

# WPLYW WARUNKÓW KONTAKTU POMIĘDZY STUDNIĄ STARTOWĄ DO MIKROTUNELOWANIA I GRUNTEM NA NOŚNOŚĆ GRANICZNĄ PODŁOŻA

**Waldemar St. SZAJNA\***

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski, ul. Prof. Z. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra

**Streszczenie:** W pracy analizuje się nośność graniczną podłoża gruntowego, w którym osadzona jest cylindryczna, żelbetowa studnia startowa, obciążona poziomą siłą wywołaną mikrotunelowaniem. Zadanie sformułowane w kategoriach metody elementów skończonych. Omówiono poszczególne składowe modelu numerycznego: model konstrukcji studni, model podłoża gruntowego oraz model warunków kontaktu studni i podłoża. Przyjęto sprężysto-plastyczny model gruntu z warunkiem plastyczności Treski. Rozważano jedynie przypadek obciążenia bez drenażu. Skoncentrowano się na analizie wpływu modelu kontaktu na uzyskane wyniki nośności granicznej. Wzięto pod uwagę dwa modele kontaktu: pełen kontakt oraz kontakt z tarcieniem (przy różnych wartościach współczynnika tarcia) i więzach jednostronnych pomiędzy konstrukcją a podłożem. Przyjęcie najprostszego modelu – pełnego kontaktu – powoduje znaczne zawyżenie nośności granicznej układu i zaniżenie wartości przemieszczeń studni w stosunku do rozwiązań dla modelu z więzami jednostronnymi.

*Słowa kluczowe:* nośność graniczna, mikrotunelowanie, studnia startowa, MES, warunki kontaktu.

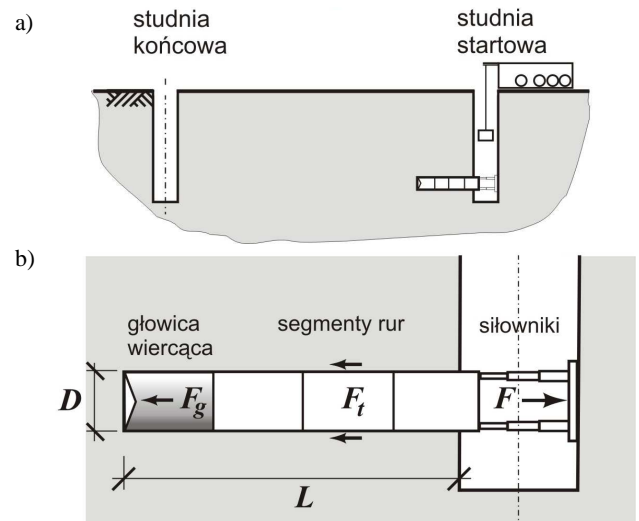
## 1. Wprowadzenie

Realizacja sieci gazowych, wodociągowych lub kanalizacyjnych metodami bezwykopowymi, staje się powszechna w centrach miast, gdzie stosowanie tradycyjnych metod budowy wiąże się z niszczeniem istniejącej infrastruktury i dużymi utrudnieniami komunikacyjnymi. Podział i charakterystykę poszczególnych metod bezwykopowych można znaleźć w pracy Madryasa i in. (2006). Jedną z technologii bezwykopowych jest metoda mikrotunelowania, w której głowica wiercąca przeciskana jest od wykopu startowego do wykopu końcowego (rys. 1a). W przypadku rurociągów kanalizacyjnych, wykop startowy może być wykonywany w formie studni żelbetowej, którą na koniec budowy łatwo jest przekształcić w studnię rewizyjną. Podczas mikrotunelowania studnia startowa poddawana jest dużym obciążeniom poziomym – reakcjom siłowników przeciskających rurociąg wraz z głowicą (rys. 1b).

Reakcję siłowników  $F$  stanowiącą obciążenie studni startowej można wyrazić wzorem

$$F = F_g + F_t = F_g + \pi D \int_0^L \tau dx \quad (1)$$

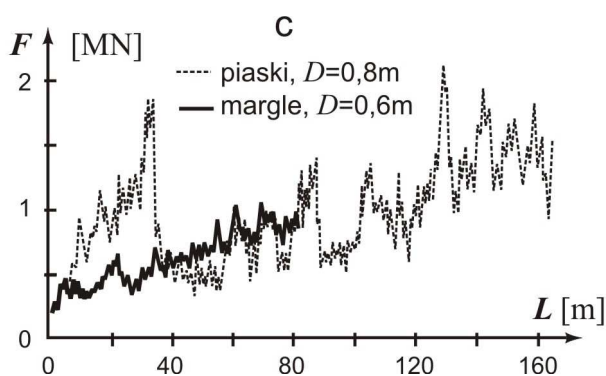
gdzie:  $F_g$  jest siłą równoważącą opory wiercenia głowicy,  $F_t$  jest siłą równoważącą opory tarcia  $\tau$  na poboczniczy rurociągu,  $D$  jest średnicą rur, a  $L$  jest aktualną długością odcinka rurociągu.



Rys. 1. Schemat mikrotunelowania: a) studnia startowa i końcowa, b) głowica wiercąca i fragment studni startowej w powiększeniu oraz siły działające na elementy układu

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: W.Szajna@ib.uz.zgora.pl

Aby przedstawić charakter obciążeń działających na studnię, na rysunku 2 pokazano wartości reakcji siłowników zarejestrowane podczas drążenia dwóch rurociągów kanalizacyjnych: pierwszego o średnicy  $D = 0,6$  m, na głębokości około 5,5 m, w marglach pylastych oraz drugiego o średnicy  $D = 0,8$  m, na głębokości około 5,8 m, w piaskach drobnych. Wykresy naszkicowano na podstawie pomiarów zamieszczonych w pracy Pellet-Beaucour i Kastnera (2002). Ze względu na naturalną zmienność cech gruntu, krzywe mają charakter oscylujący. Średnie wartości siły wzrastają wraz z przyrostem długości wykonanego rurociągu, co wiąże się ze wzrostu drugiego składnika we wzorze (1). W gruntach drobnoziarnistych o małych zdolnościach filtracyjnych, obciążenie takie będzie miało charakter oddziaływania bez drenażu.



Rys. 2. Poglądowe wykresy reakcji siłowników – wykonano na podstawie pracy Pellet-Beaucour i Kastnera (2002)

Technologie mikrotunelowania są złożone a ich efektywne stosowanie zależy jest od wiarygodności przewidywań projektowych, w tym rzetelności danych projektowych. Głównym czynnikiem ryzyka jest niewłaściwe rozpoznanie geotechniczne zarówno na trasie rurociągu, jak i w sąsiedztwie studni. Zdaniem Wilkinsona (1999) warunki gruntowe decydują o doborze głowicy wierzącej, maksymalnych długościach poszczególnych odcinków rurociągu, doborze siłowników, o wielkości obciążeń działających na studnie startowe i stateczności tych studni pod obciążeniem. Błędy w rozpoznaniu podłoża mogą skutkować bardzo kosztownymi zmianami projektu w trakcie wykonywania robót, takimi jak: konieczność wymiany głowicy, konieczność wykonania nieplanowanej wcześniej studni pośredniej, czy też konieczność wzmocnienia przeciążonej studni startowej lub wzmocnienia naruszonego gruntu w jej sąsiedztwie.

Studnie startowe są konstrukcjami, w których obciążenia na etapie projektowania określone są jedynie w sposób bardzo przybliżony. W tym kontekście ważne jest, aby w sposób możliwie realny oszacować nośność elementów układu studni – podłoża. Aby to uczynić konieczne jest przygotowanie poprawnych modeli obliczeniowych zadania.

Studnia poddana obciążeniom siłowników hydraulicznych stanowi zagadnienie współdziałania budowli i podłoża. Model obliczeniowy takiego układu składa się z modelu konstrukcji, modelu podłoża gruntowego i modelu warunków kontaktu pomiędzy tymi

podukładami, przy czym model konstytutywny gruntu i warunki na styku studni i podłoża odgrywają rolę pierwszoplanową.

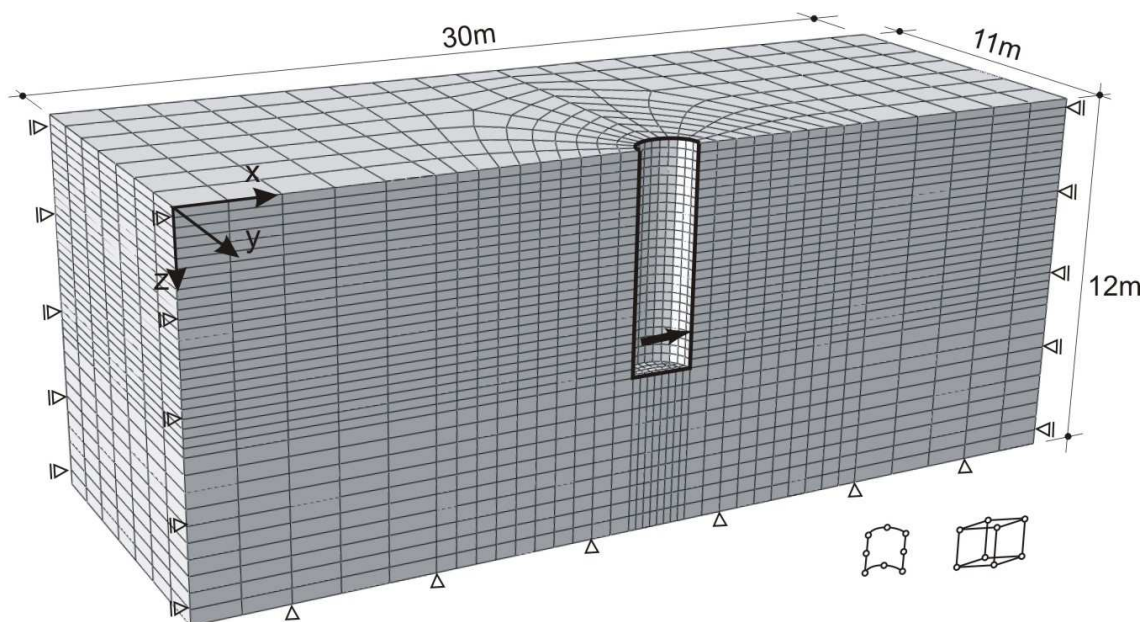
Stateczność wykopu startowego do mikrotunelowania analizowano w kilku pracach. Choobbasti i in. (2008) badali współdziałanie z gruntem stalowej obudowy prostokątnego w rzucie poziomym wykopu startowego, poddanego horyzontalnym reakcjom siłownika. Przyjęto założenie płaskiego stanu odkształcenia redukujące znacznie wymiar zadania. Ze względu na duże deformacje obudowy, w obszarze oddziaływań siłownika analizowano wpływ (na przemieszczenia układu) dodatkowego bloku oporowego za ścianą obudowy.

Szajna i Malinowski (2012) przedstawili przestrzenny model MES współdziałania cylindrycznej, żelbetowej studni startowej z podłożem sprężystym. Na styku konstrukcji i podłoża przyjęto kontakt bez tarcia. Model pozwala na wyznaczanie sił wewnętrznych w konstrukcji studni i projektowanie jej zbrojenia. W pracy przedstawiono także prętowy model studni w podłożu Winklera, redukujący o kilka rzędów wymiar zadania. Parametry sztywności podłoża w obu modelach wyznaczono na podstawie badań dylatometrycznych. Otrzymano dużą zgodność przemieszczeń konstrukcji przestrzennej i prętowej.

W niniejszej pracy poszukuje się odpowiedzi na pytania: przy jakich obciążeniach poziomych siłownika układ utraci stateczność ze względu na wyczerpanie nośności podłoża i jaki jest wpływ warunków kontaktu na uzyskane wartości nośności granicznej. Na tym etapie badań model konstrukcji studni traktuje się w sposób bardzo przybliżony, przyjmując liniowo-sprężyste związki fizyczne dla materiału, z którego wykonana jest studnia.

## 2. Opis modelu numerycznego

Zadanie współdziałania cylindrycznej studni startowej z podłożem gruntowym sformułowano w kategoriach metody elementów skończonych, a obliczenia wykonano w systemie Abaqus. Analizowana jest studnia o średnicy 2,0 m, głębokości 7,0 m i o grubości ścianek bocznych oraz dna 0,15 m. Zakłada się, że poszczególne kręgi studni połączone są ze sobą w sposób monolityczny. Z podłoża, w którym osadzona jest studnia, wyodrębniono bryłę gruntu o długości 30 m w kierunku  $x$ , szerokości 22 m w kierunku  $y$  i miąższości 12 m w kierunku  $z$ . Studnia obciążona jest siłą poziomą w płaszczyźnie  $xz$ , działającą na głębokości 5,6 m od powierzchni terenu. Siła ta przekazywana jest w formie obciążenia rozłożonego działającego na powierzchnię  $1 \text{ m}^2$ , środek tej powierzchni usytuowany jest na wymienionej wyżej głębokości. Przyjęto, że siła działa w sposób *quasi* statyczny. Ze względu na symetrię podłużną zadania, analizowana jest połowa bryły podłoża i połowa studni, pokazane na rysunku 3.



Rys. 3. Dyskretyzacja podłoża i studni startowej, zastosowane elementy skończone, warunki brzegowe i obciążenie studni

Do modelowania studni użyto 330 ośmiowzłowych elementów powłokowych całkowanych w sposób zredukowany, zaś do dyskretyzacji podłoża zastosowano około 8000 ośmiowzłowych elementów przestrzennych o trzech stopniach swobody w węzle. Wprawdzie bardzo dobrym elementem do modelowania sprężysto-plastycznego podłoża jest dwudziestowzłowy przestrzenny element skończony, jednakże nie nadaje się on do rozwiązywania zagadnień kontaktowych (siły statycznie równoważne równomiernemu ścisnaniu mają w sąsiednich węzłach płaszczyzny obciążenia wzajemnie różne znaki – w węzłach pośrednich ściskanie, a w węzłach narożnych rozciąganie).

Łącznie liczba stopni swobody zadania przekracza 24000. Na rysunku 3 pokazano dyskretyzację zadania, obydwa rodzaje zastosowanych elementów skończonych, obciążenie oraz w sposób schematyczny przedstawiono warunki brzegowe na zewnętrznych powierzchniach bryły podłoża. Dodatkowo, w płaszczyźnie symetrii  $xz$  ograniczono przemieszczenia węzłów w kierunku osi  $y$  oraz obroty węzłów elementów powłokowych względem osi  $x$  i  $z$ .

Zakłada się, że podłoże jest jednorodne i ma na tyle małe zdolności filtracyjne, że horyzontalna reakcja siłownika stanowi obciążenie bez drenażu. W tej sytuacji, do wyznaczenia nośności granicznej podłoża, przyjęto sprężysto-plastyczny model gruntu z warunkiem plastyczności Treski:

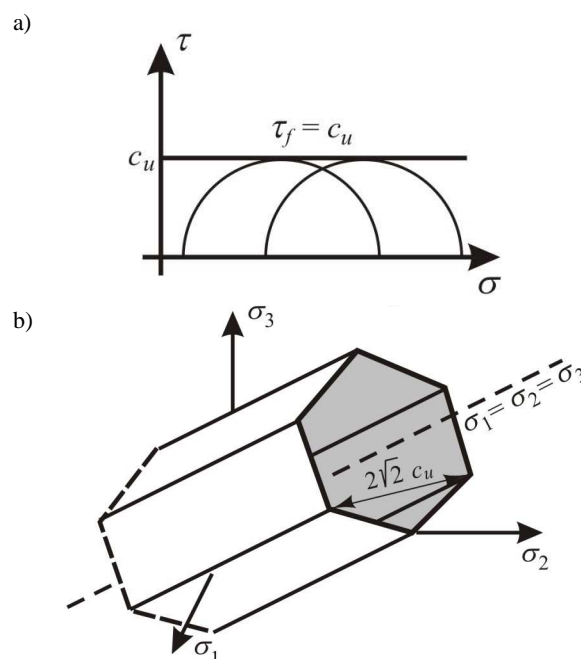
$$|\sigma_i - \sigma_j| = 2c_u \quad i, j = 1, 2, 3, \quad (2)$$

gdzie  $c_u$  jest wytrzymałością na ścinanie w warunkach obciążenia bez drenażu.

Ze względu na anizotropię wytrzymałości gruntu, wartości  $c_u$  wyznaczone dla tego samego gruntu przy różnych ścieżkach naprężenia mogą się różnić o ponad 100% (Jamiołkowski i in., 1985). Wartość powyższego parametru powinna być zatem wyznaczona przy ścieżce

odpowiadającej oddziaływaniu studni na podłoże. W badaniu trójosiowym bez drenażu, test powinien być wykonany przy wzroście składowej horyzontalnej naprężenia.

Rysunek 4 przedstawia hipotezę Treski w badaniach trójosiowych w układzie  $\sigma$ - $\tau$  oraz w przestrzeni naprężeń głównych. Na każdym rysunku zaznaczono parametr  $c_u$ . Wewnątrz powierzchni plastyczności utworzonej przez pobocznice graniastosłupa o podstawie sześcioboku foremnego, zakłada się liniowo-sprężyste zachowanie gruntu określone parametrami:  $E_u$  – moduł Younga bez drenażu,  $\nu_u$  – współczynnik Poissona w warunkach bez drenażu.

Rys. 4. Hipoteza Treski: a) w układzie  $\sigma$ - $\tau$ , b) w przestrzeni naprężeń głównych

W zakresie sprężystym przyjęto następujące wartości parametrów modelu konstytutywnego gruntu:  $E_u = 30$  MPa,  $\nu_u = 0,49999$ ,  $c_u = 50$  kPa. Dla betonu, z którego wykonana jest studnia, przyjęto model liniowo-sprężysty o parametrach:  $E = 30$  GPa,  $\nu = 0,2$  w całym zakresie obciążeń.

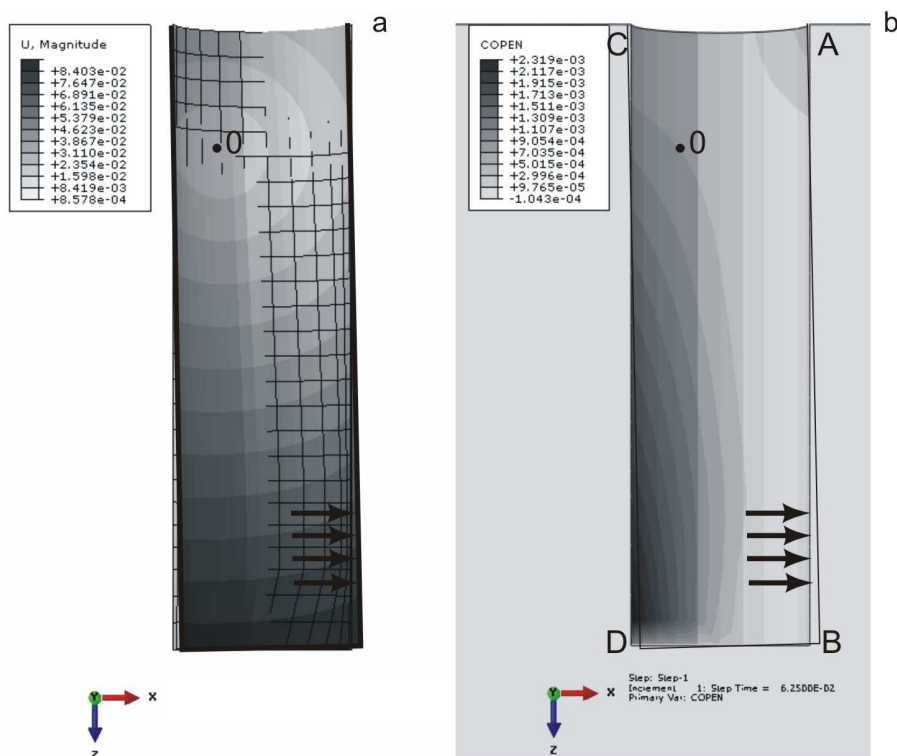
Drugim ważnym elementem modelu zadania są warunki kontaktu studni z otaczającym podłożem. Przyjęto dwa modele kontaktu: prostszy, dostępny we wszystkich programach MES, zapewniający pełną zgodność przemieszczeń translacyjnych w węzłach na styku powłoki i gruntu oraz bardziej realistyczny, uwzględniający kontakt z tarciem Coulomba dla kierunków stycznych i więzy jednostronne dla kierunków normalnych do powierzchni styku. W modelu tarcia Coulomba zakłada się, że wzajemny poślizg powierzchni nie nastąpi, gdy wypadkowa naprężeń stycznych  $\tau < \tau_{slip} = \mu \cdot p$ , gdzie  $\mu$  jest współczynnikiem tarcia, zaś  $p$  normalnym naprężeniem kontaktowym. Analizy wykonano przy dwóch znacznie różniących się od siebie wartościach współczynnika:  $\mu = 0,1$  oraz  $\mu = 0,5$ .

Więzy jednostronne dla kontaktu normalnego realizowane są z wykorzystaniem podejścia *master-slave* oraz procedury przyrostowo-iteracyjnej. Na danym przyroście obciążenia, w procedurze iteracyjnej badane są naprężenia kontaktowe  $p$  oraz penetracja (zagłębienie)  $h$  powierzchni *master* w powierzchnię *slave*. Gdy naprężenie  $p < 0$  więzy na powierzchniach styku są zwalniane i może nastąpić ich separacja, gdy zaś  $h > 0$  więzy są uaktywniane w celu usunięcia nachodzenia się materiału.

Ze względu na nieliniowość problemu wywołaną warunkami kontaktu stycznego oraz dużymi przemieszczeniami (duże gradienty przemieszczeń, małe odkształcenia), globalna macierz sztywności układu jest niesymetryczna. Wymaga to zastosowania odpowiedniej procedury rozwiązującej układ równań równowagi zadania. Iteracyjna procedura ustalania powierzchni kontaktu studni i podłoża, nieliniowość geometryczna oraz sprężysto-plastyczne związki konstytutywne dla gruntu powodują, że rozwiązanie zadania na komputerze osobistym, przy umiarkowanej jego wielkości (ponad 24 tysięcy stopni swobody) jest bardzo czasochłonne.

### 3. Analizy

Zaprezentowane poniżej przykłady różnią się pomiędzy sobą warunkami kontaktu pomiędzy studnią i podłożem. W pierwszym przykładzie przyjęto kontakt z więzami jednostronnymi i współczynnikiem tarcia wynoszącym  $\mu = 0,1$ . Ze względu na dużą sztywność studni w stosunku do sztywności podłoża, wzrost obciążenia wywołany reakcją siłowników powoduje jej obrót niemal jak bryły sztywnej (rys. 5a). Oś obrotu jest równoległa do osi  $y$  układu współrzędnych i usytuowana jest w górnej części studni. Orientacyjny ślad tej osi oznaczono nad punktem 0. Warstwice przemieszczeń rozchodzą się koncentrycznie wokół punktu, a maksymalne przemieszczenia poziome podstawy studni tuż przed utratą nośności ( $F_{ult} = 2857$  kN) wynoszą niespełna 8,5 cm.



Rys. 5. Deformacje studni – model  $\mu = 0,1$ : a) warstwice przemieszczeń nałożone na konfigurację początkową układu przy obciążeniu granicznym  $F_{ult} = 2857$  kN, b) warstwice szerokości szczeliny przy obciążeniu  $F = 625$  kN

W wyniku takiego charakteru deformacji, już przy niewielkich obciążeniach, następuje utrata kontaktu w dolnej części studni, na krawędzi C-D przekroju oznaczonego na rysunku 5b. Największa szczelina powstaje w sąsiedztwie punktu D i przy obciążeniu  $F = 625$  kN wynosi 2,3 mm. Na przeciwległej krawędzi przekroju A-B, w pobliżu punktu A, także powstaje szczelina w wyniku przemieszczania się górnej krawędzi studni w kierunku przeciwnym do kierunku obciążenia. W rozpatrywanym przekroju, studnia traci kontakt z podłożem na odcinku A-B powyżej punktu 0 i na odcinku C-D poniżej tego punktu.

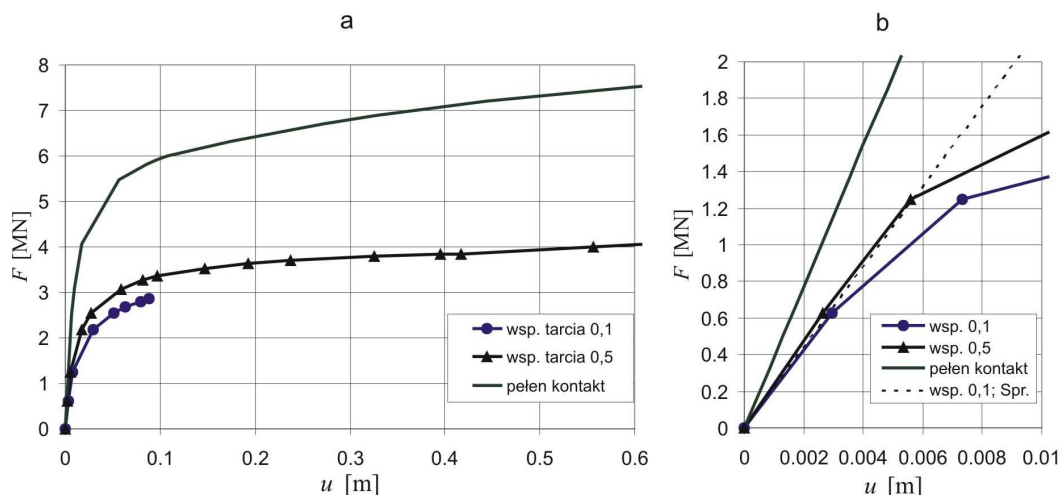
Na powierzchniach utraty kontaktu naprężenia są zerowe i koncentrują się na powierzchniach, gdzie występuje kontakt pomiędzy konstrukcją i gruntem. Oznacza to, że taki charakter oddziaływania studni na podłoże, diametralnie różni się od wyników uzyskiwanych dla modeli, w których zakłada się pełen kontakt na całej pobocznicy i podstawie studni.

W celu porównania jaki jest wpływ warunków kontaktu na deformacje studni pod obciążeniem, na rysunku 6 pokazano przemieszczenia poziome punktu B (rys. 5b), znajdującego się przy podstawie studni, w funkcji obciążenia  $F$ . Rysunek 6a przedstawia pełen zakres zmian obciążenia, rysunek 6b przeskalowano tak, aby pokazać przemieszczenia studni w zakresie małych wartości obciążeń.

Na rysunku 6a zamieszczono wyniki trzech analiz, w każdej z nich przyjęto model Treski dla podłoża. Krzywą ze znacznikiem kołowym oznaczono wyniki uzyskane dla studni, dla której na powierzchni kontaktu przyjęto więzy jednostronne i współczynnik tarcia  $\mu = 0,1$ . Uzyskana wartość nośności granicznej gruntu wynosi  $F_{ult} = 2,857$  MN, odpowiadają jej przemieszczenia poziome punktu B wynoszące  $u = 8,41$  cm. Kolejna krzywa, oznaczona znacznikiem trójkątnym, odnosi się do przypadku, w którym zwiększono jedynie współczynnik tarcia do wartości  $\mu = 0,5$ . W tym rozwiązaniu początkowy fragment krzywej (w zakresie  $u < 0,1$  m) ma podobny kształt jak w rozwiązaniu pierwszym, jednakże poszczególnym przyrostom obciążenia

odpowiadają znacznie mniejsze wartości przemieszczeń. Model wykazuje większą sztywność i nośność. Dalsze przyrosty obciążenia powodują przyrosty przemieszczeń, ale zachowanie się układu wydaje się odmienne w stosunku do przykładu pierwszego. Na krzywej występuje długa „półka plastyczna”. Uzyskana w obliczeniach nośność graniczna wyniosła 4,3 MN, jednakże wartość ta nie jest wiarygodna i wymaga dodatkowych wyjaśnień, do których powrócimy w dalszej części pracy. Górna krzywa na rysunku 6a (bez dodatkowych znaczników) opisuje zachowanie się konstrukcji, w której przyjęto pełen kontakt (warunki zgodności przemieszczeń) pomiędzy studnią i podłożem. Układ ma znaczną sztywność, przemieszczenia odpowiadające przyrostom obciążenia są mniejsze niż w obu poprzednich przypadkach, a załamanie krzywej występuje przy obciążeniu przekraczającym 4 MN. Wzrosty obciążenia nawet powyżej 7 MN powodują kolejne przyrosty przemieszczeń i nośność nie jest wyczerpana.

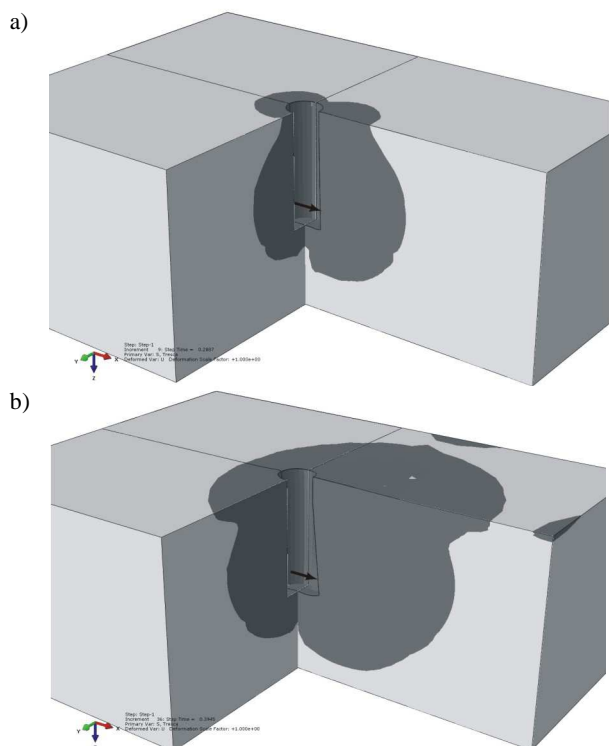
Ponieważ na rysunku 6a, w zakresie małych przemieszczeń wszystkie trzy krzywe niemal się pokrywają, rysunek 6b przeskalowano tak, aby pokazać różnice pomiędzy wynikami. Zachowano oznaczenia linii jak na poprzednim rysunku, dodając rozwiązanie uzyskane dla liniowo-sprężystego modelu podłoża, więzów jednostronnych i współczynnika tarcia  $\mu = 0,1$ , które oznaczono linią przerywaną. Porównanie linii ze znacznikami kołowymi i linii przerywanej pokazuje wpływ modelu podłoża gruntowego na przemieszczenia. Linie znacznie się rozchodzą przy obciążeniach przekraczających 0,6 MN. Porównanie linii ze znacznikami kołowymi z linią oznaczoną trójkątami, przedstawia wpływ wartości współczynnika tarcia na uzyskane przemieszczenia. Także i w tym przypadku różnice wyników są wyraźne po przekroczeniu obciążeń 0,6 MN. Rozwiązanie uzyskane przy więzach dwustronnych (linia ciągła bez znaczników) znacznie odstaje od pozostałych krzywych i zaniżenie wartości przemieszczeń widoczne są nawet przy bardzo małych obciążeniach.



Rys. 6. Przemieszczenia poziome dolnej krawędzi studni w funkcji obciążenia, przy różnych warunkach kontaktu: a) w całym zakresie obciążeń, b) w zakresie małych obciążeń (linią przerywaną oznaczono rozwiązanie dla podłoża sprężystego)

W celu wyjaśnienia różnic w zachowaniu się modeli pokazanych na rysunku 6a – modelu ze współczynnikiem tarcia  $\mu = 0,1$  oraz modelu ze współczynnikiem  $\mu = 0,5$ , który charakteryzuje się długą półką plastyczną – konieczne jest przeanalizowanie stanów naprężenia w bryle podłoża. Na rysunku 7a przedstawiono strefę uplastycznienia gruntu w chwili wyczerpania nośności modelu o współczynniku  $\mu = 0,1$ . Strefa ta rozwinęła się intensywnie w podłożu w rejonie dolnej części studni, przed ścianką, na którą działa siła. Niewielka strefa uplastycznienia powstaje także w rejonie górnej krawędzi studni, za tylną ścianką, gdzie obracająca się studnia napiera na podłoże. Cała strefa uplastycznienia oddalona jest od płaszczyzn zewnętrznych bryły podłoża, gdzie narzucono przemieszczeniowe warunki brzegowe.

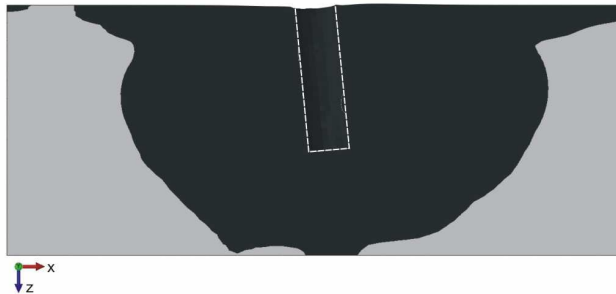
W przypadku modelu o współczynniku tarcia  $\mu = 0,5$ , większa sztywność układu umożliwia przenoszenie większych obciążeń, te zaś powodują większą propagację strefy uplastycznienia w kierunku płaszczyzn ograniczających bryłę podłoża. Na rysunku 7b widać jak strefa uplastycznienia rozwija się na krawędziach bryły podłoża i w następnym przyroście obciążenia łączy się ze strefą główną. W takiej sytuacji więzy zewnętrzne uczestniczą w przenoszeniu naprężeń uplastyczniających, a wyznaczona nośność graniczna jest zawyżona. Bryła podłoża jest zbyt mała, aby przy tej wartości współczynnika tarcia w sposób właściwy opisać zagadnienie współdziałania studni z otaczającym gruntem i poprawnie wyznaczyć wartość nośności granicznej.



Rys. 7. Strefy uplastycznienia gruntu w otoczeniu studni: a) model  $\mu = 0,1$ ,  $F_{ult} = 2,86$  MN; b) model  $\mu = 0,5$ ,  $F = 3,94$  MN

W przypadku modelu z więzami dwustronnymi – krzywa bez dodatkowych znaczników na rysunku 6a –

zachodzi podobne zjawisko jak w modelu z tarcie  $\mu = 0,5$ . Strefa uplastycznienia sięga do wszystkich płaszczyzn ograniczających bryłę podłoża. Rysunek 8 przedstawia widok w płaszczyźnie  $x-z$  omawianego przypadku. Ze względu na przyjęty model kontaktu (więzy dwustronne), strefa uplastycznienia wykazuje pewną symetrię względem osi pionowej studni.



Rys. 8. Uplastycznienie gruntu w otoczeniu studni w modelu z pełnymi więzami

#### 4. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono numeryczny model współdziałania cylindrycznej studni startowej do mikrotunelowania z podłożem gruntowym. W trakcie drążenia tunelu reakcje siłowników generują na podłożu, za pośrednictwem dolnej części studni, duże i trudne do określenia *a priori* wartości obciążeń poziomych. Istotne w takiej sytuacji stają się pytania: przy jakich obciążeniach układ może ulec zniszczeniu w wyniku wyczerpania nośności podłoża oraz jaki jest wpływ warunków kontaktu pomiędzy konstrukcją i gruntem na wartość nośności granicznej.

Do określenia nośności podłoża przygotowano model numeryczny, w którym użyto sprężysto-plastycznych związków konstytutywnych dla gruntu, z warunkiem plastyczności Treski i rozważano jedynie przypadek obciążenia bez drenażu. Właściwe wyznaczenie parametru tego modelu ( $c_u$ ) przy ścieżce naprężenia zbliżonej do warunków, którym poddany jest grunt w sąsiedztwie studni, jest bardzo ważnym elementem poprawności modelowania. Dla przejrzystości wyników przyjęto stałą wartość wytrzymałości gruntu  $c_u = 50$  kPa.

Sposób obciążenia i podparcia studni, a także przyjęty liniowy model betonu powodują, że pod obciążeniem studnia obraca się w podłożu, niemal jak bryła sztywna. Swobodę tego obrotu ograniczają więzy na styku konstrukcji z gruntem. Wyniki przeprowadzonych analiz wskazują, że istotnym elementem modelu są warunki kontaktu pomiędzy studnią i podłożem.

Rozważano następujące modele kontaktu: prostszy model, w którym narzuca się pełen kontakt studni i podłoża (więzy dwustronne) oraz bardziej realistyczny model z więzami jednostronnymi i prawem tarcia Coulomba dla kierunków stycznych. W celu sprawdzenia wrażliwości rozwiązań na wartości współczynnika tarcia, w analizach przyjęto dwie skrajnie różne wartości współczynnika:  $\mu = 0,1$  i  $\mu = 0,5$ .

Przedstawiony model zadania jest nieliniowy. Występuje tu nieliniowość fizyczna podłoża, duże deformacje i nieznana powierzchnia kontaktu podkładów w przypadku więzów jednostronnych. Rozwiązanie tak sformułowanego zadania, pomimo wykorzystanej symetrii, jest bardzo czasochłonne.

Z przeprowadzonych analiz wynika kilka podstawowych wniosków dotyczących nośności granicznej sprężysto-plastycznego podłoża obciążonego poziomym oddziaływaniem studni:

1. Poprawne modelowanie zagadnienia wymaga zastosowania realistycznego modelu kontaktu studni i podłoża, gdyż już przy niewielkich wartościach obciążeń eksploatacyjnych następuje obrót studni, powodujący utratę kontaktu z częścią gruntu i odmienny charakter oddziaływań konstrukcji na podłoże.
2. Zmienny obszar kontaktu, zależny od wzajemnej sztywności studni i podłoża może utrudnić opracowanie przybliżonych analitycznych formuł pozwalających na szacowanie nośności podłoża, jak ma to miejsce w przypadku fundamentów bezpośrednich.
3. Wartość nośności granicznej podłoża w bardzo istotny sposób zależy od przyjętego modelu kontaktu i od wartości współczynnika tarcia. Dla modelu z więzami jednostronnymi przy współczynniku  $\mu = 0,1$  otrzymano wartość nośności  $F_{ult} = 2,857$  MN. Obliczona nośność podłoża jest duża biorąc pod uwagę przyjęte wymiary studni (średnica = 2,0 m, głębokość = 7,0 m) i wytrzymałość gruntu ( $c_u = 50$  kPa).
4. Wzrost wartości współczynnika tarcia zwiększa nośność podłoża i powoduje ekspansję strefy uplastycznionego gruntu w kierunku zewnętrznych płaszczyzn ograniczających bryłę podłoża. Poprawne oszacowanie nośności granicznej w tym przypadku wymagałoby zwiększenia bryły podłoża w stosunku do bryły użytej w powyższych analizach.
5. Przyjęcie więzów dwustronnych pomiędzy studnią i podłożem zawyża wartość nośności granicznej w wyniku nierealistycznego oddziaływania studni na podłoże. Także i w tym przypadku właściwe oszacowanie nośności granicznej wymagałoby zwiększenia bryły podłoża.
6. Pomimo niskiej wytrzymałości gruntu, uzyskane wartości nośności granicznej podłoża są duże. Oznacza to, że wyczerpanie nośności układu studnia – podłoże może wcześniej nastąpić w wyniku zniszczenia konstrukcji studni i w dalszych badaniach należałoby przyjąć bardziej realistyczny model tej konstrukcji. W zakresie małych wartości obciążeń, dla których wielkość analizowanej bryły podłoża jest wystarczająca, można także sformułować wnioski dotyczące przemieszczeń analizowanej studni:
  - przy obciążeniach mniejszych od 0,6 MN (około 20% nośności), wartość współczynnika tarcia w nieznaczny sposób wpływa na wielkości przemieszczeń studni;

- zasadniczym czynnikiem rzutującym na wartości przemieszczeń są warunki kontaktu normalnego;
- w przypadku więzów dwustronnych otrzymuje się prawie dwukrotnie niższe wartości przemieszczeń poziomych obracającej się studni w stosunku do rozwiązań z więzami jednostronnymi.

Właściwe określenie przemieszczeń studni startowej jest bardzo istotne i wymagałoby oddzielnych analiz. Przykładowo, nadmierne deformacje konstrukcji, stanowiącej bazę systemu mikrotunelowania mogą powodować trudności w utrzymaniu poprawnego kierunku wiercenia. W zastosowanym modelu, wewnątrz powierzchni plastyczności przyjęto związki liniowej sprężystości, co jest wadą zaprezentowanego podejścia. Zachowanie gruntu w tym zakresie naprężeń będzie nieliniowe. Ostatecznie, w celu weryfikacji zaprezentowanych wyników celowe byłoby wykonanie badań eksperymentalnych, weryfikujących ich poprawność oraz pozwalających na kalibrację modelu.

## Literatura

- Choobbasti A. J., Nikfard R., Vahdatirad M. J., Hesami S. (2008). Control of jack thrust wall displacement in microtunnelling method. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 13, 1-10.
- Jamiołkowski M., Ladd C. C., Germaine J. T., Lancellotta R. (1985). New development in field and laboratory testing of soils. W: *Proc. of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 57-153.
- Madryas C., Kolonko A., Szot A., Wysocki L. (2006). Mikrotunelowanie. *Dolnośląskie Wyd. Edukacyjne*, Wrocław.
- Pellet-Beaucour A.-L., Kastner R. (2002). Experimental and analytical study of friction forces during microtunnelling operations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 17, No. 1, 83-97.
- Szajna W. St., P. Malinowski P. (2012). Analysis of cylindrical microtunnelling working shaft, subjected to horizontal load. W: *Underground Infrastructure of Urban Areas 2*. Madryas C., Nienartowicz B., Szot A. (Eds). *Taylor & Francis*, London.
- Wilkinson D. (1999). Successful microtunnelling: matters which must be considered. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 14, Suppl. 2, 47-61.

## THE INFLUENCE OF A TYPE OF CONTACT BETWEEN A MICROTUNNELLING STARTING SHAFT AND SUBSOIL ON ITS ULTIMATE BEARING CAPACITY

**Abstract:** The paper contains the analysis of the ultimate bearing capacity of subsoil, where a cylindrical starting shaft is imbedded. The reinforced-concrete shaft is loaded with a horizontal force induced by microtunnelling. The problem has been considered in terms of the finite element method. The following components of the numerical model have been discussed: the model of the shaft structure, the model of the subsoil as well as the model of the shaft-subsoil contact conditions. Elastic-plastic model of subsoil has been assumed with the Tresca plasticity condition and an undrained load case was exclusively discussed. The paper focuses on the analysis

of the influence of the contact model on the obtained results of the load bearing capacity. Two contact models have been considered: full contact and contact with friction (with various values of friction coefficient) and unilateral constraints between the structure and the subsoil. The adoption of the simplest model – the full contact – results in a considerable overestimation of the ultimate load bearing capacity and an underestimation of the shaft displacements in relation to the unilateral constraints model.