

JANUSZ SOBOLEWSKI¹⁾

WYMIAROWANIE ZBROJEŃ GEOSYNTETYCZNYCH W KONSTRUKCJACH Z GRUNTU ZBROJONEGO ZGODNIE Z PRZEPISAMI EUROKODU 7²⁾

STRESZCZENIE. Przedstawiono zasady wymiarowania zbrojeń geosyntetycznych w oparciu o przepisy EC 7 z dostosowaniem do polskich uwarunkowań. W dużej części przejęte zostały zalecenia zawarte w Instrukcji ITB 429/2007, dotyczące sposobu prognozowania długoterminowej wytrzymałości obliczeniowej i charakterystycznej zbrojenia. Przedstawione zalecenia umożliwiają projektowanie konstrukcji z gruntu zbrojonego z uwzględnieniem pierwszego i drugiego stanu granicznego. Autor podkreślił w szczególności, że w dokumentacji projektowej i przetargowej koniecznym jest podawanie informacji dotyczącej systemu normowego, w jakim sporządzone zostały obliczenia statyczne. W specyfikacjach, poza wartością wytrzymałości obliczeniowej, należy zamieszczać wymagania dotyczące: wartości wytrzymałości charakterystycznej dla danego dopuszczalnego wydłużenia zbrojenia oraz wartość wskaźnika zazębienia się zbrojenia z gruntem. Właściwy wybór siatki zbrojeniowej powinien być poparty wynikami doświadczeń, obejmujących wyznaczanie wartości wszystkich współczynników materiałowych i dopuszczalnego stopnia obciążenia.

1. WPROWADZENIE

Konstrukcje z gruntu zbrojonego są znane i wykonywane od czasów antycznych. Stosując zbrojenie w gruncie wytwarza się kompozyt. W przeciwieństwie do samego gruntu, będzie on miał wytrzymałość na rozciąganie, której sam grunt praktycznie

¹⁾ dr inż. – Huesker Synthetic GmbH, Niemcy

²⁾ rozszerzona wersja referatu z Konferencji ENVIROAD 2009

nie wykazuje. W roku 1963 Henri Vidal opracował metodę wymiarowania ścian oporowych z gruntu zbrojonego i podał zasady ich wykonawstwa. Grunt w ścianach oporowych miał zbrojenie ze stalowych taśm, a lico stanowiły elementy z blachy stalowej w formie poziomo leżącej litery U [1]. Dalszym postępowaniem było zastosowanie geosyntetyków w celu ulepszenia i zbrojenia gruntu, które zapoczątkowano pod koniec lat 70-tych ubiegłego wieku. W zasadzie można obecnie uważać, że okres pionierski w zastosowaniu geosyntetyków już się zakończył. W wielu krajach zostały wydane normy budowlane i nastąpiła samoregulacja rynku. Coraz więcej projektów przygotowywanych jest planowo ze zbrojeniem geosyntetycznym. Dla przykładu, na rysunku 1 pokazano ścianę oporową z gruntu zbrojonego o wysokości około 22 m z „zielonym licem” oraz na rysunku 2 ścianę oporową o wysokości około 20 m z licem z bloczków, które zostały zaprojektowane w sposób inżynierski, tzn. z potwierdzeniem wystarczającej stateczności i z potwierdzeniem dotrzymania warunków użytkowalności. Poza ścianami oporowymi i przyczółkami wykonuje się również nasypy na słabym podłożu, ze zbrojeniem geosyntetycznym w podstawie.



Rys. 1. Ściany oporowe z gruntu zbrojonego geosyntetykami (Niemcy 2001 r., Huesker Synthetic GmbH)

Fig. 1. Geosynthetic reinforced earth walls (Germany 2001, Huesker Synthetic GmbH)

Zastosowanie geosyntetyków w Polsce ma nieco krótszą tradycję niż w krajach zachodnich, niemniej w ostatniej dekadzie zaczęto stosować materiały geosyntetyczne już na większych obiektach. Jednym z największych obiektów w Polsce zrealizowanym z gruntu zbrojonego jest nasyp drogowy na DW 933 w Jastrzębiu Zdroju [2]. Geosyntetyki okazały się także niezbędne podczas budowy największego w Polsce węzła autostradowego Sośnica, łączącego autostradę A4 z autostradą A1 w Gliwicach i na innych obiektach komunikacyjnych na Śląsku, gdzie występują zagrożenia szkodami górnictwami. Oprócz geosiatek szeroko w Polsce stosowane są też konstrukcje

z gruntu zbrojonego geotkaninami. Głównie chodzi tu o nasypy na słabych gruntach ze zbrojeniem w podstawie. Pomimo niewątpliwego postępu, widocznym brakiem jest nadal zbyt duża dowolność w wyborze norm i metod wymiarowania, doborze współczynników bezpieczeństwa i różnice w programach obliczeniowych. Powoduje to dużą rozbieżność, co do potrzebnej wytrzymałości zbrojeń i prowadzi do drastycznych różnic w specyfikacjach technicznych [3] oraz budzi nieufność zarówno u inwestorów, jak i u projektantów. Stąd w niniejszym artykule, na podstawie EC 7 oraz niektórych publikacji lub norm związanych z tą tematyką, przedstawiono najważniejsze zasady dotyczące wymiarowania zbrojeń w konstrukcjach ziemnych.



Rys. 2. Ściana oporowa z gruntu zbrojonego z licem z bloczków, system Rockwood (Hiszpania 2002 r., Huesker Synthetic GmbH)

Fig. 2. Reinforced block walls, system Rockwood (Spain 2002, Huesker Synthetic GmbH)

2. KRÓTKA CHARAKTERYSTYKA POLIMERÓW I WYROBÓW STOSOWANYCH NA ZBROJENIA

Z szerokiej gamy polimerów, jakie obecnie produkowane są na skalę przemysłową, na wyroby do zbrojenia gruntu stosuje się: aramid (AR), poliwinylalkohol (PVA), poliester (PES, PET), poliamid (PA), polipropylen (PP), polietylen wysokiej gęstości (PEHD). Wymienione polimery wykazują dostateczną odporność w naturalnym środowisku gruntowo-wodnym o pH w zakresie $4 \div 9$, o ile bez dłuższej zwłoki po ułożeniu pokryte będą gruntem lub osłonięte od działania promieniowania słonecznego. Projektant decydując się na konstrukcje z gruntu zbrojonego powinien mieć dostateczną wiedzę o geosyntetykach, tak ażeby mógł później opiniować propozycje oferentów i prowadzić nadzór autorski nad budową. Oczywiście, że rodzaj gruntu nasypowego, a także rodzimego, typ budowli technologii budowy będzie miał wpływ na wybór odpowiedniego zbrojenia. Ważne właściwości zbrojenia określa:

- liczbowo wyrażona wytrzymałość krótkotrwała na rozciąganie $F_{o,k}$, którą można odczytać z etykiet lub dokumentacji dostawczej producenta,
- obliczeniowa wytrzymałość długoterminowa F_d , ustalona przy uwzględnieniu wszystkich wpływów dla punktu zerwania geosyntetyku; wytrzymałość ta odnosi się do 1. stanu granicznego,
- charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie $F_{k,s}$ dla dopuszczalnego całkowitego wydłużenia się zbrojenia ε_{gr} (od momentu wbudowania do końca eksploatacji obiektu),
- w przypadku przyczółków mostowych charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie $F_{k,\Delta\varepsilon}$ dla dopuszczalnego wydłużenia przy pełzaniu (od końca budowy do końca okresu eksploatacji),
- wartość charakterystyczna modułu sztywności na rozciąganie J_k przy uwzględnieniu wszystkich wpływów dla założonego czasu obciążenia i temperatury.

3. SYSTEMY NORMOWE W KRAJACH UE

W zasadzie kraje Unii Europejskiej znajdują się w okresie koegzystencji dwóch systemów normowych, który ma się zakończyć w styczniu 2011 r. ostatecznym wprowadzeniem Eurokodu 7 i tzw. Załączników Krajowych. System stary, oparty na metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa, można zatem stosować do grudnia 2010. Przykładem starych norm są tutaj normy niemieckie: DIN 1054:1976 z roku 1976 w odniesieniu do posadowień i DIN 4084:1981 z 1981 roku w odniesieniu do zbcocy. Nowy system normowy, oparty na metodzie stanów granicznych, którego generalne zasady będą zawarte w EC 7, obowiązywać będzie zatem od stycznia 2011 r. Każdy z krajów Unii jest zobligowany do tego czasu wydać załącznik do EC 7, tzw. Załącznik Krajowy, w którym będzie uściślony dobór metod wymiarowania i ustalone będą wielkości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa. Na przykład w Niemczech obowiązują i są już testowane normy DIN 1054:2005 i DIN 4084:2009-01, które to będą stanowić między innymi załącznik do EC 7. Aktualnie zakończono opracowywanie nowej edycji EBGeo (obecna wersja EBGeo wydana została w 1997 r. [4]), tak ażeby wraz z wprowadzeniem EC 7 i DIN 1054:2009 powstał spójny system normowy dotyczący projektowania z uwzględnieniem geosyntetyków. W Wielkiej Brytanii trwają prace nad nowelizacją BS 8006:1995, która ma stanowić Załącznik Krajowy do EC 7 w odniesieniu do gruntów zbrojonych. We Francji wydana została norma NF P 94-270: 07.2009. W fazie koegzystencji systemów normowych, obliczenia statyczne można wykonywać jednym z wymienionych systemów normowych, ale oczywiście konsekwentnie, tzn. począwszy od przyjmowania wielkości obciążeń, metod obliczeniowych, a skończywszy na doborze współczynników bezpieczeństwa należy opierać się na jednym i tym samym systemie norm. W zakresie gruntu zbrojonego w Polsce autor zaleca wykorzystanie Instrukcji ITB 429/2007 [5], aż do czasu normalizacji zastosowań geosyntetyków w Polsce. Ważnym jest, aby w każdym projekcie widniała deklaracja, co do systemu normowego, z jakim została zaprojektowana dana konstrukcja z gruntu zbrojonego. Zapis ten powinien też znaleźć się w specyfikacjach,

tak aby uczestnicy przetargu mogli oferować, uwzględniając w analizach stateczności, ten sam system normowy.

4. OGÓLNE ZASADY WYMIAROWANIA KONSTRUKCJI Z GRUNTU ZBROJONEGO W MYŚL EC 7

EC 7 pomimo, że określa zasady projektowania geotechnicznego, nie zajmuje się bezpośrednio gruntem zbrojonym. Zasady projektowania w tym zakresie należy ustalić poprzez analogię do innych zastosowań. W wielu krajach UE zostały albo będą wydane odpowiednie załączniki do EC 7, w których uściślone będą zasady projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego. W Polsce można się w tym zakresie posługiwać Instrukcją ITB 429/2007 [5], którą można traktować jako projekt Załącznika Krajowego do EC 7 w zakresie projektowania nasypów, zboczy, ścian oporowych i przyczółków mostowych z gruntu zbrojonego. Na podstawie EC 7 autorzy tej Instrukcji proponują stosować w 1. stanie granicznym kombinację trzech współczynników cząstkowych bezpieczeństwa:

Oddziaływania (A2) + Materiał (M2) + Opory (R3).

W tym zakresie Instrukcja ITB 429/2007 podaje jedynie wartości współczynników cząstkowych dla stanu podstawowego obciążenia. Autor artykułu proponuje uzupełnić w tym miejscu Instrukcję ITB [5] o dane zawarte w tabelicy 1.

Tablica 1. Pierwszy stan graniczny, wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa; propozycja autora w oparciu o Instrukcję ITB 429/2007 [5] i DIN 1054:2005

Table 1. Ultimate limit state, values of partial safety factors; proposal of the author based on ITB Instruction 429/2007 and DIN 1054:2005

Rodzaj oddziaływania	Oznaczenie współczynnika bezpieczeństwa	Stan obciążenia		
		podstawowy	budowlany	wyjatkowy
Obciążenia stałe, w tym ciężar własny gruntu G	γ_G	1,00	1,00	1,00
Obciążenia zmienne Q	γ_Q	1,30	1,20	1,10
Opór gruntu na ścinanie: – niezdrenowana wytrzymałość na szybkie ścinanie c_u	γ_{c_u}	1,40	1,30	1,20
– zdrenowana wytrzymałość na ścinanie ϕ', c'	$\gamma_{\phi', c'}$	1,25	1,15	1,10
Wytrzymałość zbrojenia na rozciąganie F_d	γ_F	1,40	1,30	1,20

W ramach obliczeń dla 1. stanu granicznego projektant tak długo dobiera obliczeniowe wartości wytrzymałości zbrojenia F_d , aż spełnione będą następujące warunki równowagi:

$$\sum R_d + \sum F_d \geq \sum E_d, \quad (1)$$

$$\sum (R_d \cdot r_R) + \sum (F_d \cdot r_F) \geq \sum (E_d \cdot r_E), \quad (2)$$

przy czym R_d należy rozumieć jako odpowiednie wartości obliczeniowe oporów, a E_d jako wartości oddziaływań. Wartości r_R , r_F i r_E oznaczają ramię działania danej siły. Powyższe ogólnie zapisane warunki równowagi oznaczają między innymi: sprawdzenie stateczności wewnętrznej (poślizg po zbrojeniu lub poślizg tnący wkładki) i stateczności zewnętrznej (wyparcie gruntu spod konstrukcji, poślizg poziomy w podstawie, obrót konstrukcji czy też stateczność ogólna dla głębszej powierzchni poślizgu). Warunki (1) ÷ (2) dotyczą sumy sił lub momentów stanowiących opory R_d i sumy oddziaływań stanowiących obciążenia E_d . Wartości F_d , które spełniają ten warunek należy umieścić w specyfikacji technicznej jako obliczeniowe wartości wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie. W przypadku, gdy $T_d < F_d$ we wzorach (1) oraz (2) należy dla danych wkładek podstawić odpowiednie wartości T_d .

W myśl Instrukcji ITB 429/2007 [5] nośność zakotwienia wyznacza się następująco:

$$T_d = 2 \cdot \sigma_{k,sr} \cdot L_B \frac{\mu_k}{\gamma_{\varphi'}}, \quad (3)$$

gdzie:

- $\sigma_{k,sr}$ – wartość charakterystyczna naprężenia normalnego do zbrojenia,
- L_B – długość kotwiąca wkładki,
- $\gamma_{\varphi'}$ – cząstkowy współczynnik bezpieczeństwa dla tarcia wewnętrzznego gruntu,
- μ_k – wartość charakterystyczna współczynnika tarcia grunt-zbrojenie, wyrażona wzorem:

$$\mu_k = a_{\varphi'} \cdot \operatorname{tg}(\varphi'_k), \quad (4)$$

gdzie:

- $a_{\varphi'}$ – wskaźnik zazębienia się gruntu ze zbrojeniem dla wyciągania,
- φ'_k – kąt tarcia wewnętrzznego gruntu.

Powyższe wzory odnoszą się do gruntów niespoistych. Nie ma w nich członu dla adhezji i do wyciągania zbrojenia z gruntu, ponieważ widoczna jest liczba 2 oznaczająca ilość powierzchni poślizgu, jakie stawiają opór w trakcie wyciągania wkładki. W przypadku poślizgu gruntu po zbrojeniu mamy do czynienia z jedną powierzchnią poślizgu, dlatego we wzorze (3) zamiast liczby 2 należy podstawić 1. W Instrukcji ITB

429/2007 [5] nie operuje się w zasadzie wskaźnikami ząbienia się gruntu o zbrojenie, definiując jedynie współczynnik tarcia między gruntem i zbrojeniem μ_k . Zdaniem autora bardziej praktycznym podejściem jest wprowadzenie wskaźników ząbienia, które należy wymagać w specyfikacjach technicznych. W praktyce wskaźniki ząbienia się z typowymi rodzajami gruntów są podawane przez producentów. Ogólnie można oczekiwać, że w przypadku piasku, pospółki i żwiru wskaźnik ząbienia się geosiatki z gruntem wynosi $0,80 \div 0,95$, a dla geotkanin $0,65 \div 0,75$. W przypadku gruntów spoistych komplikuje się nieco wzór (3), ponieważ należy uwzględnić dodatkowo opór adhezji pomiędzy gruntem a zbrojeniem. Dla wyznaczenia wartości obliczeniowej oporu na wyciąganie zbrojenia z gruntu spoistego można posłużyć się następującą zależnością:

$$T_d = 2 \cdot L_B \left[\frac{a_{\varphi'} \cdot \operatorname{tg}(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi'}} + \frac{a_{c'} \cdot c'_k}{\gamma_{c'}} \right], \quad (5)$$

gdzie:

$a_{\varphi'}$ i $a_{c'}$ – wskaźniki ząbienia się geosyntetyku z gruntem odpowiednio z tytułu tarcia i adhezji.

W przypadku, gdy wkładka znajduje się pomiędzy dwoma różnymi warstwami gruntu, wzór (5) należy odpowiednio rozwinąć uwzględniając dwa zestawy parametrów gruntu i odpowiadające im wskaźniki ząbienia się ze zbrojeniem. Na dużych obiektach i przy zastosowaniu materiałów nietypowych, jak: łupki pokopalniane, popioły, żużle i inne materiały odpadowe wskaźniki ząbienia powinny być wyznaczone bezpośrednio poprzez odpowiednie badania.

W odniesieniu do 2. stanu granicznego stawia się, oprócz konwencjonalnych warunków na osiadanie dopuszczalne, na dopuszczalną przechyłkę lub inne warunki deformacji, warunek dopuszczalnego wydłużenia się zbrojenia. Ustalone na drodze doświadczeń wartości dopuszczalne wydłużeń zbrojenia mają chronić dany obiekt przed nadmiernymi deformacjami. Wartości dopuszczalnych wydłużeń nieco inaczej są definiowane w różnych krajach w zależności od tradycji i stopnia doświadczenia. W Instrukcji ITB 429/2007 [5] Instytut Techniki Budowlanej oparł się głównie na zaleceniach brytyjskich, ponieważ większość postulowanych tam wartości jest zgodna z BS 8006:1995. W tablicy 2 podano dopuszczalne wartości wydłużeń w przypadku zbrojeń geosyntetycznych, jakie zawarte są w omawianej instrukcji [5]. Należy pamiętać, że pod pojęciem ściany oporowej rozumie się konstrukcję z nachyleniem lica powyżej 70° . Stąd widać, że w przypadku stromych zboczy nie zostały postawione wymagania na wydłużenie. Zdaniem autora nie powinno się przyjmować w przypadku zboczy wartości większych niż 5%, o ile stanowią one podparcia dróg publicznych. Z przedstawionego w tablicy 2 zestawienia wynika, że na ogół mamy do sprawdzenia jeden warunek na wydłużenia i to wydłużenia całkowite. Tylko w przypadku przyczółków lub podpór mostowych należy dodatkowo sprawdzić, czy przyrost wydłużenia $\Delta \varepsilon$ od momentu zakończenia budowy do końca okresu eksploatacji nie przekroczy wartości 0,5%.

Tablica 2. Wartości dopuszczalne wydłużeń zbrojeń geosyntetycznych z uwagi na stan graniczny użyteczności wg Instrukcji ITB 429/2007 [5]
 Table 2. Values of allowable elongation of geosynthetic reinforcements concerning the serviceability limit state according to ITB Instruction 429/2007

Rodzaj konstrukcji	Dopuszczalne wydłużenie ε_{gr} [%]
Ściany oporowe ze sztywną konstrukcją osłonową poza strefą oddziaływań innych obiektów	6,0
Nasypy i ściany oporowe stanowiące podparcie dróg publicznych	5,0
Nasypy i ściany oporowe stanowiące podparcie torów	2,0
Przyczółki mostów i podpory	2,0
$\Delta\varepsilon$ w czasie eksploatacji	0,5

Niestety bardzo rzadko pojawiają się w polskich specyfikacjach technicznych warunki stawiane wydłużeniom, co oznacza, że dany projekt nie został przemyślany do końca i nie zawiera sprawdzenia warunku na wydłużenie zbrojenia. W praktyce w ramach 2. stanu granicznego wykonuje się tak długo obliczenia, aż ustali się potrzebne wartości charakterystycznej wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie $F_{k,\varepsilon}$ z warunków:

$$R_k + F_{k,\varepsilon} \geq E_k \quad , \quad (6)$$

$$\sum (R_{k,\varepsilon} \cdot r_R) + \sum (F_{k,\varepsilon} \cdot r_F) \geq \sum (E_k \cdot r_E) \quad . \quad (7)$$

W przypadku, gdy $T_k < T_{k,\varepsilon}$ dla danej wkładki zbrojeniowej, w zależnościach (6) oraz (7) należy podstawić odpowiednie wartości T_k , które wyznacza ze wzoru:

$$T_k = 2 \cdot L_B \cdot a_{\varphi'} \cdot tg(\varphi'_k + a_{c'} \cdot c'_k) \quad . \quad (8)$$

Oznacza to, że w ramach 2. stanu granicznego wszystkie współczynniki cząstkowe bezpieczeństwa są równe 1, zatem obliczenia wykonuje się jedynie dla wartości charakterystycznych zarówno obciążeń jak i parametrów wytrzymałościowych gruntu i zbrojeń. Wartości $F_{k,\varepsilon}$ spełniające warunki (6) i (7) zamieszcza projektant w specyfikacji technicznej podając jednocześnie warunek na wydłużenie i czas eksploatacji. W przypadku przyczółków i podpór mostowych projektant żąda w specyfikacji, ażeby wytrzymałość $F_{\Delta k,\varepsilon}$ nie była mniejsza od wartości $F_{k,\varepsilon}$.

5. OBLICZENIOWA WYTRZYMAŁOŚĆ GEOSYNTETYKÓW NA ROZCIĄGANIE (1. STAN GRANICZNY)

W metodzie stanów granicznych wartość obliczeniową geosyntetyków na rozciąganie w przypadku 1. stanu granicznego wyznacza się wg [4] wzorem:

$$F_d = \frac{F_{o,k}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma_F}, \quad (9)$$

gdzie:

- $F_{o,k}$ – wartość charakterystyczna, krótkoterminowa (ang. *ultimate tensile strength* UTS), wytrzymałość na rozciąganie według PN-EN-ISO 10 319 na taśmach o szerokości 20 cm rozciąganych ze standardową prędkością 20 %/min; jest to wartość deklarowana z poziomem ufności 95%,
- γ_F – współczynnik bezpieczeństwa materiałowego, wg tablicy 1,
- A_1 – współczynnik materiałowy, uwzględniający wpływ pełzania,
- A_2 – współczynnik materiałowy, uwzględniający uszkodzenia mechaniczne powstałe w procesie wbudowywania,
- A_3 – współczynnik materiałowy, uwzględniający utratę wytrzymałości na połączeniach (jako, że na ogół unika się połączeń na głównym kierunku nośnym, zostanie pominięte zagadnienie ustalania wytrzymałości na połączeniach),
- A_4 – współczynnik materiałowy, uwzględniający wpływ środowiska wodno-gruntowego.

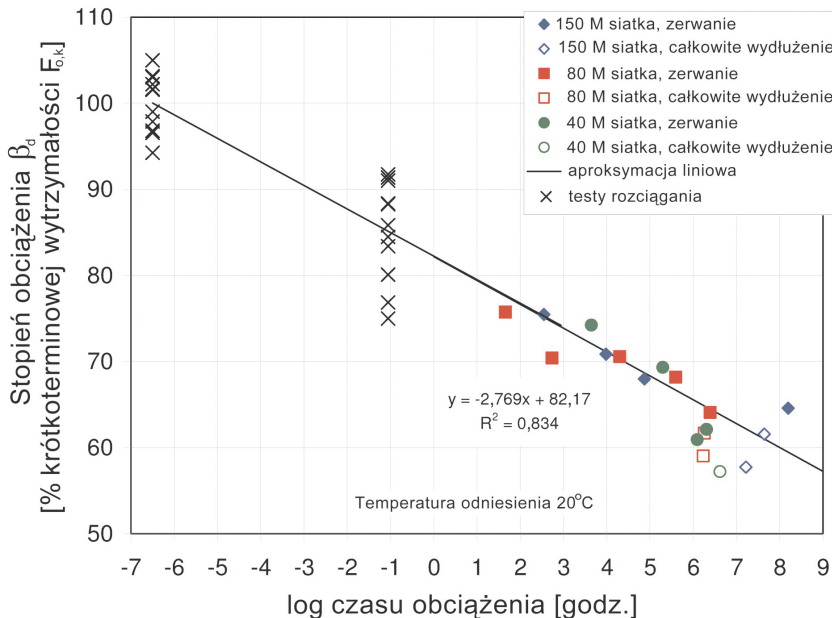
Współczynniki materiałowe $A_1 \dots A_4$ stanowią charakterystyki materiałowe, a więc ich wielkości są w zasadzie niezależne od metody wymiarowania. Współczynniki te ustalane są w oparciu o badania laboratoryjne, a nawet i połowe (A_2) i ich wartości powinny być ustalone lub potwierdzone przez niezależne instytuty akredytowane przy UE. W Polsce jednostką, która ma do tego uprawnienia UE w odniesieniu do geosyntetyków jest właśnie ITB w Warszawie. Właściwości reologiczne polimerów czy też wyrobów polimerowych ustala się poprzez badanie pełzania przy stałym obciążeniu w stałej temperaturze wg DIN EN ISO 13 431:1999 lub metodą SIM (ang. *Stepped Isothermal Method*) – jednakowych skoków termicznych [6]. Według DIN EN ISO 13 431:1999 badanie na pełzanie należy przeprowadzić dla co najmniej 10 000 h. Wyniki badania nanosi się w formie, jak to pokazano na rysunku 3, oś pozioma – log czasu obciążenia t , oś pionowa skala naturalna – stopień obciążenia β_d w odniesieniu do wytrzymałości krótkotrwałej $F_{o,k}$. Współczynnik materiałowy z tytułu pełzania A_1 dla danego czasu obciążenia t stanowi wartość odwrotną stopnia obciążenia w momencie zerwania się zbrojenia:

$$A_1 = \frac{1}{\beta_d}. \quad (10)$$

Współczynnik A_1 można wyznaczać również metodą SIM, o ile badanie na pełzanie dla dwóch pierwszych progów temperatury trwało co najmniej 1000 h, a dla trzeciego co najmniej 4000 h [7]. Przykładowo na rysunku 3 podane zostały wyniki badań SIM dla geosiatek z PVA. Takie właśnie dane graficzne (lub tabelaryczne) powinny być dołączane do potwierdzenia wystarczającej wytrzymałości danego geosyntetyku dla 1. stanu granicznego w trakcie składania dokumentacji przez oferenta i potwierdzania

przez akredytowany przy UE instytut. O ile nie ma odpowiednich wyników badań, wartości współczynnika A_1 przyjmuje się w Niemczech i we Francji w sposób następujący:

- $A_1 = 5,0$ – w przypadku PP i PEHD,
- $A_1 = 2,5$ – w przypadku PA, PES, PVA, AR.



Rys. 3. Przykład zależności długoterminowej wytrzymałości geosiatek z PVA od czasu obciążenia [8]; $F_{o,k}$ – krótkoterminowa wytrzymałość w badaniu na rozciąganie wg PN-EN ISO 10 319

Fig. 3. Example of relationship between the long term tensile strength of geogrids made of PVA and time of loading [8]; $F_{o,k}$ – ultimate tensile strength from tensile tests according to PN-EN-ISO 10319

Współczynnik materiałowy A_2 , uwzględniający uszkodzenia mechaniczne przy wbudowaniu, przyjmuje się wg normy DIN EN ISO 10722-1 lub na podstawie badań polowych zgodnie z [9]. W przypadku stosowania narzutów kamiennych w celu obniżenia wartości A_2 można zastosować przekładki z piasku lub żwiru, które nie zmniejszają znacznie zążeń, ale skutecznie chronią geosyntetyk przed uszkodzeniem mechanicznym. O ile nie ma odpowiednich i wiarygodnych wyników badań, wartości współczynnika A_2 należy w Niemczech przyjmować jego wartość zgodnie z [4]:

- $A_2 = 1,50$ – w przypadku gruntów drobnoziarnistych i piaszczystych,
- $A_2 = 2,00$ – w przypadku gruntów żwirowych z ziarnem obtoczonym,
- w przypadku kamienia łamanego A_2 należy ustalić lub potwierdzić w oparciu o badania polowe, np. wg [9].

Podsumowując należy podkreślić, że trwałość i wytrzymałość długoterminowa w dużym stopniu zależy od tego na ile dany geosyntetyk został uszkodzony w trakcie wbudowania. Zatem należy starannie nadzorować tę część robót, pamiętając o tym, że zasypywany geosyntetyk ukrywa wszystkie wady czy uszkodzenia, które mogą być przyczyną późniejszej awarii.

Współczynnik materiałowy A_3 uwzględnia utratę wytrzymałości na połączeniach i szwach. Faktyczną wytrzymałość na połączeniach należy ustalać poprzez badania w zależności od lica ściany i typu połączeń. Należy unikać szwów lub zakładów na kierunku głównym zbrojenia.

Współczynnik materiałowy A_4 uwzględniający wpływ środowiska wodno-gruntowego wyznacza się w oparciu o badania wytrzymałości próbek poddanych normowemu oddziaływaniu różnych środowisk. poniżej przytacza się zalecenia zawarte w [7] i [9]:

Okres użytkowania:	Dowód dostatecznej odporności wg:
do 5 lat	DIN EN 13249 Załącznik B 2,
do 25 lat	DIN EN 13249 Załącznik B 3,
do 100 lat	DIN EN 13249 Załącznik B 4.

Wartości współczynnika A_4 w przypadku okresu użytkowania do 100 lat należy przyjmować wg [4] bez konieczności przedłożenia odpowiednich badań wyników:

- $A_4 = 3,3$ – w przypadku poliamidu (PA), aramidu (A), polipropylenu (PP) i polietylenu (PEHD),
- $A_4 = 2,0$ – w przypadku poliwinylalkoholu (PVA) i poliesteru (PES).

6. CHARAKTERYSTYCZNA WYTRZYMAŁOŚĆ NA ROZCIĄGANIE (2. STAN GRANICZNY)

Aby sprawdzić warunek 2. stanu granicznego należy posłużyć się izochronami i wyznaczyć wartość charakterystyczną wytrzymałości długoterminowej $F_{k,\varepsilon}$. Izochrony są integralną częścią każdej dokumentacji wykonawczej. Na rysunku 4 pokazano przykład izochrony geosiatki z PVA. Zgodnie z Instrukcją ITB 429/2007 [5], w przypadku 2. stanu granicznego wartość charakterystyczną wytrzymałości na rozciąganie należy wyznaczać z warunku dopuszczalnego całkowitego wydłużenia, opisanego następującym wzorem:

$$F_{k,\varepsilon} = \frac{F_{o,k} \cdot \beta_\varepsilon}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4}, \quad (11)$$

gdzie:

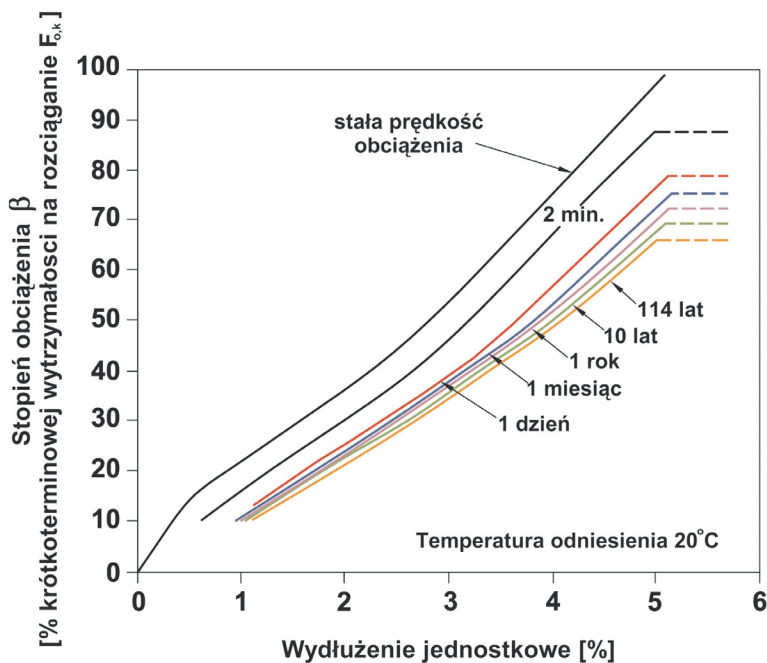
- β_ε – dopuszczalny stopień obciążenia zbrojenia, odpowiadający dopuszczalnemu wydłużeniu zbrojenia ε_{gr} i danemu okresowi użytkowania budowli t .

Wartość β_{ϵ} ustala się w oparciu o izochrony dotyczące danego wyrobu (rys. 4). W przypadku przyczółków lub podpór mostowych dodatkowo wyznacza się wartość charakterystyczną wytrzymałości zbrojenia z warunku nie przekroczenia $\Delta\epsilon$:

$$F_{k,\Delta\epsilon} = \frac{F_{o,k} \cdot \beta_{\Delta\epsilon}}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4}, \quad (12)$$

gdzie:

$\beta_{\Delta\epsilon}$ – dopuszczalny stopień obciążenia zbrojenia, odpowiadający danemu dopuszczalnemu przyrostowi wydłużenia zbrojenia $\Delta\epsilon$ od czasu zakończenia budowy do końca eksploatacji obiektu Δt .



Rys. 4. Izochrony geosiatek z poliwinylalkoholu (PVA) [8]; $F_{o,k}$ – krótkoterminowa wytrzymałość w badaniu na rozciąganie wg PN-EN ISO 10319

Fig. 4. Isochrones of geogrids made from PVA [8]; $F_{o,k}$ – ultimate tensile strength from tensile tests according to PN-EN-ISO 10319

Niestety bardzo rzadko pojawiają się w specyfikacjach technicznych warunki stawiane wydłużeniom, co oznacza, że projekt nie zawiera sprawdzenia warunków 2. stanu granicznego. Należy pamiętać o tym, że skutków wydłużeń pobudowlanych nie da się już kompensować bez ponoszenia kosztów, a zatem poprawnie sporządzony projekt bezwzględnie powinien zawierać dowody stateczności dla 1. i 2. stanu granicznego. Poza tym w specyfikacjach technicznych brakuje wartości wskaźników zazębiania się gruntu ze zbrojeniem, co uniemożliwia poprawny dobór typu zbrojenia, zapewniającego wymagane zakotwienie.

7. WNIOSKI

Projektowanie konstrukcji ziemnych z geosyntetykami napotyka w Polsce na brak norm, przepisów czy też zaleceń technicznych. Stąd też projekty wykonywane są z pominięciem wielu zasadniczych aspektów, a w szczególności bez dowodu na spełnienie drugiego stanu granicznego. W specyfikacjach technicznych bardzo często nie podaje się warunku na dopuszczalne wydłużenie zbrojenia, co jest poważnym ich mankamentem. Przedstawione zasady wymiarowania konstrukcji ziemnych pozwalają na poprawne wykonanie obliczeń statycznych w pierwszym i drugim stanie granicznym oraz poprawne sporządzenie specyfikacji technicznej do dokumentacji przetargowej. Do czasu wydania Polskiego Załącznika do EC 7 w zakresie projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego autor proponuje opierać się przy projektowaniu tych konstrukcji na Instrukcji ITB 429/2007 [5]. Wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa proponuje się ustalać na podstawie tablicy 1.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Jones C.*: Earth reinforcement and soil structures. Thomas Telford Publishing, Revised print, London 1998
- [2] *Ajdukiewicz J.*: Strome nasypy drogowe zbrojone geosyntetykami efektem wyspecjalizowanych prac inżynierskich. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, 2003
- [3] *Sobolewski J.*: Uwagi co do zasad projektowania nasypów ze zbrojeniem geosyntetycznym w podstawie, w tym nasypów na terenach szkód górniczych. XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu, Krynica Górská 2006
- [4] EBGEO – Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 1997
- [5] *Wysokiński L., Kotlicki W.*: Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego. ITB, Seria Instrukcje, wytyczne, poradniki, nr 429/2007
- [6] *Lothspeich S.E., Thorton J.S.*: Comparison of different long term reduction factors for geosynthetic reinforcing materials. Proc. of the Second European Geosynthetic Conference EUROGEO 2000, Bolonia, 341 - 346
- [7] Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaues, M Geok E mit Checklisten (C Geok E), Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2005
- [8] Creep and Creep-Reapture Behaviour of Fortrac M (PVA) Geogrids. TRI/Environmental, Inc. Austin, USA, 2002 (maszynopis)
- [9] Technische Lieferbedingungen für Geokunststoffe im Erdbau des Straßenbaues. TL Geok E-StB 05, Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2005

WYKAZ POWOŁANYCH NORM

- EC 7, Eurocode 7: prEN 1997-1, Geotechnical design-Part 1: General rules, ENV 1997-1:1994
- PN-EN 1997-1 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne
- PN-EN 1997-2 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego
- BS 8006:1995 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, BSI 1995
- NF P 94-270: 07.2009 Calcul géotechnique, Ouvrages de soutènement, Remblais renforcés et massifs sol soil cloué, AFNOR 2009
- DIN 1054:1976 Baugrund, Zulässige Belastung des Baugrundes, DIN November 1976
- DIN 4084:1981 Baugrund, Gelände- und Böschungsbruchberechnungen, DIN Juli 1981
- DIN 1054:2005 Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, DIN Januar 2005
- DIN 4084:2009 Baugrund, Geländebruchberechnungen, DIN Januar 2009
- DIN EN ISO 13431:1999 Geotextilien und geotextilrelevante Produkte-Bestimmung des Zugkriech- und des Zeitstandbruchverhaltens, DIN 1999
- PN-EN-ISO 10319:2008 (U) Geosyntetyki – Badania wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek

DESIGN OF GEOSYNTHETIC REINFORCEMENTS FOR EARTH STRUCTURES IN LINE WITH REGULATIONS OF EUROCODE 7

Abstract

The paper presents design rules of geosynthetic reinforcements based on the regulation of EC 7 with the adaptation to the Polish conditions are presented. Especially, the recommendations given in the Instruction 429/2007 published by ITB (ITB – *Building Research Institute in Warsaw*) concerning the estimation of the characteristic and design values of long term tensile strength of geosynthetics were taken into account. The rules presented in the paper enable a design of reinforced earth structures taking into account both the ultimate limit state and the serviceability limit state. The author emphasizes, that information concerning the codes of practice used in static calculations should be given in the project documents and in the specifications attached to tenders. In addition to the design value of long term strength the characteristic value of tensile strength corresponding to the allowable elongation and the value of bond coefficient between reinforcement and soil should be defined in the specifications. The choice of the suitable product should be performed carefully, based on proven test reports, where all values of reduction factors and the value of the allowable load ratio are well documented.