

*Jarosław Krążelewski**, *Ryszard J. Izbicki***

GRUNT ZBROJONY — ANALIZA NUMERYCZNA

1. Wstęp

Dwie pierwsze konstrukcje z gruntu zbrojonego na świecie zbudowano we Francji, w 1970 i 1971 roku [17–19]. W kolejnych latach zaczęto stosować je na całym świecie, i tak np. w Stanach Zjednoczonych konstrukcje tego typu zaczęto budować od 1974 roku [7, 8], w Polsce zaś, w praktyce inżynierskiej, stosuje się je od około 30 lat.

Od tamtego momentu nastąpił szybki rozwój zastosowań konstrukcji z gruntu zbrojonego, zarówno w sektorze prywatnym, jak i publicznym [11]. Przez ostatnie 20 lat podejście do geosyntetyków zmieniło się na bardziej konserwatywne w stosunku do wytrzymałości na rozciąganie, odległości pomiędzy warstwami zbrojenia oraz długością geosyntetyków. Główną przyczyną tych zmian wynikała z większej wiedzy na temat trwałości geosyntetyków w czasie [8]. Zmianie w stosunku do wcześniejszych lat uległy przede wszystkim współczynniki materiałowe, które z większą dokładnością szacują uszkodzenia podczas wbudowania, właściwości reologiczne i trwałość geosyntetyków. Jednakże metody projektowania określające siły w zbrojeniu zmieniły się nieznacznie i są wciąż bardzo konserwatywne [2, 8].

Ażeby poprawnie zaprojektować konstrukcje z gruntu zbrojonego, należy dokładnie określić występujące w niej siły wewnętrzne. Wartości tych sił można oszacować na podstawie dostępnych metod analitycznych, które są metodami pół-empirycznymi, opartymi na założeniu równowagi granicznej, do których zalicza się:

- a) metodę klina odłamu [1, 9],
- b) metodę FHWA (Structure Stiffness Method) [10],
- c) metodę sztywności K0 [2, 3].

Wartości sił wewnętrznych można również uzyskać za pomocą metod naprężeniowo-odkształceniowych, dostępnych w programach numerycznych, opartych na MES (metodzie

* Keller Polska Sp. z o.o., Oddział Wrocław

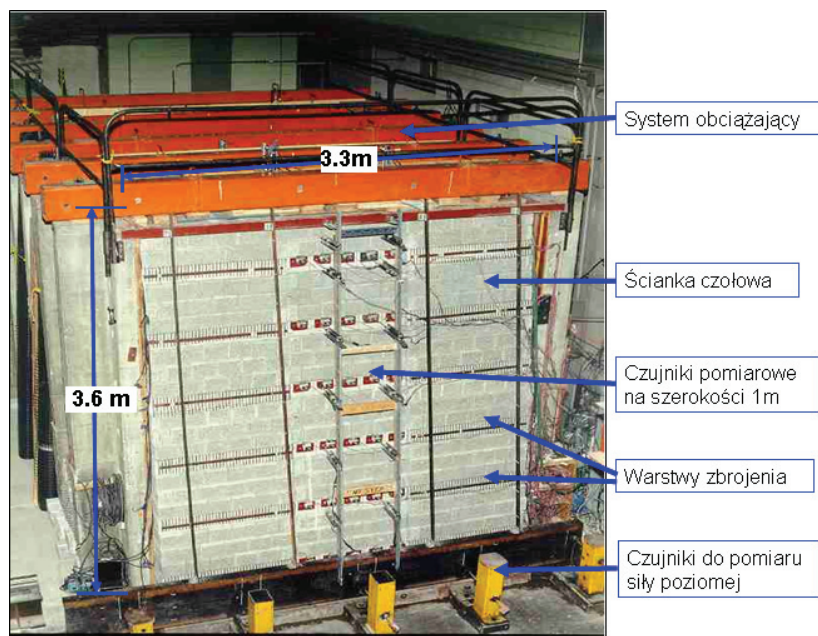
** Politechnika Wroclawska, Wrocław

elementów skończonych), MRS (metodzie różnic skończonych) itp. Metody te wymagają jednak od projektanta dużego doświadczenia w posługiwaniu się danym programem numerycznym oraz wiedzy teoretycznej odnośnie stosowanych modeli konstytutywnych, np.: model gruntu, zbrojenia, ścianki czołowej.

Poniżej Autorzy przedstawiają wyniki obliczeń numerycznych w programie FLAC 2D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) z zastosowania własnego modelu konstytutywnego zbrojenia i porównują je z wynikami uzyskanymi z badań laboratoryjnych.

2. Opis badania laboratoryjnego

Przeprowadzone wyniki numeryczne porównano z badaniami laboratoryjnymi, przeprowadzonymi przez grupę naukowców z Royal Military College of Kanada [5]. Przeprowadzili oni badania dla 10 ścian z gruntu zbrojonego, różniących się ilością zbrojenia, wytrzymałością zbrojenia oraz rodzajem ścianki czołowej. Autor przeprowadził badania numeryczne dla ściany z gruntu zbrojonego określonej numerem 1 (Wall 1), ponieważ dla tej ściany uzyskał największą ilość danych, do których mógł się odnieść [5, 6, 12–14]. Ściana składa się z 6 warstw geosiatki PP dwukierunkowej. Długość każdej z warstw zbrojenia wynosiła $L = 2,52$ m, mierzona od zewnętrznej ściany czołowej, układanej poziomo w odstępach 0,6 m (rys. 1).



Rys. 1. Stanowisko laboratoryjne

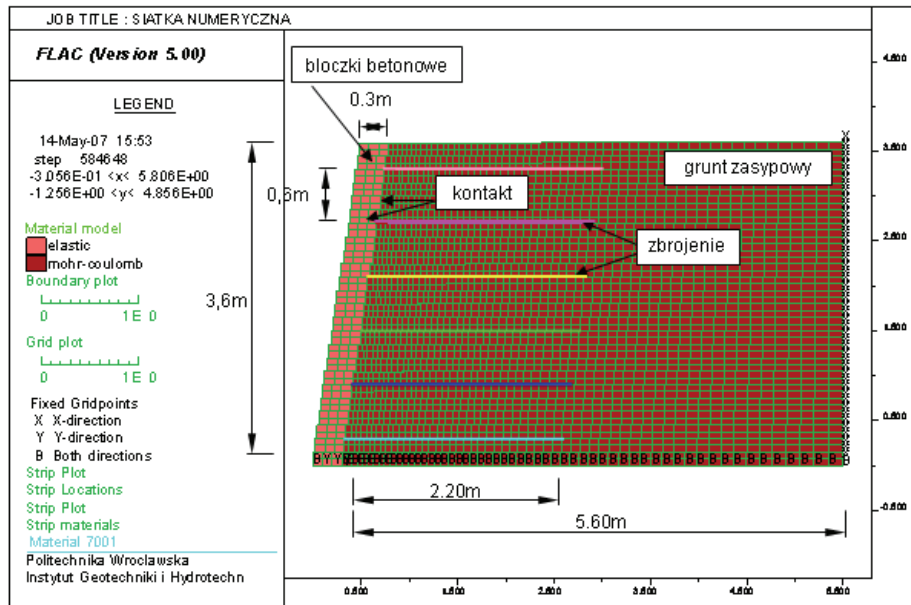
Materiał zbrojenia użyty do badań charakteryzuje się dość dużą odkształcalnością i małą wytrzymałością na rozciąganie. Wysokość ściany wynosi 3,6 m i nachylona jest pod kątem 8° mierzonym od pionu. Szerokość ściany wynosi 3,4 m, długość 6,0 m (mierzona od zewnętrznej krawędzi ściany). Podstawę ściany wykonano na sztywnej posadzce betonowej w laboratorium. Ściankę czołową zbudowano na przesuwnej „platformie pomiarowej” w kierunku poziomym. Od strony zewnętrznej podstawa bloczków została unieruchomiona w kierunku poziomym za pomocą podpory nieprzesuwnej. Ścianę czołową wykonano z 24 bloczków betonowych o wymiarach 0,3 m (długość) \times 0,20 m (szerokość) \times 0,15 m (wysokość) i ciężarze 20 kg. W środkowej części ściany szerokości 1,0 m umieszczono czujniki pomiarowe na całej jej długości. Tarcie pomiędzy gruntem zasypowym a ścianami bocznymi zminimalizowane zostało za pomocą warstw: drewnianej sklejki, smaru i tworzywa sztucznego (Plexiglass). Konstrukcję układano warstwami wysokości 15 cm (odpowiada wysokości bloczków betonowych). W czasie wykonywania ściany z gruntu zbrojonego, w kolejnych etapach instalowano przyrządy pomiarowe. W sumie na jednej ścianie zainstalowano 300 przyrządów pomiarowych, których zadaniem był pomiar:

- odkształceń warstw zbrojenia (około 100 czujników tensometrycznych);
- siły połączenia pomiędzy bloczkami betonowymi a warstwami zbrojenia;
- odchylenia ściany czołowej;
- poziomej i pionowej siły działającej w podstawie ściany;
- pionowego naprężenia od ciężaru własnego gruntu;
- pionowej deformacji wewnątrz i na powierzchni masy gruntu.

Warstwy zbrojenia w środkowej części połączono na sztywno ze ścianką czołową za pomocą mechanicznego łącznika. Zadaniem sztywnego połączenia było zapobiegnięcie wyslizgiwaniu się zbrojenia ze ścianki czołowej.

3. Schemat statyczny ściany z gruntu zbrojonego

Do obliczeń numerycznych zastosowano dwuwymiarowy program metody różnic skończonych FLAC. Zadanie rozwiązano w płaskim stanie odkształcenia, z uwzględnieniem dużych odkształceń oraz dodatkowych modułów obliczeniowych: *creep* i *thermal* (rys. 2). Moduły pozwoliły autorowi na uwzględnienie w obliczeniach czasu. Grunt zasypowy i bloczki betonowe zostały zamodelowane jako ośrodek ciągły, zbrojenie zaś jako element strukturalny — pasek (*strip*). Za pomocą funkcji napisanych w języku FISH (wewnętrzny język programowania, w programie FLAC) oraz w języku programowania C++ zmieniono właściwości elementu strukturalnego (*strip*). Zmiana ta pozwoliła na uwzględnienie zmiennych właściwości geosyntetyku w czasie tj. wpływu właściwości reologicznych oraz wpływu starzenia.



Rys. 2. Schemat statyczny konstrukcji z gruntu zbrojonego

3.1. Modele konstytutywne

Do zbudowania ściany z gruntu zbrojonego wykorzystano następujące modele materiałowe:

- Model sprężysty

Wykorzystany został do opisu ścianki czołowej konstrukcji z gruntu zbrojonego, zbudowanej z bloków betonowych.

Ściana czołowa

Ściana czołowa składa się z 24 betonowych elementów o wymiarach 0,3 m (długość) \times 0,20 m (szerokość) \times 0,15 m (wysokość) i ciężarze 20 kg. Bloki betonowe zamodelowano jako element sprężysty o module Younga $E = 23 \text{ GPa}$ i współczynnika Poissona $\nu = 0,15$ oraz ciężarze objętościowym $\gamma = 22,2 \text{ kN/m}^3$.

- Model Coulomba-Mohra

Jest to model sprężysto-plastyczny, który zastosowano do opisu gruntu zasypowego. Jako zasypkę wykorzystano piasek plażowy o średnicy $d_{50} = 0,34 \text{ mm}$, dla którego zawartość ziaren o średnicy $d < 0,075 \text{ mm}$ była mniejsza od $< 1\%$. Piasek układany był warstwami 15 cm, co odpowiadało dokładnie wysokości układanych bloków betonowych. Szczegółowe dane przedstawiono w tabeli (tab. 1).

TABELA 1
Parametry gruntu sypkiego

γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	E [MPa]	ν	δ [°]
16,8	44	1	250	0,2	11

— Zbrojenie

Sprężysty model zbrojenia

W programie FLAC do modelowania gosyntetyków wykorzystuje się sprężysto-plastyczno-kruchy element paskowy (*strip element*), co oznacza, że parametry mechaniczne są niezmiennie w czasie.

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych wykonanych przez Hataami i Bathurst [13] określono maksymalną siłę rozciągającą geosyntetyk $T_{ult} = 13$ kN/m dla prędkości rozciągania 10%/min. (zgodnie z ASTM, [4]) oraz maks. siłę, przy której nie nastąpi zniszczenie ze względu na właściwości reologiczne $T_{creep} = 5,2$ kN/m.

Na podstawie przeprowadzonych badań określono wartość podłużnej sztywności zbrojenia dla poszczególnych wartości odkształceń geosiatki, i tak:

- $J_s(1\%) = 315$ kN/m dla odkształcenia $\epsilon = 1\%$,
- $J_s(2\%) = 250$ kN/m dla odkształcenia $\epsilon = 2\%$.

Szczegółowe dane przedstawiono w tabeli 2.

TABELA 2
Parametry dla zbrojenia sprężystego

$J_{1\%}$ [kN/m]	$J_{2\%}$ [kN/m]	grubość [mm]	T_u [kN/m]
315	250	0,76	13,0

Model zbrojenia opracowany przez autora

Jest to lepko-sprężysty model reologiczny, z uwzględnieniem wpływu starzenia. Model ten szczegółowo został przedstawiony w pracach [15, 16]. W przypadku zastosowania modelu J . Krężelewskiego odkształcenia i wytrzymałość geosyntetyku będą zmieniały się w czasie. Dane do modelu zamieszczono w tabeli 3.

TABELA 3

Parametry zbrojenia dla modelu lepko-sprężystego

E_1 [kN/m]	E_2 [kN/m]	η [kNh/m]	grubość [mm]	T_u [kN/m]	T_{creep} [kN/m]
230	68	685	0,76	13,0	5,2

— Parametry kontaktu

Parametry kontaktu przyjęto z pracy Hatami i Bathurst [13], którzy wykonali niezbędne badania laboratoryjne, określające parametry interfejsu.

Warunki brzegowe i obciążenia

Ze względu na krótszy czas obliczeń dolnej krawędzi modelu odebrano dwa stopnie swobody (przemieszczenia w kierunku poziomym i pionowym). Tylną część ściany podparto w kierunku osi X–X (poziomym).

Podstawę bloczków betonowych unieruchomiono w kierunku pionowym. Zewnętrzny węzeł modelu bloczków unieruchomiono w kierunku poziomym.

Konstrukcję obciążono ciężarem własnym.

Siatka MRS

Siatka w zadaniu została tak dobrana, żeby maksymalnie zminimalizować czas obliczeń (im gęstsza siatka, tym dłuższy czas). Gęstość siatki wpływa również na dokładność obliczeń. Na podstawie przeprowadzonych licznych testów numerycznych siatka została dobrana w taki sposób, żeby spełnić dwa powyższe warunki.

Analiza zadania

Analiza numeryczna konstrukcji ściany z gruntu zbrojonego składa się z 24 etapów. Każdy etap odpowiada rzeczywistym schematom wznoszenia konstrukcji.

Etap I Polega na zamodelowaniu bloku betonowego wysokości 15 cm, wraz z gruntem zasypowym i kontaktem pomiędzy blokiem i gruntem. Rozwiązanie schematu zadania aż do osiągnięcia stanu równowagi.

Etap II Polega na zamodelowaniu bloku betonowego wysokości 15 cm, wraz z gruntem zasypowym i kontaktem pomiędzy blokiem i gruntem oraz pomiędzy blokiem i blokiem. Rozwiązanie schematu zadania aż do osiągnięcia stanu równowagi.

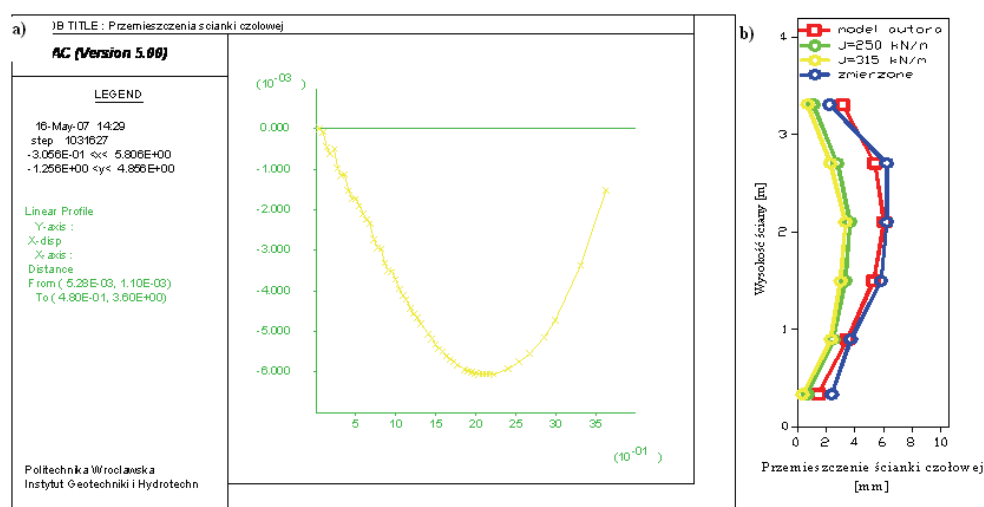
Etap III Polega na zamodelowaniu geosyntetyku ułożonego na gruncie i przymocowanego do bloku betonowego. Zamodelowanie bloku betonowego wysokości 15 cm, wraz z gruntem zasypowym i kontaktem pomiędzy blokiem i gruntem oraz pomiędzy blokiem i blokiem. Rozwiązanie schematu zadania aż do osiągnięcia stanu równowagi.

Etapy IV do XXIV odpowiadają etapom wcześniejszym.

4. Wyniki i wnioski do obliczeń

4.1. Przeszczenia ściany czołowej

Na rysunku 3a przedstawiono wykres przemieszczeń uzyskanych z analizy numerycznej w programie FLAC. Uzyskane wartości odpowiadają przemieszczeniom 24 wierzchołków bloków betonowych. Maksymalne przemieszczenie ściany czołowej odnotowano na wysokości 2,04 m, o wartości równej 6,05 mm.



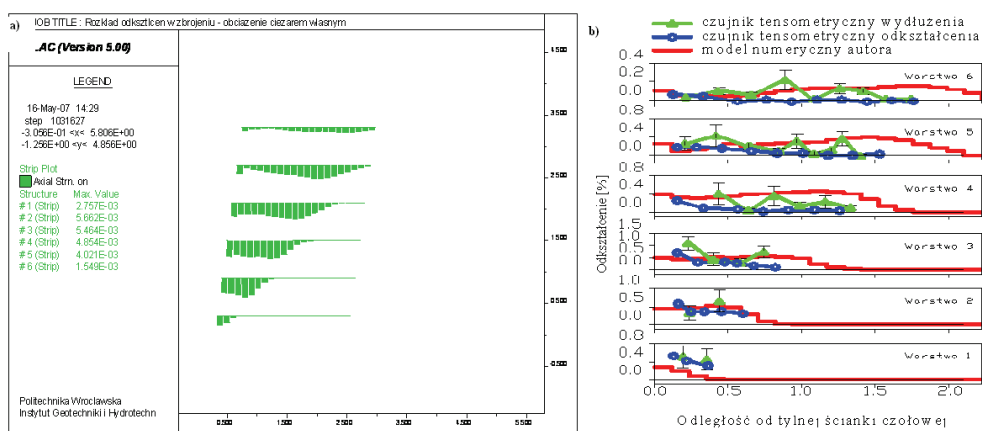
Rys. 3. Przeszczenia ściany czołowej po wykonaniu konstrukcji — obciążenie ciężarem własnym (a); porównanie wyników przemieszczeń ściany czołowej (b)

Na rysunku 3b porównano wyniki przemieszczeń ściany czołowej, uzyskane z badań laboratoryjnych i z analizy numerycznej, po wykonaniu konstrukcji obciążonej ciężarem własnym. Czujniki pomiarowe znajdowały się na wysokościach instalowanych warstw zbrojenia, odpowiadają więc poziomom ułożenia geosiatki. Na podstawie uzyskanych wyników zauważono, że dla przyjętego sprężystego modelu geosyntetyku wartości przemieszczeń są dużo mniejsze niż rzeczywiste. Związane jest to z faktem, że dla modelu sprężystego sztywności geosyntetyku przyjmuje się na podstawie badań na szerokich próbkach [4, 20]. Uzyskana w taki sposób wartość sztywności zależy więc od prędkości rozciągania próbki i jest niezmienna w czasie. W rzeczywistości jednak wartość sztywności zależy od czasu, ponieważ polimer charakteryzuje się właściwościami reologicznymi.

Na rysunku 3b można zauważyć, że przyjęty w pracy model geosyntetyku bardzo dobrze prognozuje przemieszczenia konstrukcji w porównaniu do sprężystego modelu zbrojenia, proponowanego przez program FLAC. Różnica przemieszczeń pomiędzy sprężystym modelem materiału a zmierzonymi wartościami jest około dwukrotnie większa.

4.2. Odkształcenia zbrojenia

Rysunek 4a przedstawia wyniki odkształceń zbrojenia z analizy numerycznej po wykonaniu konstrukcji obciążonej ciężarem własnym. Jak można zauważyć, maksymalne wartości odkształceń przebiegają wzdłuż klina odłamu Coulomba. Na rysunku 4b porównano wyniki zmierzone podczas badań laboratoryjnych z wynikami numerycznymi. Zmierzone wartości odpowiadają średnim wartościom uzyskanym z czujników pomiarowych wraz z odchyleniem standardowym i bardzo dobrze wpisują się w rozwiązanie.



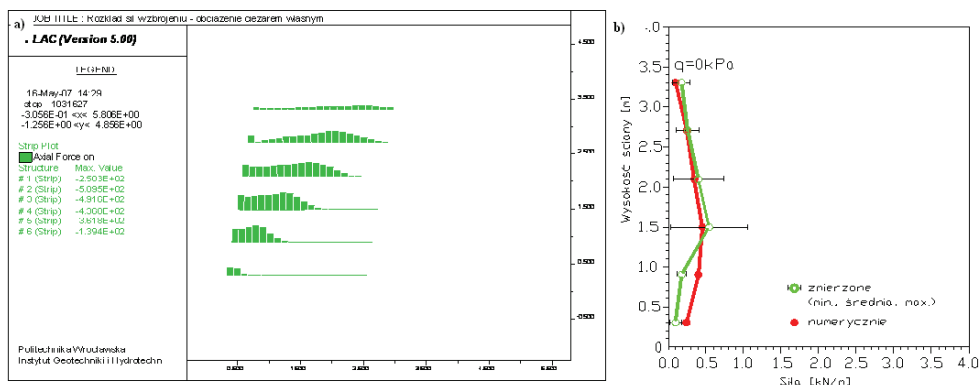
Rys. 4. Rozkład odkształceń w zbrojeniu po wykonaniu konstrukcji — obciążenie ciężarem własnym(a); porównanie wyników odkształceń zbrojenia po wykonaniu konstrukcji (b)

4.3. Siła połączenia

Rysunek 5a przedstawia rozkład sił w zbrojeniu z analizy numerycznej po całkowitym wykonaniu konstrukcji. Wartości maksymalnych sił przebiegają wzdłuż klina odłamu Coulomba i odpowiadają maksymalnym wartościom odkształceń. Na rysunku 5b porównano zmierzone wartości sił połączenia pomiędzy blokiem betonowym a geosiatką z wynikami numerycznymi. Wartości zmierzone odpowiadają średnim wartościom uzyskanym z czujników pomiarowych wraz z odchyleniem standardowym. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że wartości sił połączenia pomiędzy geosiatką a ścianą czołową nie rosną liniowo wraz z głębokością, jak zakłada się w metodach projektowania równowagi granicznej używając teorii Rankina.

W tabeli 5 przedstawiono maksymalne wartości sił w zbrojeniu, obliczone według różnych metod analitycznych i różnych modeli konstytutywnych zbrojenia w analizie numerycznej. Można zauważyć, że wyniki numeryczne, w zależności od przyjętego rodzaju materiału zbrojącego, różnią się od siebie o około 100% (model opracowany przez J. Krążewskiego, $J_s = 250$ kN/m, $J_s = 315$ kN/m). Dla materiału sprężystego, w zależności od przyjętej wartości sztywności zbrojenia na rozciąganie, również uzyskuje się różne wyniki.

Związane jest to z faktem, że sztywność geosyntetyku zależy od prędkości rozciągania podczas wykonywania badania.



Rys. 5. Rozkład sił w zbrojeniu po całkowitym wykonaniu konstrukcji — obciążenie ciężarem własnym(a); porównanie wyników sił rozciągających na kontakcie blok betonowy-geosyntetyk (b)

W rozpatrywanym przypadku obliczenia wykonano dla dwóch sztywności geosiatki rozciąganej z tą samą prędkością 10%/min., jednak przy różnych wartościach odkształcenia. Należy zauważyć, że według Polskiej Normy [20] prędkość rozciągania geosyntetyków wynosi 20%/min. Wyniki uzyskane więc wg Polskiej Normy byłyby jeszcze większe, niż przyjęto do obliczeń. W rzeczywistości jednak wartość sztywności zmienia się w czasie ze względu na właściwości reologiczne polimeru.

Wartości maksymalnych sił występujących w zbrojeniu określone metodami analitycznymi (tab. 5) różnią się w stosunku do rozwiązania numerycznego aż o jeden rząd. Najbardziej zbliżone wartości sił uzyskano dla metody sztywności K0, gdzie różnica w wynikach wynosi 100%. Wartości maksymalnych sił, obliczonych wg normy brytyjskiej [9] (metodą klina odłamu), różnią się od rozwiązania numerycznego aż o jeden rząd.

TABELA 5

Maksymalne wartości sił w zbrojeniu [kN/m] obliczone według różnych metod

Numer	Poziom z [m]	Model przyjęty w pracy	$J_s = 250$ [kN/m]	$J_s = 315$ [kN/m]	Metoda KO	Metoda klina odłamu	Metoda FHWA
6	0,30	0,139	0,210	0,219	0,092	0,408	0,604
5	0,90	0,362	0,512	0,561	0,277	1,633	2,336
4	1,50	0,436	0,696	0,777	1,110	2,721	3,755
3	2,10	0,492	0,801	0,900	1,110	3,810	5,065
2	2,70	0,509	0,888	0,942	0,832	4,900	6,264
1	3,30	0,250	0,454	0,434	1,017	4,490	5,514

LITERATURA

- [1] AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges, with 1999 Interims, American Association of State Highway and Transportation Officials, 16th ed., Waszyngton, USA, 1996, s. 686
- [2] *Allen T.M., Bathurst R.J.*: Prediction of soil reinforcement loads in mechanically stabilized earth (MSE) walls. Raport nr WA-RD 522.1, przygotowany dla WSDT, październik 2001
- [3] *Allen T.M., Bathurst R.J.*: Application of the Ko-stiffness method to reinforced soil wall limit states design, Raport nr WA-RD 528.1, przygotowany dla WSDT, grudzień 2001
- [4] ASTM D 4595, Tensile Properties of Geotextiles by the Wide Width Strip Method, 2005
- [5] *Bathurst R.J., Walters D.L., Vlachopoulos N., Burgess P.G., Allen T.M.*: Full scale testing of geosynthetic reinforced walls. In Proceedings of Geo-Denver 2000, edited by J.G. Zornberg, B.R. Christopher. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication No. 103, 2000, s. 201–217
- [6] *Bathurst R.J., Vlachopoulos N., Walters D.L., Burgess P.G., Allen T.M.*: The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, 2006, s. 1225–1237
- [7] *Bell J.R., Steward J.E.*: Construction and observations of fabric soil walls. Proceedings International Conference on use of fabrics in Geotechniques, Paryż, vol. 1, 1977, s. 123–128
- [8] *Berg R.R., Allen T.M., Bell J.T.*: Design procedures for reinforced soil walls — a historical perspective. Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, GA, vol. 2, 1998, s. 491–496
- [9] British Standard (1995) BS 8006:1995, Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British Standards Institution
- [10] *Christopher B.R., Gill S.A., Giroud J.P., Juran I., Mitchell J.K., Schlosser F., Dunicliff J.*: Reinforced spoil structure. vol.1 Design and construction guidelines, Raport FHWA-RD-89-043, przygotowany dla FHWA, 1990, s. 285
- [11] *Elias V., Barry R.Ch., Berg R.R.*, (2001b): Mechanical stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines, raport FHWA-NHI-00-043, marzec 2001, s. 394
- [12] *Gryczmański M.*: Zastosowanie geosyntetyków w konstrukcjach składowisk odpadów. Geotechniczne aspekty składowania odpadów, Seminarium, Gdańsk 9–10 czerwca, 1994, s. 29–32
- [13] *Hatami K., Bathurst R.J.*: Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. Canadian Geotechnical Journal, vol. 42, 2005, s. 1066–185
- [14] *Hatami K., Bathurst R.J.*: Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 132, No. 6, 2006, s. 673–684
- [15] *Izbicki R.J., Krążelewski J.*: Wpływ czasu na właściwości geosyntetyków. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, z. 28, 2006, s. 113–125
- [16] *Izbicki R.J., Krążelewski J.*: Wpływ starzenia na zachowanie geosyntetyków. Konferencja Naukowa z okazji Jubileuszu 70-lecia urodzin Profesora Macieja Gryczmańskiego, Teoretyczne i praktyczne aspekty geotechniki, Gliwice 14 czerwca, 2007, s. 237–246
- [17] *Leclercq B., Schaeffner M., Delmas Ph., Blivet J.C., Matichard Y.*: Durability of Geotextiles: Pragmatic approach used In France. Proceedings of fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Haga, 1990, s. 679–684
- [18] *Leflaive E.*: Durability of geotextiles: the French experience, Geotextile and Geomembran, vol. 7, 1988, s. 23–31
- [19] *Pouig J., Blivet J.C., Pasquet P.*: Earth reinforced fill with synthetic fabric. Proceedings International Conference on use of fabrics in Geotechniques, Paryż, vol. 1, 1977, s. 85–90
- [20] PN-ISO 10319:1996 Geotekstylija — Badania wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek