

Włodzimierz Brząkała*, Karolina Gorska*

UPROSZCZONA ANALIZA STATECZNOŚCI PIONOWEJ SZCZELINY W GRUNCIE**

1. Wstęp

Ściany szczelinowe są często stosowaną technologią wykonawstwa podziemnych kondygnacji budynków, tuneli, uszczelniania wałów przeciwpowodziowych czy też zabezpieczeń przeciwfiltracyjnych (*cut-off walls*) [1–15]. Istnieje wiele metod oceny bezpieczeństwa i wymiarowania samej ściany szczelinowej, mniej zbadana jest natomiast kwestia zapewnienia stateczności szczeliny na etapie poprzedzającym betonowanie samej ściany. Tej sytuacji pośrednio sprzyja brak zgodności co do właściwych metod obliczeniowych i niejednokrotnie ich kontrowersyjny charakter. Jest sprawą oczywistą, że metoda równowagi granicznej klina odłamu wg Coulomba może tutaj znaleźć zastosowanie, ale jedynie w przypadku bardzo długich sekcji szczeliny (w stosunku do ich głębokości), ponieważ z założenia operuje ona na płaskim stanie odkształcenia. Na ogół jednak sekcje są „krótkie”. Uproszczone metody obliczeniowe, w szczególności [9, 10], powstały w czasach, gdy możliwości obliczeniowe były mocno ograniczone. Obecnie podejmuje się próby dokładniejszego opisu [2, 7, 8, 12, 13], które jednak nie wyczerpują listy głównych problemów, np. przewarstwień z gruntów „słabych”, gdzie uśrednianie wartości parametrów gruntowych jest bardzo dyskusyjne. Przy użyciu programów numerycznych analizy sprężysto-plastycznej (FLAC, Plaxis) [1] istnieje możliwość jakościowej i ilościowej poprawy wiarygodności wyników, ale dostępność tych narzędzi w codziennej praktyce projektowej jest ograniczona.

Celem pracy jest przedstawienie prostej metody obliczeniowej stateczności szczeliny w ramach przestrzennej równowagi granicznej oraz porównanie jej z wynikiem „dokładnym”, otrzymanym za pomocą analizy sprężysto-plastycznej [1]. Rozwiązane to pozwala na określenie wartości współczynnika bezpieczeństwa na drodze prostej procedury obliczeniowej w Excelu.

* Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, Wrocław

** Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2007–2009 jako projekt badawczy — grant promotorski nr N506 010 32/1269.

2. Przegląd uproszczonych metod oceny stateczności szczeliny

Uproszczone metody obliczeniowe w zagadnieniach stateczności szczeliny mogą być podzielone na cztery grupy:

- 1) dwuwymiarowe,
- 2) trójwymiarowe (uwzględniające skończoną długość szczeliny),
- 3) rozpatrujące jednostkowe siły dla jednego punktu szczeliny,
- 4) dokonujące bilansu sił wypadkowych działających na zsuwający się klin odłamu.

U podstaw metod obliczeniowych leży zwykle rozwiązanie Coulomba dla trójkątnego klina odłamu przy szczelinie o nieskończonej długości, adaptowane przez Nasha i Johnsa [6] dla przypadku gruntu jednorodnego i nienawodnionego (rys. 1a). Płaszczyzna poślizgu sztywnego klina gruntu jest nachylona pod kątem $\theta = \pi/4 + \phi/2$, co odpowiada sytuacji najbardziej niekorzystnej. W obliczeniach uwzględniono ciężar klina W , wypadkową parcia zawiesiny na powierzchni ściany szczeliny P , oraz wypadkową siłę działającą na powierzchni poślizgu R . Sytuacja ta odpowiada efektywnemu parciu gruntu na pionową sztywną ścianę oporową o gładkiej powierzchni, ale tylko w przypadku 2D.

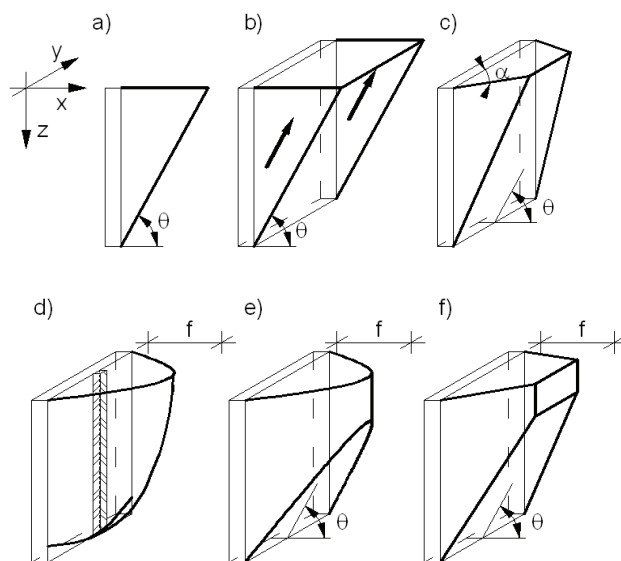
Obecnie modele dwuwymiarowe w swojej pierwotnej postaci nie są już stosowane do analizy stateczności szczeliny, natomiast założenie dotyczące hydrostatycznego parcia zawiesiny i hydrostatycznego parcia wody gruntowej jest dosyć powszechne, przyjęte również w niniejszej pracy. Oznacza ono de facto, że między tymi cieczami nie następuje kontakt hydrauliczny i filtracja. W rzeczywistości taki kontakt występuje (w gruntach niespoistych), ale ma dosyć specyficzną naturę. Ponieważ filtracja zawiesiny bentonitowej następuje zawsze w stronę gruntu, korzystnie wpływa ona na stateczność. Uważa się również, że — za wyjątkiem krótkotrwałej fazy początkowej — ma ona bardzo ograniczone trwanie i warstwa przyścienna gruntu szybko ulega kolmatacji, czyli samoistnemu uszczelnieniu (*filter cake*, por. [3, 15]). Zapewne efekt ten nie jest tak oczywisty w gruntach gruboziarnistych.

Wskaźniki stateczności szczeliny FS uzyskiwane w modelach dwuwymiarowych są z reguły małe, nawet mniejsze od jedności, co nie ma przełożenia na praktykę budowlaną. Dzieje się tak dlatego, że wpływ trzeciego wymiaru nie może być pominięty, gdy długość szczeliny L jest znacznie mniejsza od jej głębokości H . Wokół szczeliny powstają wówczas przesklepienia, które zmieniają kształt i kinematykę bryły odłamu [1, 3, 4, 7–10, 12–15].

Najprostszym przejściem pomiędzy modelami dwuwymiarowymi a trójwymiarowymi jest uwzględnienie sił stycznych, działających na powierzchniach bocznych bryły odłamu (Morgenstern i Amir-Tahmasseb [5] — rys. 1b). Idąc dalej, Washbourne [14] zmodyfikował kształt sztywnego bloku, pochylając powierzchnie boczne w kierunku wewnętrznym (rys. 1c) i zakładając, że kąt α pomiędzy powierzchnią boczną a ścianą szczeliny wynosi $\alpha = \pi/4 + \phi/2$. Wykonane przez autorów symulacje numeryczne wykazują, że wartość kąta α jest większa.

Najnowsze rozwiązania przestrzenne, zakładające wypukłą i gładką powierzchnią ścięcia, zawarte są w pracach Tsai i Changa [12, 13] (rys. 1d). Bazują one na równowadze sił

działających w podstawie pionowych kolumn wewnątrz klina odłamu. Nie są rozpatrywane siły działające na powierzchniach styku kolumn. Wartość współczynnika rozporu bocznego gruntu jest zmienna — wraz ze wzrostem odległości od szczeliny — pomiędzy K_o a K_a . Metoda ta przypomina standardową metodę pasków Felleniusa, tyle że w przypadku przestrzennym.



Rys. 1. Przyjmowane obliczeniowe kształty brył odłamu

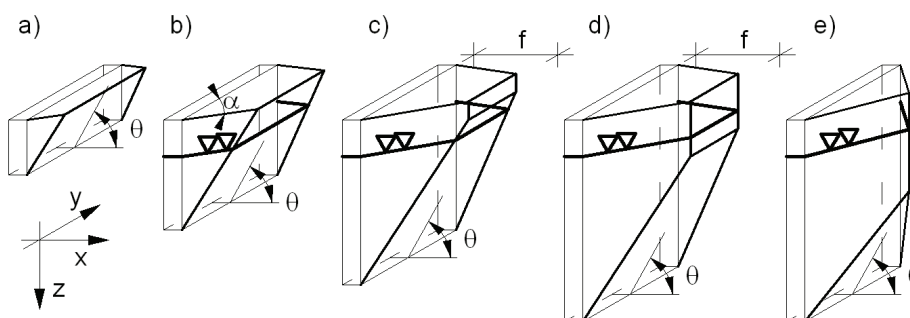
Objaśnienia w tekście

W polskiej literaturze (i nie tylko polskiej) znane jest jednak przede wszystkim rozwiązanie posługujące się zakrzywioną powierzchnią ścicia (3D), zaproponowane przez Kowalewskiego [9, 10] (rys. 1e). Łączy ono trójkątne kliny odłamu i powstające przesklepienia w gruncie w sposób wzorowany na koncepcjach przesklepień Protodiakonowa w mechanice górotworu. Powierzchnia ścicia wg Coulomba odcina dolną część walca parabolicznego o strzałce $f = L/2 \cdot \text{ctg } \theta$, opartego na pionowych krawędziach szczeliny i ściętego przy dnie płaszczyzną nachyloną pod kątem $\theta = \pi/4 + \phi/2$. W pracy Kowalewskiego [9, 10] przedstawiono kilka schematów uwzględniających zmieniający się stosunek długości L do głębokości H szczeliny, jak również poziome zwierciadła wody gruntowej. Niestety brak jest odpowiednich wyprowadzeń, co uniemożliwia sprawdzenie i analizę szerszej klasy przypadków.

Niniejsza praca powraca do koncepcji Kowalewskiego, stosując zbliżoną metodykę postępowania. Bryła odłamu została uproszczona do graniastosłupów i ostrosłupów (rys. 1f), co w niewielkim stopniu wpływa na bilans sił, ale znacząco upraszcza obliczenia. W ten sposób przyjęty model upodabnia się też do modelu Washbourne'a [14].

3. Założenia do obliczeń

Do obliczeń przyjęto jednorodny, izotropowy ośrodek gruntowy — piasek średni, ze swobodnym zwierciadłem wody gruntowej na głębokości 2 m ppt. Parametry do obliczeń sprężysto-plastycznych — jak dla modelu Coulomba–Mohra i niestowarzyszonego prawa plastycznego płynięcia ($\psi = 0^\circ$). Ciężar gruntu powyżej zwierciadła wody gruntowej wynosi $18,5 \text{ kN/m}^3$, a poniżej 9 kN/m^3 . Kąt tarcia wewnętrznego wynosi $\phi = 32^\circ$. Obliczenia prowadzono w naprężeniach efektywnych przy ciśnieniu hydrostatycznym, bez filtracji i konsolidacji. Otrzymane wyniki porównano z obliczeniami numerycznymi wykonanymi przy użyciu programu FLAC. Analizowano szczelinę o wymiarach: $1 \times 6 \times 10 \text{ m}$ (szerokość \times długość \times głębokość). W obliczeniach pominięto efekt naskórkowy typu *filter cake* — zwiększający trochę lokalną wytrzymałość gruntu przy ścianie. Przyjęto uproszczony kształt bryły odłamu, złożony z ostrosłupów i graniastosłupów, minimalizując wskaźnik stateczności *FS*. Analizowano 5 przypadków w zależności od zasięgu strefy ścięcia oraz wysokości zwierciadła wody gruntowej (rys. 2).



Rys. 2. Zróżnicowanie kształtu bryły odłamu przy zwiększaniu głębokości

Przeprowadzono studium wartości kąta θ dla różnych głębokości szczeliny H . Zasięg strefy ścięcia przyjęto z zależności $f = L/2 \cdot \text{ctg } \theta$, gdzie długość sekcji wynosi $L = 6 \text{ m}$, (rys. 2).

Jak zwykle w metodach równowagi granicznej w zagadnieniach przestrzennych, warunek kinematycznej dopuszczalności przemieszczeń bryły odłamu nie jest analizowany i szanse na jego spełnienie są małe. Kształt bryły odłamu spełnia jednak oczywiste geometryczne warunki graniczne, w szczególności dla $L \gg H$ (trójkątny klin odłamu w 2D).

4. Wskaźnik stateczności

Wskaźnik stateczności dla szczeliny o głębokości H jest wyrażony jako stosunek pomiędzy utrzymującym hydrostatycznym parciem zawiesiny P_s a efektywnym parciem szkieletu gruntowego P_h , powiększonym o parcie wody gruntowej.

$$FS = \frac{P_s}{P_h + P_w} \quad (1)$$

gdzie:

P_s — parcie zawiesziny, $P_s = 0,5 \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot L$, [kN]

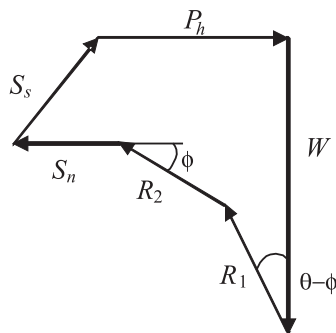
P_h — parcie efektywne gruntu wyznaczone z bilansu działających sił na klin odłamu, [kN]

P_w — parcie wody, $P_w = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot L$, [kN].

Dla rozpatrywanych przypadków zapisujemy równania równowagi dla szkieletu gruntowego w postaci:

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_z = 0 \\ R_{2x} = R_{2z} \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_h = R_{2x} + R_{1x} + 2 \cdot S_{nx} - 2 \cdot S_{sx} \\ W = R_{2z} + R_{1z} + 2 \cdot S_{sz} \\ R_{2x} = R_{2z} \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \end{cases} \quad (2)$$

Powyżej W oznacza ciężar bryły odłamu, R_1 oznacza znaną składową tarcia na pionowej powierzchni równoległej do szczeliny, R_2 jest nieznaną reakcją w stanie granicznym na płaszczyźnie ściętej pod kątem θ (rys. 3), natomiast S_n oraz S_s są składową odpowiednio normalną i styczną znanej siły tarcia na pionowych ukośnych powierzchniach bocznych (nachylenie tych powierzchni jest stałe i wynosi $\operatorname{tg} \alpha = 2 \operatorname{ctg} \phi$).

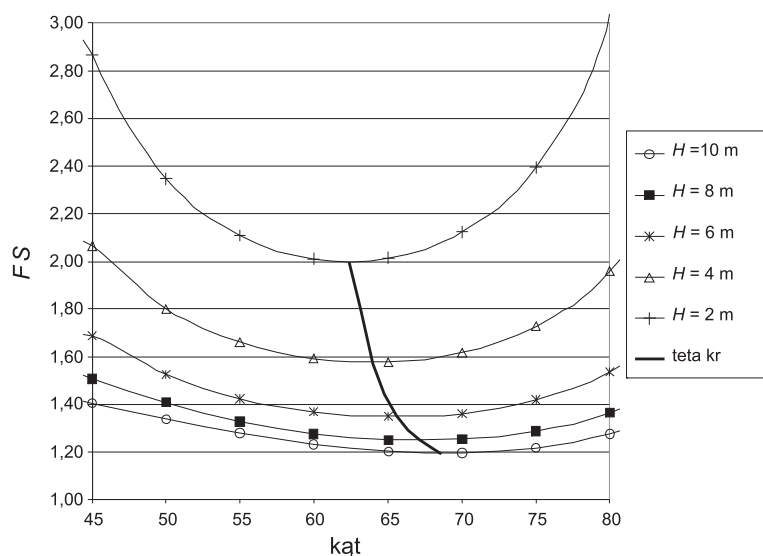


Rys. 3. Wielobok sił w poprzecznej płaszczyźnie symetrii bryły odłamu

5. Przykład obliczeniowy 1

Celem przeprowadzonych obliczeń jest ustalenie ekstremalnej wartości kąta θ nachylenia płaszczyzny poślizgu sztywnej bryły gruntu dla zmieniającej się głębokości szczeliny,

przy której, dla stałej długości $L = 6$ m, minimalizuje się wskaźnik FS . W pracach [2–6, 9–11, 14–15] przyjmuje się θ zgodnie z nachyleniem płaszczyzny poślizgu dla rozwiązania Coulomba, czyli $\theta = \pi/4 + \phi/2$. Obliczenia wykazały, że jest to założenie dopuszczalne. Ścieżkę „krytycznych” wartości kąta odłamano pokazano na rysunku 4.



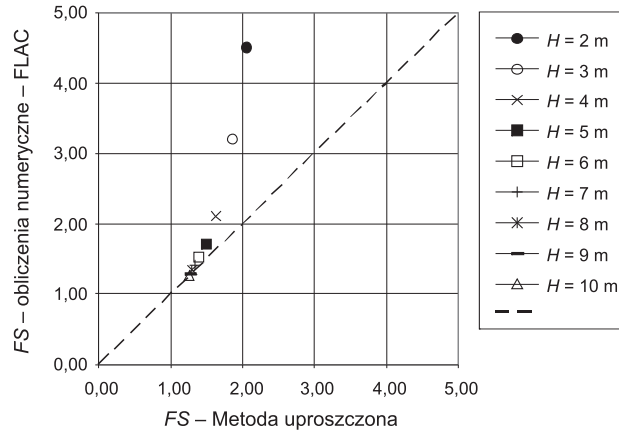
Rys. 4. Zależność wartości kąta θ od wartości współczynnika bezpieczeństwa dla różnych głębokości szczeliny

Kąty θ są tylko o kilka stopni większe od kąta coulombowskiego, który wynosi w tym przypadku $45^\circ + 32^\circ/2 = 61^\circ$. Różnice są większe na dużych głębokościach, gdy przestrzenna praca gruntu ma większe znaczenie.

6. Przykład obliczeniowy 2

W pracy [1] autorzy przedstawili numeryczną analizę wykonania oraz sprawdzenia zapasów bezpieczeństwa szczeliny (program FLAC). Otrzymane w [1] wyniki dla wskaźnika bezpieczeństwa $FS1$ (redukcja parametrów wytrzymałościowych $\tan \phi$ oraz c) porównano z wskaźnikami otrzymanymi dla zaproponowanego uproszczonego rozwiązania według rysunku 2.

Wszystkie punktu wykresu znajdują się ponad linią wyznaczającą równą wartość obu wskaźników (rys. 5), zatem proponowana metoda obliczeniowa znajduje się po stronie bezpiecznej i może być stosowana do obliczeń inżynierskich. Co zrozumiałe, różnice nie są duże w sytuacji, gdy bliska jest utrata stateczności ($FS \sim 1 \div 1,5$).



Rys. 5. Porównanie wskaźników bezpieczeństwa dla obliczeń numerycznych oraz uproszczonej metody obliczeniowej

7. Wnioski

- 1) Wartości krytyczne kąta θ są nieco większe od wartości uzyskanej przez Coulomba, zwiększają się one wraz ze wzrostem głębokości i zmianą proporcji wymiarów szczeliny (długości do głębokości). W sumie nie są to jednak różnice duże.
- 2) Siła P_h wyznaczona z analizowanego wieloboku sił (z udziałem sił S) jest znacznie mniejsza od analogicznej siły P_h w przypadku płaskim, gdy siły S nie występują.
- 3) Zaproponowana metoda nie pozwala na pełną ocenę wpływu lokalnych przewarstwień podłoża na stateczność szczeliny. Uśredniony kąt tarcia wewnętrznego w takich przypadkach czy nawet zróżnicowanie tego kąta w warstwach nie daje możliwości analizy lokalnej utraty stateczności w cienkiej warstwie słabej położonej na pewnej głębokości, ponieważ kinematyka bryły odłamu jest ściśle uzależniona od jej narzuconego kształtu.
- 4) Wady tej metody obliczeniowej są również widoczne w przypadku np. skupionego obciążenia na powierzchni terenu, gdy schematy utraty stateczności mogą znacznie odbiegać od przyjętego.
- 5) Analiza wpływu zmienności kąta α (nachylenie pionowych ukośnych ścian bryły odłamu na rys. 2) okazała się niemożliwa; przy zmniejszaniu kąta α przekrój poprzeczny z trapezowego przechodzi w trójkątny (por. rys. 2e), wartość FS monotonicznie maleje, minimum jest osiągane dla $\alpha = 0$, a bryła odłamu ma zerową objętość. Żadne źródła nie potwierdzają bardzo płaskich brył odłamu. Według obserwacji „brył odłamu” w obliczeniach FLAC kąt α jest bliski 80° - 90° (dla piasku). Również kąt przyjmowany przez Kowalewskiego (styczna do paraboli przy szczelinie) ma wartości większe od $\pi/4 + \phi/2$ i wynosi on $\text{tg } \alpha = 2 \text{ctg } \phi$.
- 6) Zaproponowana metoda równowagi granicznej daje rozwiązanie „bezpieczne” w tym sensie, że wskaźniki stateczności są mniejsze niż uzyskane w analizie sprężysto-plastycznej.

Autorzy wyrażają podziękowanie dr inż. Markowi Cale z AGH za pomoc w realizacji kontrolnych obliczeń numerycznych (FLAC).

LITERATURA

- [1] Brząkała W., Gorska K.: Przestrzenna analiza stateczności pionowej szczeliny w gruncie. XXX Zimowa Szkoła Mechaniki Gruntów i Geoinżynierii, Politechnika Wrocławska, Szklarska Poręba, 2007, s. 95–102
- [2] Fox P.J.: Analytical solutions for stability of slurry trench. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(7), 2004, s. 749–759
- [3] Hanjal I., Marton J., Regele Z.: Construction of slurry walls. Budapest, Akad. Kiado, 1984
- [4] Instrukcja ITB nr 230. Wytyczne do projektowania i wykonywania fundamentów szczelinowych. Warszawa, 1980
- [5] Morgenstern N.R., Amir-Tahmassebi J.: The stability of a slurry trench in cohesionless soils. *Geotechnique*, 15(4), 1965, s. 387–395
- [6] Nash J.K.T., Jones G.K.: The Support of Trenches Using Fluid Mud. *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*. London, 1963, s. 177–180
- [7] Ng C.W.W., Lings M.L., Simpson B., Nash D.F.T.: An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. *Geotechnique*, 45(3), 1995, s. 497–507
- [8] Ng C.W.W., Yan R.W.M.: Stress transfer and deformation mechanisms around a diaphragm wall panel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(7), 2004, s. 638–648
- [9] Piaskowski A., Kowalewski Z.: Application of tixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting. 6th Int. Conf. SMFE, Montreal, 1965, Vol. III, s. 526–529
- [10] Piaskowski A.: O stateczności ścian wykopów wąskoprzestrzennych wypełnionych zawiesiną tiksotropową. *Inżynieria i Budownictwo*, 10, 1975, s. 404–409
- [11] PN-EN 1538, Wykonawstwo specjalistycznych robot geotechnicznych — Ściany szczelinowe
- [12] Tsai J.S., Jou L.D., Hsieh H.S.: A full-scale stability experiment on diaphragm wall trench. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 2000, s. 379–392
- [13] Tsai J.S., Chang J.C.: Three-dimensional stability analysis for slurry trench wall in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 1996, s. 798–808
- [14] Washbourne J.: The three-dimensional stability analysis of diaphragm wall excavation. *Ground Engineering*, 17(4), 1984, s. 24–29
- [15] Xanthakos P.P.: Slurry wall as structural system. New York, McGraw-Hill, 1979