dobry kontakt z geosyntetykiem, nie powodujący zniszczenia geosyntetyku w czasie budowy i korozji w czasie wieloletniej eksploatacji budowli (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010).

W analizowanym przykładzie zakłada się obciążenie taborem samochodowym o intensywności  $q = 15,0$  kPa. Podstawowe charakterystyczne parametry gruntów podłoża, zasypki i nasypu przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 2. Geometria i warunki gruntowo-wodne

Tab. 1. Charakterystyczne wartości parametrów gruntów

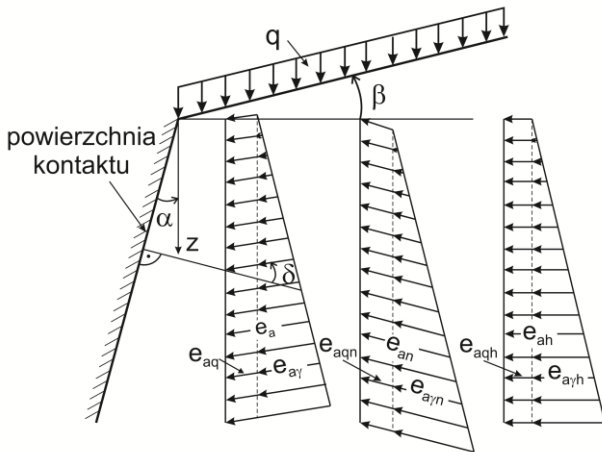
Opis	Grunt		Ciężar objętościowy $\gamma, k / \gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Kąt tarcia wewnętrznego $\varphi, k$ [°]	Efektywna spójność $c', k$ [kPa]
	Rodzaj	Symbol			
Zasypka	Piasek gruby (CSa)	G1	18,0 / 20,8	35	0
Nasyp	Piasek średni (MSa)	G2	18,2 / 20,4	32	0
	Piasek drobny (FSa)	G3	17,5 / 19,9	31	0
Podłoże	Gлина (Cl)	G4	19,5 / 19,8	11	19
	Piasek średni (MSa)	G5	18,5 / 20,0	32	0

Korpus ściany oporowej z gruntu zbrojonego z reguły jest posadowiony na warstwie fundamentowej o  $k > 10^{-5}$  m/s i module odkształcenia pierwotnego oznaczonym płytą VSS nie mniejszym niż 20-45 MPa, w zależności od sztywności konstrukcji osłonowej (Wysokiński i Kotlicki, 2008). W analizowanym przypadku nie ma potrzeby wykonywania warstwy fundamentowej i pierwsza warstwa geosynteptyku jest układana bezpośrednio na wyrównanym podłożu.

### 3. Parcie gruntu na blok gruntu zbrojonego

Podstawowym oddziaływaniem na ścianę oporową z gruntu zbrojonego geosynteptykiem jest parcie gruntu. Ze względu na możliwość odkształceń i małych przemieszczeń bloku gruntu zbrojonego geosynteptykiem generowane jest parcie czynne na płaszczyźnie kontaktu bloku i gruntu nasypowego (Wysokiński i Kotlicki, 2008; BS 8006-1, 2010; EB GEO, 2011).

Schematycznie geometrię i wykresy składowych parć jednostkowych pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Wykresy jednostkowych parć całkowitych oraz składowych normalnych i poziomych

Jednostkowe parcie całkowite gruntu niespoistego na płaszczyznę odchylną od pionu o kąt  $\alpha$ , dla naziomu nachylonego pod kątem  $\beta$  do poziomu, obciążonego stałym obciążeniem pionowym o intensywności  $q$  liczonej na jednostkę rzutu naziomu na płaszczyznę poziomą, może być określone ze wzoru Coulomba:

– od ciężaru własnego:

$$e_{a\gamma} = \gamma z K_a \quad (1)$$

– od obciążenia naziomu:

$$e_{aq} = q K_a \quad (2)$$

gdzie współczynnik całkowitego parcia czynnego:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \frac{1}{\cos(\alpha - \delta)} \quad (3)$$

Dodatknie wartości kątów  $\alpha$  i  $\beta$  mierzone są w kierunku przeciwnym do ruchu wskazówek zegara.

Składowe poziome parć jednostkowych wyrażają równania:

$$e_{a\gamma h} = e_{a\gamma} \cos(\alpha - \delta) = \gamma z K_{ah} \quad (4)$$

$$e_{aqh} = e_{aq} \cos(\alpha - \delta) = q K_{ah} \quad (5)$$

zaś składowe pionowe:

$$e_{a\gamma v} = e_{a\gamma} \sin(\alpha - \delta) = \gamma z K_{av} \quad (6)$$

$$e_{aqv} = e_{aq} \sin(\alpha - \delta) = q K_{av} \quad (7)$$

gdzie:

$$K_{ah} = K_a \cos(\alpha - \delta) \quad (8)$$

$$K_{av} = K_a \sin(\alpha - \delta) = K_{ah} \tan(\alpha - \delta) \quad (9)$$

Zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN1997-1, 2008) składowe normalne jednostkowego parcia czynnego mają postać:

$$e_{a\gamma n} = \gamma z K_n \quad (10)$$

$$e_{aqn} = q K_n \quad (11)$$

gdzie:

$$q = q^* \cos^2 \beta \quad (12)$$

$q^*$  jest wartością obciążenia prostopadłą do naziomu liczoną na jednostkę powierzchni naziomu (PN-EN 1997-1, 2008).

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2\nu \tan \varphi) \quad (13)$$

Kąty  $m_t$ ,  $m_w$  i  $\nu$  dla gruntu niespoistego wyrażają równania:

$$\cos(2m_t + \varphi) = 0 \quad (14)$$

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (15)$$

$$\nu = m_t + \beta - m_w - \alpha; [\text{radiany}] \quad (16)$$

Składowe poziome parć jednostkowych:

$$e_{a\gamma h} = e_{a\gamma n} \cos \alpha = \gamma z K_n \cos \alpha = \gamma z K_{ah}^* \quad (17)$$

$$e_{aqh} = e_{aqn} \cos \alpha = q K_n \cos \alpha = q K_{ah}^* \quad (18)$$

zaś składowe pionowe:

$$e_{a\gamma v} = e_{a\gamma n} \sin \alpha = \gamma z K_n \sin \alpha = \gamma z K_{av}^* \quad (19)$$

$$e_{aqv} = e_{aqn} \sin \alpha = q K_n \sin \alpha = q K_{av}^* \quad (20)$$

gdzie:

$$K_{ah}^* = K_n \cos \alpha \quad (21)$$

$$K_{av}^* = K_n \sin \alpha = K_{ah}^* \tan \delta \quad (22)$$

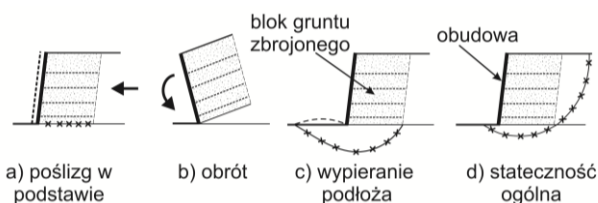
Konieczne jest niezależne obliczanie składowych parć od ciężaru gruntu (obciążenia stałego) i obciążenia naziomu (obciążenia zmiennego) ze względu na różne wartości współczynników obciążenia dla obciążeń stałych i zmiennych (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010) przy obliczaniu wartości obliczeniowych parć.

W obliczeniach najbardziej wygodne jest wykorzystanie składowych poziomych i pionowych parć (EBGEO, 2011). Przy obliczeniach parć czynnych korzystając z klasycznego wzoru Coulomba i wzoru podanego w Eurokodzie 7 otrzymuje się prawie identyczne wartości parć (PN-EN 1997-1, 2008). Znaczące różnice otrzymuje się przy obliczeniach oporu gruntu (PN-EN 1997-1, 2008), zatem  $K_{ah} \approx K_{ah}^*$  i  $K_{av} \approx K_{av}^*$ .

Kąt  $\delta$  jest kątem tarcia gruntu o konstrukcję (gruntu o płaszczyznę kontaktu z blokiem gruntu zbrojonego). Zgodnie z zaleceniami EBGEO (2011) i podręcznika programu GEO5 (2016) można go przyjmować jako wartości kąta tarcia gruntu nasypowego ( $\delta = 2/3 \varphi_2$ ). Zgodnie z normą PN-83/B-03010 *Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie* przy występowaniu obciążeń dynamicznych można przyjmować  $\delta = 0$ . Brak składowej pionowej dla ściany pionowej i poziomego naziomu ( $\delta = 0$ ) zalecają Bond i Harris (2008) oraz norma BS 8006-1:2010. Zdaniem autorów artykułu przyjęcie  $\delta = 0$  prowadzi do dodatkowego, nieracjonalnego przyrostu zapasu bezpieczeństwa.

#### 4. Warunki utraty stateczności zewnętrznej

Schematy utraty stateczności zewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego pokazano na rysunku 4.

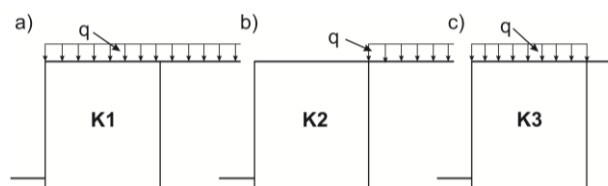


Rys. 4. Schematy utraty stateczności zewnętrznej

Przy analizie stateczności zewnętrznej rozważa się:

- poślizg bloku gruntu zbrojonego po podłożu lub powierzchni poślizgu w niższych warstwach gruntu pod podstawą,
- obrót względem krawędzi zewnętrznej,
- wypieranie gruntu podłoża spod podstawy bloku,
- stateczność ogólną.

Przy analizie stateczności zewnętrznej rozważane są różne kombinacje i sytuacje obliczeniowe pokazane na rysunku 5.



Rys. 5. Kombinacje obciążeń: a) kombinacja K1, b) kombinacja K2, c) kombinacja K3

Kombinacja K1 dotyczy obciążenia naziomu znajdującego się nad blokiem gruntu zbrojonego i nasypu, kombinacja K2 obciążenia naziomu tylko nad nasypem, a kombinacja K3 obciążenia naziomu tylko nad blokiem gruntu zbrojonego.

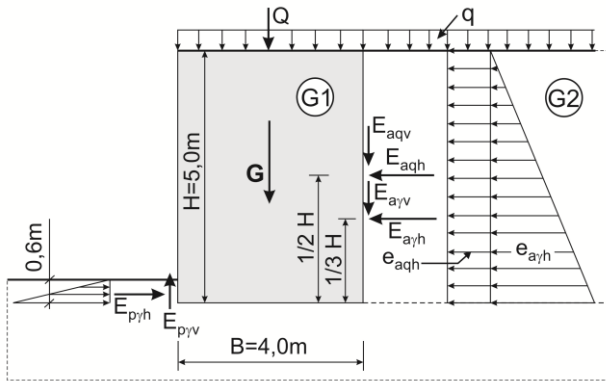
Przy analizie stateczności zewnętrznej rozważane są różne stany: GEO (podejście obliczeniowe 2 i 3) oraz EQU (Bond and Harris, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010). Wartości współczynników częściowych oddziaływań, materiałów i oporów zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010) podano w tabeli 2.

Tab. 2. Współczynniki częściowe według Eurokodu 7

Współczynniki częściowe			Symbol	Obrót (*)	Wypieranie i poślizg	Stateczność ogólna
Opis						
Oddziaływania	stałe	niekorzystne	$\gamma_G$	1,1	1,35	1,0
		korzystne		0,9	1,0	1,0
	zmiennie	niekorzystne	$\gamma_Q$	1,35	1,5	1,3
		korzystne		0	0	0
Materiały	Kąt tarcia ( $\tan \varphi$ )		$\gamma_\varphi$	1,25	1,0	1,25
	Efektywna kohezja ( $c'$ )		$\gamma_{c'}$	1,25	1,0	1,25
	Wytrzymałość bez odpływu ( $c_u$ )		$\gamma_{c_u}$	1,4	1,0	-
	Ciężar objętościowy ( $\gamma$ )		$\gamma_\gamma$	1,0	1,0	1,0
Opory	Nośność podłoża		$\gamma_{R_v}$	-	1,4	-
	Poślizg		$\gamma_{R_h}$	-	1,1	-
	Opór gruntu		$\gamma_{R_e}$	-	-	1,0

Objaśnienia: (\*) współczynniki podane przez Bond i Harrisa (2008).

Geometrię i oddziaływania rozważane przy stateczności zewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego pokazano schematycznie na rysunku 6.



Rys. 6. Schemat oddziaływań na ścianę oporową

Wartość charakterystyczna ciężaru bloku gruntu zbrojonego wynosi:

$$G_{k} = \gamma_1 \cdot H \cdot B = 18,0 \cdot 5,0 \cdot 4,0 = 360 \text{ kN/m} \quad (23)$$

Charakterystyczna wartość sumarycznej siły od obciążenia zmiennego nad blokiem gruntu zbrojonego:

$$Q_{k} = q \cdot B = 15,0 \cdot 4,0 = 60 \text{ kN/m} \quad (24)$$

Wartości charakterystyczne składowych poziomych i pionowych par są równe:

$$E_{a\gamma h,k} = \frac{1}{2} \gamma_2 K_{ah} H^2 = 0,5 \cdot 18,5 \cdot 0,256 \cdot 5,0^2 = 59,2 \text{ kN/m} \quad (25)$$

$$E_{aqh,k} = q K_{ah} H = 15,0 \cdot 0,256 \cdot 5,0 = 19,2 \text{ kN/m} \quad (26)$$

$$E_{a\gamma v,k} = E_{a\gamma h,k} \cdot \tan \delta_{2,k} = 59,2 \cdot \tan(2/3 \varphi_{2,k}) = 23,1 \text{ kN/m} \quad (27)$$

$$E_{aqv,k} = E_{aqh,k} \cdot \tan \delta_{2,k} = 7,50 \text{ kN/m} \quad (28)$$

Zwykle pomija się odpór gruntu ( $E_{pyh}$  i  $E_{pyv}$ ) przy obliczeniach stateczności zewnętrznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego. Odpowiada to sytuacji gdy ściana jest odkopana.

Tab. 3. Wartości obliczeniowe oddziaływań stanu GEO

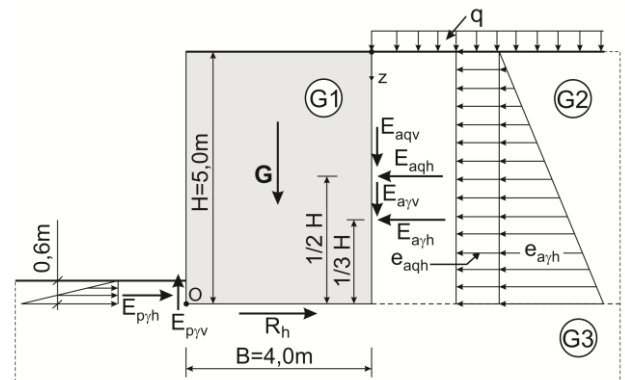
Oddziaływanie		Kombinacje i sytuacje obliczeniowe		
Nazwa	Jednostka	K1	K2	K3
$G_d$	kN/m	486,0	360,0	486,0
$Q_d$	kN/m	90,0	0	90,0
$E_{a\gamma h,d}$	kN/m	79,9	79,9	59,2
$E_{aqh,d}$	kN/m	28,8	28,8	0
$E_{a\gamma v,d}$	kN/m	31,2	31,2	23,1
$E_{aqv,d}$	kN/m	11,3	11,3	0

Wartości obliczeniowe oddziaływań stałych i zmiennych otrzymane z przemnożenia wartości oddziaływań charakterystycznych przez odpowiednie współczynniki obciążenia  $\gamma_G$  i  $\gamma_Q$  w zależności od sytuacji obliczeniowej niekorzystnej i korzystnej dla stanów GEO, pokazano w tabeli 3.

Kombinacja K3 jest analizowana w obliczeniach programem GEO5. Przy tej kombinacji otrzymuje się maksymalną wartość siły pionowej i jednocześnie minimalną wartość momentu, zatem nie jest ona dalej analizowana w artykule.

## 5. Poślizg

Przy analizie warunków poślizgu rozważa się stany GEO dla najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń i sytuacji obliczeniowej K2 (rys. 7). Przy kombinacji K2 występują maksymalne oddziaływania (składowe poziome parcia na ścianę) i minimalne wartości oporów na płaszczyźnie kontaktu bloku gruntu zbrojonego z podłożem.



Rys. 7. Schemat sił działających na blok ze względu na poślizg i obrót

Należy zauważyć, że składowe pionowe parcie są oddziaływaniami korzystnymi, zatem można by stosować inne (minimalne) współczynniki obciążenia niż do składowych poziomych. Takie postępowanie jest jednak niedopuszczalne (Bond i Harris, 2008). W tych samych obliczeniach nie można stosować różnych współczynników dla tych samych obciążeń (parcia).

Zatem wartość obliczeniowa siły poziomej wynosi:

$$H_{,d} = E_{a\gamma h,d} + E_{aqh,d} = 79,9 + 28,8 = 108,7 \text{ kN/m} \quad (29)$$

Dla rozważanego w artykule przykładu pierwsza warstwa geosyntetyki układana jest bezpośrednio na podłożu (grunt G3). Kąt tarcia pomiędzy geosyntetykiem a gruntem powinien być określony doświadczalnie. Przyjmuje się jednak, że dla wielu geotkanin kąt tarcia może być określony z równania:

$$\tan \delta_{,d} = \lambda \cdot \tan \varphi_{3,k} = 0,8 \cdot \tan 31^\circ = 0,481 \quad (30)$$

Wartość oporu w płaszczyźnie kontaktu:

$$R_h = (G_{,d} + E_{a\gamma v,d} + E_{aqv,d}) \tan \delta_{,d} = \\ = (360,0 + 31,2 + 11,3) \cdot 0,481 = 193,6 \text{ kN/m} \quad (31)$$

Wartość obliczeniowa oporu:

$$R_{h,d} = R_h / \gamma_{Rh} = 193,6 / 1,1 = 176,0 \text{ kN/m} \quad (32)$$

Współczynnik wykorzystania nośności ze względu na poślizg wynosi:

$$\Delta_h = \frac{H_{,d}}{R_{h,d}} = \frac{108,7}{193,6} = 0,561 \quad (56,1\%) \quad (33)$$

Zatem warunek na poślizg jest spełniony, gdyż  $\Delta_h < 1,0$  (100%)

## 6. Obrót

Przy analizie stateczności na obrót opory nie są zależne od właściwości gruntów podłoża, zatem powinien być rozważany stan EQU, a nie GEO zgodnie z Eurokodem 7 (Bond i Harris, 2008; PN-EN 1997-1, 2008). Najbardziej niekorzystną jest kombinacja obciążeń i sytuacja obliczeniowa K2 pokazana na rysunku 7. Współczynniki częściowe przedstawiono w tabeli 2.

Parcie gruntu nasypowego traktuje się jako oddziaływanie globalnie niekorzystne, zatem wartości obliczeniowe składowych parć obliczono z równań:

$$E_{a\gamma h,d} = E_{a\gamma h,k} \cdot \gamma_G = 59,2 \cdot 1,1 = 65,1 \text{ kN/m} \quad (34)$$

$$E_{aqh,d} = E_{aqh,k} \cdot \gamma_Q = 19,2 \cdot 1,35 = 25,9 \text{ kN/m} \quad (35)$$

$$E_{a\gamma v,d} = E_{a\gamma v,k} \cdot \gamma_G = 23,1 \cdot 1,1 = 25,4 \text{ kN/m} \quad (36)$$

$$E_{aqv,d} = E_{aqv,k} \cdot \gamma_Q = 7,50 \cdot 1,35 = 10,1 \text{ kN/m} \quad (37)$$

Ciężar własny bloku wraz z obciążeniem zmiennym jest oddziaływaniem korzystnym, zatem

$$G_{,d} = G_{,k} \cdot \gamma_G = 360,0 \cdot 0,9 = 324,0 \text{ kN/m} \quad (38)$$

$$Q_{,d} = Q_{,k} \cdot \gamma_Q = 0 \text{ kN/m} \quad (39)$$

Nie uwzględniając oporu gruntu od strony zewnętrznej ściany oporowej, wartość obliczeniowa

momentu obracającego wynosi:

$$M_{o,d} = E_{a\gamma h,d} \cdot \frac{1}{3} H + E_{aqh,d} \cdot \frac{1}{2} H = \\ = 65,1 \cdot 0,333 \cdot 5,0 + 25,9 \cdot 0,5 \cdot 5,0 = \\ = 108,5 + 64,8 = 173,3 \text{ kNm/m} \quad (40)$$

Obliczeniowa wartość momentu utrzymującego:

$$M_{u,d} = G_{,d} \cdot \frac{1}{2} B + (E_{a\gamma v,d} + E_{aqv,d}) \cdot B = \\ = 324,0 \cdot 0,5 \cdot 4,0 + (25,4 + 10,1) \cdot 4,0 = \\ = 648,0 + 142,0 = 790,0 \text{ kNm/m} \quad (41)$$

Współczynnik wykorzystania nośności:

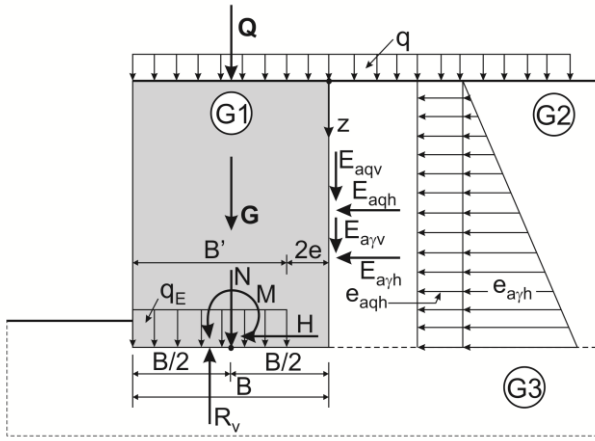
$$\Delta_o = \frac{M_{o,d}}{M_{u,d}} = \frac{173,3}{790,0} = 0,219 \quad (21,9\%) \quad (42)$$

Warunek na obrót jest spełniony. Dla ścian oporowych z gruntu zbrojonego o stałej długości zbrojenia zwykle momenty utrzymujące są kilkakrotnie większe od momentów wywracających i często warunek ten nie jest analizowany (Bond i Harris, 2008). Każdy przypadek, zdaniem autorów, powinien być jednak rozpatrywany indywidualnie.

## 7. Wypieranie podłoża

Zwykle przy analizowaniu wypierania spod podstawy analizowane są dwie kombinacje i sytuacje obliczeniowe: kombinacja z maksymalną wartością siły pionowej i kombinacja z maksymalnym mimośrodem. W przypadku analizowanego w pracy przykładu są to odpowiednio kombinacje K1 i K2. Dla analizowanych kombinacji oddziaływań rozważane będą dwie sytuacje obliczeniowe wynikające ze zmiany poziomu zwierciadła wód gruntowych (rys. 2). Sytuacja obliczeniowa przy której zwierciadło wody gruntowej znajduje się poniżej strefy aktywnej podłoża (poniżej  $z = 2B$ ) ze względu na nośność ( $z_w > 8,6$  m) zwaną sytuacją „bez wody” i sytuacja obliczeniowa, przy której zwierciadło wody gruntowej jest na poziomie posadowienia ściany oporowej z gruntu zbrojonego ( $z_w = 0,6$  m) zwaną „wysoka woda”. Schematycznie siły i geometrię ściany pokazano na rysunku 8 dla kombinacji K1.

Zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010) nośność podłoża obliczono dla warunków z odpływem. Warstwa gliny o  $I_L = 0,6$  jest warstwą słabą, ale ma dobre warunki drenażu i przy powolnej budowie ściany oporowej z gruntu zbrojonego nie występują warunki bez odpływu.



Rys. 8. Schemat sił działających na blok przy wypieraniu gruntu spod podstawy

Zatem nośność podłoża można wyznaczyć z równania (Bond and Harris, 2008; PN-EN 1997-1, 2008):

$$R_V / A' = c'_{sr} N_c b_c s_c i_c + q N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma'_{sr} B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (43)$$

gdzie dla analizowanego przykładu współczynniki:

– nośności

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'_{sr}} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_{sr}}{2} \right) \quad (44)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'_{sr} \quad (45)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_{sr} \quad \text{– szorstka podstawa} \quad (46)$$

– nachylenia

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1 \quad \text{– pozioma podstawa} \quad (47)$$

– kształtu

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{dla } B'/L'=0 \quad (48)$$

– nachylenia obciążenia

$$i_c = i_q = \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'_{sr}} \quad (49)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H_{,d}}{N_{,d} + A' c' \cot \phi'_{sr}} \right]^2 \quad (50)$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_{,d}}{N_{,d} + A' c' \cot \phi'_{sr}} \right]^3 \quad (51)$$

Przy obliczeniu oddziaływań na 1 mb ściany:

$$A' = B' = 1 - 2e \quad (52)$$

$$e = \frac{M_{,d}}{N_{,d}} \quad (53)$$

W literaturze przedstawione są dwie podstawowe

metody homogenizacji podłoża warstwowego. Bardzo prosta metoda opisana przez Bowlesa (1996) oraz Szypcio i Dołżyk (2006), zwana dalej homogenizacją HB, zgodnie z którą uśrednione parametry podłoża oblicza się jako średnią ważoną parametrów warstw aktywnych. Zatem dla rozważanego przypadku:

$$\gamma'_{sr} = \frac{\gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5}{2B} \quad (54)$$

$$\tan \phi'_{sr} = \frac{\tan \phi_3 h_3 + \tan \phi_4 h_4 + \tan \phi_5 h_5}{2B} \quad (55)$$

$$c'_{sr} = \frac{c_3 h_3 + c_4 h_4 + c_5 h_5}{2B} \quad (56)$$

Charakterystyczne i obliczeniowe wartości parametrów podłoża homogenizowanego przy poziomie wody gruntowej 8,0 m poniżej podstawy bloku wynosi:

$$\begin{aligned} \gamma'_{sr,k} = \gamma'_{sr,d} &= \\ &= \frac{17,5 \cdot 1,5 + 19,5 \cdot 2,0 + 18,5 \cdot 4,5}{8,0} = 18,6 \text{ kN/m}^3 \end{aligned} \quad (57)$$

$$\begin{aligned} \tan \phi'_{sr} &= \frac{\tan 31^\circ \cdot 1,5 + \tan 11^\circ \cdot 2,0 + \tan 32^\circ \cdot 4,5}{8,0} = \\ &= 0,513 \end{aligned} \quad (58)$$

$$\phi'_{sr,k} = \phi'_{sr,d} = 27,15^\circ \quad (59)$$

$$c'_{sr,k} = c'_{sr,d} = \frac{0 \cdot 1,5 + 19 \cdot 2,0 + 0 \cdot 4,5}{8,0} = 4,75 \text{ kPa} \quad (60)$$

Przy wzniesieniu poziomu zwierciadła wody gruntowej do poziomu podstawy bloku z gruntu zbrojonego zakłada się, że zmiana poziomu wody gruntowej nie zmieni parametrów wytrzymałościowych gruntów podłoża, a jedynie będzie wywoływała siłę wyporu zmniejszając znacząco ciężary objętościowe. Uwzględniając wypór wody ciężary objętościowe gruntów poszczególnych warstw są równe:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (61)$$

Zatem:

$$\gamma'_3 = 19,9 - 10,0 = 9,9 \text{ kN/m}^3 \quad (62a)$$

$$\gamma'_4 = 19,8 - 10,0 = 9,8 \text{ kN/m}^3 \quad (62b)$$

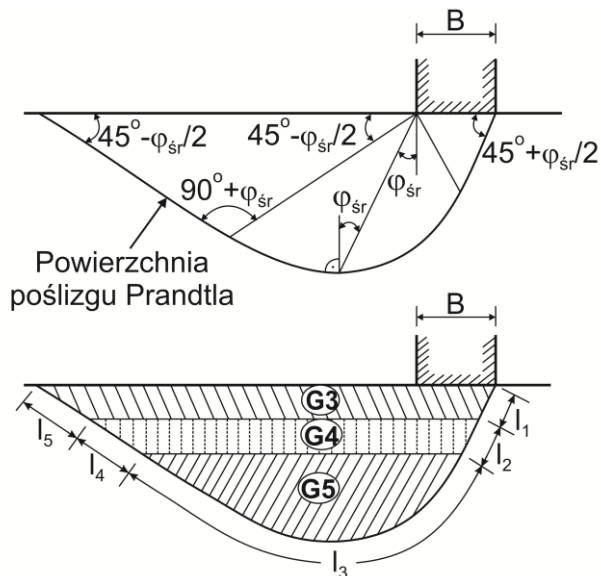
$$\gamma'_5 = 20,0 - 10,0 = 10,0 \text{ kN/m}^3 \quad (62c)$$

Wartość średnia ciężaru objętościowego gruntu homogenizowanego jest równa:

$$\begin{aligned} \gamma'_{sr,k} = \gamma'_{sr,d} &= \\ &= \frac{9,9 \cdot 1,5 + 9,8 \cdot 2,0 + 10,0 \cdot 4,5}{8,0} = 9,93 \text{ kN/m}^3 \end{aligned} \quad (63)$$

Inną metodę homogenizacji podłoża warstwowego przedstawiono w podręczniku użytkownika programu

komputerowego GEO5, zwaną dalej metodą homogenizacji HG. Tę metodę homogenizacji podłoża przedstawiono na rysunku 9.



Rys. 9. Schemat homogenizacji podłoża warstwowego metodą HG

Zgodnie z powyższą propozycją:

$$\varphi_{sr} = \frac{\varphi_3(l_1 + l_5) + \varphi_4(l_2 + l_4) + \varphi_5 l_3}{\sum_{i=1}^5 l_i} \quad (64)$$

$$c'_{sr} = \frac{c'_3(l_1 + l_5) + c'_4(l_2 + l_4) + c'_5 l_3}{\sum_{i=1}^5 l_i} \quad (65)$$

$$\gamma_{sr} = \frac{\gamma_3 \cdot A_1 + \gamma_4 \cdot A_2 + \gamma_5 \cdot A_3}{\sum_{i=1}^3 A_i} \quad (66)$$

gdzie  $l_i$  są to długości linii przylgnięcia w poszczególnych warstwach, zaś  $A_i$  pola zawarte wewnątrz linii przylgnięcia

poszczególnych warstw (rys. 9).

Wartości  $l_i$  i  $A_i$  są funkcją średniej wartości kąta tarcia wewnętrznego ( $\varphi_{sr}$ ), zatem mogą być znalezione metodą iteracyjną. Bez użycia programu komputerowego ta procedura homogenizacji podłoża jest bardzo trudna do zastosowania.

W tabeli 4 pokazano uśrednione wartości parametrów podłoża homogenizowanego metodą HB i HG, w przypadku braku wody w strefie aktywnej oraz dla pełnego zatopienia strefy aktywnej.

Zatem korzystanie z różnych procedur homogenizacji ma wpływ na wyznaczaną nośność podłoża.

Sprawdzenie warunku na wypieranie metodą klasyczną przy wykorzystaniu wzorów podanych w Eurokodzie 7 (PN-EN 1997-1, 2008; PN-EN 1997-1/Ap1, 2010), dwóch metod homogenizacji podłoża warstwowego i dwóch poziomów zwierciadła wód gruntowych przedstawiono w tabeli 5.

Udział zagłębienia ściany oporowej ( $h_f = 0,6$  m) dla analizowanego przypadku stanowi ponad 25% całkowitej nośności podłoża. Inżynierowie często w obliczeniach pomijają wpływ zagłębienia, komentując to możliwością czasowego odkopania ściany podczas jej wieloletniej eksploatacji. Ze względu na duży zasięg klina wyporu takie postępowanie uznać należy jako nieracjonalne.

Z analizy wynika, że homogenizacja warstwowego podłoża metodą HG prowadzi od kilku- do kilkunasto procentowego wzrostu poziomu bezpieczeństwa budowli.

Wzrost poziomu zwierciadła wody gruntowej znacznie obniża nośność podłoża, szczególnie dla podłoży zbudowanych z gruntów niespoistych w warunkach stałego wzrostu ciśnienia hydrostatycznego. W gruntach spoistych może występować naporowe ZWG. Przypadek taki wymaga indywidualnej analizy.

Wykonane obliczenia (niepokazane w pracy) dowodzą, że ściana oporowa o  $B = 3,5$  m ( $B = 0,7H$ ) nie spełnia wymaganego w Eurokodzie 7 (PN-EN 1997-1, 2008) warunku na wypieranie przy wysokim poziomie wody gruntowej.

Tab. 4. Uśrednione parametry zhomogenizowanego podłoża

Woda w strefie aktywnej	Procedura obliczeń					
	HB			HG		
	$\gamma_{sr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi_{sr}$ [°]	$c'_{sr}$ [kPa]	$\gamma_{sr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi_{sr}$ [°]	$c'_{sr}$ [kPa]
Brak wody	18,62	27,15	4,75	18,50	24,90	6,21
Wysoka woda	9,93	27,15	4,75	9,82	24,90	6,21



Tab. 5. Wyniki sprawdzenia warunku na wypieranie

Wielkość	Jednostka	Kombinacja K1				Kombinacja K2			
		Brak wody		Wysoka woda		Brak wody		Wysoka woda	
		HB	HG	HB	HG	HB	HG	HB	HG
$N_{,d}$	kN/m	618,5				402,5			
$H_{,d}$	kN/m	108,7				108,7			
$M_{,d}$	kNm/m	120,3				120,3			
$e$	m	0,195				0,299			
$B'$	m	3,61				3,40			
$q$	kPa	10,5				10,5			
$\varphi_{sr}$	°	27,15	18,50	27,15	18,50	27,15	18,50	27,15	18,50
$c'_{sr}$	kPa	4,75	6,21	4,75	6,21	4,75	6,21	4,75	6,21
$\gamma_{sr}$	kN/m <sup>3</sup>	18,63	18,50	9,93	9,81	18,63	18,50	9,93	9,81
$N_q$	-	13,42	10,55	13,42	10,55	13,42	10,55	13,42	10,55
$N_c$	-	24,22	20,57	24,22	20,57	24,22	20,57	24,22	20,57
$N_\gamma$	-	12,74	8,87	12,74	8,87	12,74	8,87	12,74	8,87
$b_c = b_q = b_\gamma$	-	1,0				1,0			
$s_c = s_q = s_\gamma$	-	1,0				1,0			
$i_c$	-	0,669		0,669		0,527	0,528	0,527	0,528
$i_q$	-	0,694		0,694		0,562	0,588	0,562	0,588
$i_\gamma$	-	0,578		0,578		0,422	0,451	0,422	0,451
$R_V$	kN/m	1543,8		1107,2		1158,7	878,3	884,7	677,3
$\gamma_{RV}$	-	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
$R_{V,d}$	kN/m	1102,7		790,8		827,6	627,3	631,9	483,8
$\Delta_V$	%	56,0		78,2		48,6	64,2	63,6	83,2

## 8. Stateczność ogólna

Przy analizie stateczności ogólnej poszukuje się najbardziej niebezpiecznej powierzchni poślizgu nieprzecinającej bloku gruntu zbrojonego.

Warunek stateczności ogólnej ma postać:

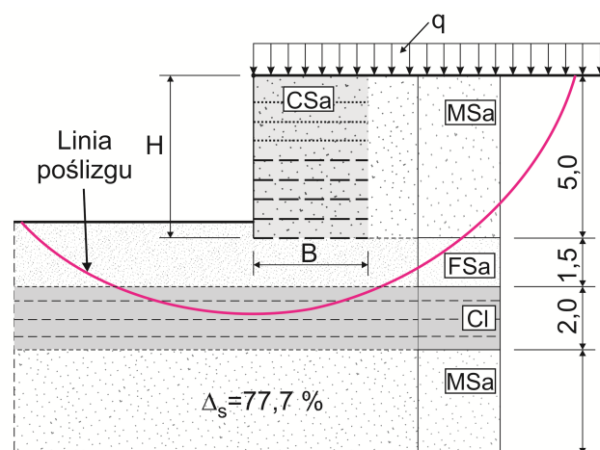
$$M_{o,d} \leq M_{u,d} \quad (67)$$

gdzie  $M_{o,d}$  jest obliczeniową wartością momentu obracającego, zaś  $M_{u,d}$  obliczeniową wartością momentu utrzymującego. Wartości  $M_{o,d}$  i  $M_{u,d}$  obliczać należy zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-1, 2008) dla trzeciego podejścia obliczeniowego.

Współczynnik wykorzystania nośności ma postać:

$$\Delta_S = \frac{M_{o,d}}{M_{u,d}} \cdot 100\% \quad (68)$$

Dla przykładu rozpatrywanego w pracy analizę stateczności ogólnej wykonano przy użyciu programu GEO5. Obliczenia przeprowadzono metodą Bishopa z automatyczną optymalizacją wyboru najbardziej niebezpiecznego położenia powierzchni poślizgu. Wynik analizy wykonanej zgodnie z Eurokodem 7 pokazano na rysunku 10.



Rys. 10. Stateczność ogólna ściany oporowej z gruntu zbrojonego

Najbardziej niekorzystna powierzchnia poślizgu w znacznym stopniu przebiega w słabej warstwie gliny. Współczynnik wykorzystania wynosi  $\Delta_S = 77,7\%$ , zatem stateczność ogólna ściany jest zapewniona.

## 9. Podsumowanie i wnioski

Przy analizie ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykiem prawie zawsze występuje podłoże warstwowe. Homogenizacja podłoża warstwowego prostą metodą opisaną przez Bowlesa (1996) prowadzi do nieco mniejszego poziomu bezpieczeństwa niż homogenizacja opisana w instrukcji programu GEO5.

Wzrost poziomu zwierciadła wody gruntowej zawsze obniża jego nośność. Obniżenie jest szczególnie duże dla podłoży zbudowanych z gruntów niespoistych.

Wartości współczynników wykorzystania nośności otrzymane prezentowaną w pracy metodą klasyczną są w przybliżeniu równe wartościom otrzymanym z obliczeń programem komputerowym GEO5.

Prosty w użyciu program komputerowy GEO5 może być z powodzeniem wykorzystywany do analizy stateczności zewnętrznej ścian oporowych z gruntu zbrojonego.

### Literatura

- Bond A., Harris A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis Group, London and New York.
- Bowles J. E. (1996). *Foundations Analysis and Design*. McGraw-Hill Publishing Company, New York.
- BS 8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and Rother fills. BSI Standards Publication.
- 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.

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.

PN-EN 1997-1: 2008/Ap.1 (czerwiec 2010). Poprawka do Polskiej Normy. Dot. PN-EN 1997-1: 2008. PKN, Warszawa.

Szypcio Z., Dołżyk K. (2006). The bearing capacity of layered subsoil. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXVIII, No. 1, 45-60.

Wysokiński L., Kotlicki W. (2008). Projektowanie konstrukcji oporowych stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami. *ITB, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki*, Nr 429/2008, Warszawa.

### EXTERNAL STABILITY OF GEOSYNTHETIC -REINFORCED SOIL RETAINING WALLS

**Abstract:** This paper presents the problems of external stability of reinforced soil retaining walls. Special attention was paid to earth pressure on the reinforced soil retaining wall, homogenization of the subsoil and the influence of changes in the groundwater level on the wall's stability. The external stability analysis of an exemplary wall from reinforced soil was carried out in accordance with Eurocode 7 using the classical method incorporating elements of GEO5 software. Bearing capacity of subsoil depends on the homogenization method and significantly drops at the increasing level of groundwater table