

Metody określania zmian deformacji górotworu i powierzchni terenu w rejonie drążonego tunelu

KRZYSZTOF TAJDUŚ, RAFAŁ MISA, ANTON SROKA

Instytut Mechaniki Górotworu PAN, ul. Reymonta 27; 30-059 Kraków

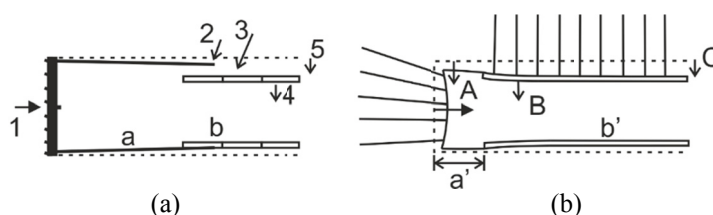
Streszczenie

Przedmiotem tej publikacji jest przybliżenie czytelnikowi istoty różnych metod empirycznych, analitycznych, oraz numerycznych wykorzystywanych do obliczania deformacji powierzchni terenu w rejonie drążonego tunelu. Autorzy przedstawili metody znane i wykorzystywane na całym świecie, ich modyfikacje oraz warunki ich wykorzystania.

Słowa kluczowe: osiadanie powierzchni, tunel, wpływ drążonego wyrobiska na powierzchnię, promień zasięgu wpływów

1. Wstęp

Ciągły rozwój urbanizacji miast powoduje, że dużym problemem staje się wewnętrzna komunikacja miejska. Częściowym rozwiązaniem tego problemu jest budowa podziemnej infrastruktury drogowej i szynowej. Każda ingerencja budowlana w ośrodek jakim jest masyw skalny niesie ze sobą jednak pewne ryzyko, gdyż powoduje naruszenie istniejącego w masywie skalnym pierwotnego stanu naprężenia i odkształcenia. Dążenie do osiągnięcia nowego stanu równowagi w górotworze przejawia się w postaci ruchów nadległego górotworu. Ważne, z punktu widzenia budowlanego jest odpowiednie minimalizowanie tego ryzyka. Jednym z etapów minimalizacji ryzyka jest możliwość przewidywania przyszłych deformacji wewnątrz masywu skalnego lub gruntowego oraz na jego powierzchni. Wartość odkształceń i przemieszczeń powstałych w otoczeniu budowli podziemnej, a także jej wpływ na deformacje powierzchni zależy od: lokalnych warunków geologicznych, wymiarów i głębokości jej wykonania, zawodnienia, sposobu drążenia, własności masywu skalnego i gruntowego występującego w rejonie drążonego tunelu, dłuższych nieplanowanych postojów podczas drążenia, prędkości i zmiany prędkości drążenia, przerw w drążeniu, wpływu obiektów znajdujących się na powierzchni na przemieszczenia tunelu (dotyczy to sytuacji gdy tunel jest wykonywany w słabych gruntach, blisko powierzchni terenu), czasu drążenia tunelu (przedział czasu jaki upłynął pomiędzy rozpoczęciem drążenia tunelu, a czasem zakończenia drążenia i założeniem obudowy ostatecznej), odległości pomiędzy czołem przodka, a obudową ostateczną, liczbą drążonych tuneli, oraz odległości pomiędzy nimi. Źródła powstania deformacji (niecki obniżeń) nad drążonym tunelem można podzielić w zależności od sposobu drążenia (Rys. 1).



Rys. 1. Źródła ruchów masywu skalnego w rejonie drążonego tunelu (Źródło: Möller, 2006)

Dla metod klasycznych (sekwencyjne) źródłami ruchów górotworu mogą być (Rys. 1b): deformacja czoła tunelu (A), deformacja obudowy ostatecznej (B), konsolidacja gruntu (C), czas założenia obudowy (a'), warunki instalacji obudowy tymczasowej i wstępnej (b'). Natomiast w metodach tarczowych (Rys. 1a) może nastąpić: redukcja naprężenia na przodku tunelu (1), nadbranie otaczającego masywu skalnego (tzw. orka) (2), deformacja obudowy ostatecznej (4), konsolidacja gruntu oraz ruchy gruntu spowodowane różnicą średnicy między organem urabiającym (5), a ogonem maszyny (*tail void*) (3). Dodatkowo podczas drażenia możliwe jest spadek poziomu wód gruntowych na skutek odwodnienia co powoduje zwiększenie efektywnego naprężenia w warstwach masywu skalnego lub warstwach gruntowych, jak i również osiadanie spowodowane wybraniem gruntu lub skały podczas drażenia tunelu opisane zależnością $V_s = V_k - \Delta V$ (V_s jest to objętość niecki osiadania przypadająca na jednostkę długości tunelu [m^3/m], można ją liczyć jako objętość zawartą pomiędzy pierwotnym kształtem powierzchni terenu, a kształtem powierzchni terenu po wykonaniu tunelu; ΔV jest to zmiana objętości skał lub gruntów nad drażonym tunelem na jednostkę długości; V_k jest to objętość konwergencji przypadająca na 1 m bieżący tunelu [m^3/m] czyli zmiana powierzchni przekroju tunelu (można do niej dodać ewentualną wielkość przemieszczenia czoła przodka). Objętość V_k jest trudno oszacować, o czym najlepiej świadczy fakt, że mimo iż określanie wartości V_k zajmowało się wielu autorów (m.in. Tajduś et al., 2012), uzyskiwali oni różne wartości V_k , na co niewątpliwie wpływ miały zmienne warunki geologiczne i techniczne. Najczęściej V_k podaje się w procentach w stosunku do założonej w projekcie objętości, co dla tunelu o przekroju kołowym wyraża się wzorem

$$V_k = n_v \cdot \pi \cdot a^2 \quad [\text{m}^2] \quad (1)$$

gdzie:

- a – promień tunelu, [m]
- n_v – parametr z przedziału od 0,0049 do aż 0,1, tzn. od 0,49% do 10%, nazywany również współczynnikiem konwergencji przekroju wyrobiska.

2. Metody prognozowania deformacji masywu skalnego wywołanych tunelowaniem

Pierwsze metody obliczania osiadania powierzchni terenu nad drażonym tunelem opierały swoje podstawy na metodzie stosowanej powszechnie na świecie do określania deformacji terenu nad podziemną eksploatacją górniczą. Metodę tą stworzył Knothe (1951) i opierała się ona na założeniu, że kształt krzywej osiadania dla tzw. rozwiązania fundamentalnego jest opisany krzywą Gaussa. Zaprezentowane w latach 50-tych przez Knothe'go rozwiązanie dostosowane zostało do warunków budowy pierwszej linii metra warszawskiego jak również dotyczyło obliczania wpływu płytko zalegających wyrobisk chodnikowych na powierzchnię terenu (Knothe, 1952, 1957). Rozwiązania te zostały przedstawione w ramach posiedzeń ówczesnego Międzynarodowego Biura Mechaniki Górotworu, którego członkami byli najlepsi uczeni z zakresu mechaniki górotworu w ówczesnych czasach.

Teorię opartą na tych samych podstawach przedstawił później Peck (1969) i Schmidt (1974) (wzór 2):

$$s(x) = s_{\max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (2)$$

gdzie:

- $s(x)$ – osiadanie w punkcie obliczeniowym,
- s_{\max} – maksymalne osiadanie powierzchni terenu nad osią tunelu,
- x – pozioma odległość od pionowej osi tunelu,
- i – pozioma odległość od pionowej osi tunelu (miejsca maksymalnego osiadania) do punktu przegięcia krzywej osiadania (w punkcie tym osiadania wynoszą $0,6 \cdot s_{\max}$).

Wartość parametru i dla różnych warunków geologicznych posadowienia tunelu można przyjmować na podstawie wzorów zamieszczonych w tabeli 1.

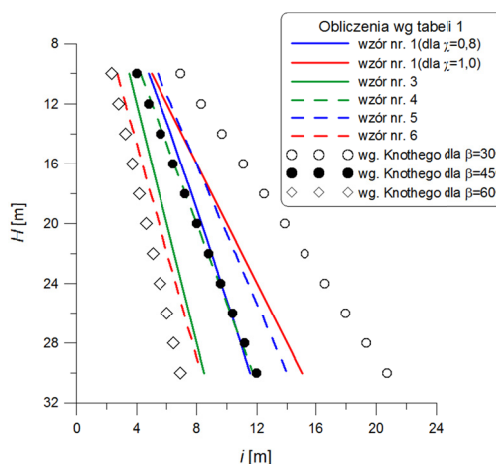
Można zauważyć, że wzory od 1 do 8 w tabeli 1 uzależniają wartość parametru i tylko od wielkości geometrycznych – głębokości prowadzonej eksploatacji i promienia tunelu a . Najprawdopodobniej w ww. wzorach właściwości gruntu są „ukryte” we współczynnikach podanych w tych wzorach.

Tab. 1. Wartości poziomej odległość od pionowej osi tunelu do punktu przecięcia krzywej osiadania wg autorów

Nr	Autorzy	Warunki gruntowe/skalne	Formuła	Parametry
1	Schmidt (1974)	Masyw skalny	$i = \left(\frac{H}{2 \cdot a}\right)^{\chi} \cdot a$	H – głębokość tunelu (odległość od powierzchni do osi tunelu), χ – wykładnik potęgowy zawierający się pomiędzy $0,8 \leq \chi \leq 1,0$ w zależności od parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych masywu skalnego,
2	Mair (et al. 1993, 1996)	Grunty spoiste	$i = \left(0,175 \frac{H}{H-z} + 0,325\right) \cdot H$	z – odległość pionowa pomiędzy powierzchnią terenu a punktem w górotworze ($z < H$),
3	Atkinson i Potts (1977)	Piaski średnio zagęszczone bez dodatkowego obciążenia powierzchni terenu	$i = 0,25 \cdot (H + a)$	M_A – miąższość warstwy w której drążony jest tunel (liczona od osi tunelu), M_B – miąższość drugiej warstwy znajdującej się w nadkładzie,
4		Piaski zagęszczone oraz pre-konsolidowane z dodatkowym obciążeniem powierzchni (surcharge loading) ¹	$i = 0,25 \cdot (1,5 \cdot H + 0,5 \cdot a)$	
5	O'Reilly i New (1982)	Grunty spoiste	$i = 0,43 \cdot H + 1,10 \text{ m}$	λ_S – współczynnik określający rodzaj warstwy skalnej (Tab. 2)
6		Grunty ziarniste (niespoiste)	$i = 0,28 \cdot H - 0,12 \text{ m}$	
7		Tunel drążony w glinie z nadkładem z piasków	$i = 0,43 \cdot M_A + 0,28 \cdot M_B + 1,10 \text{ m}$	
8		Tunel drążony w piaskach z nadkładem z gliny	$i = 0,28 \cdot M_A + 0,43 \cdot M_B - 0,12 \text{ m}$	
9		Dla dowolnej liczby warstw gruntów	$i = \lambda_{SA} \cdot M_A + \lambda_{SB} \cdot M_B + \dots + \lambda_{SN} \cdot M_N$	

¹ surcharge loading – jest to różnego rodzaju obciążenie stosowane na powierzchni gruntu w bliskiej odległości od prowadzonych prac górniczych w celu wywołania dodatkowego ciśnienia poziomego

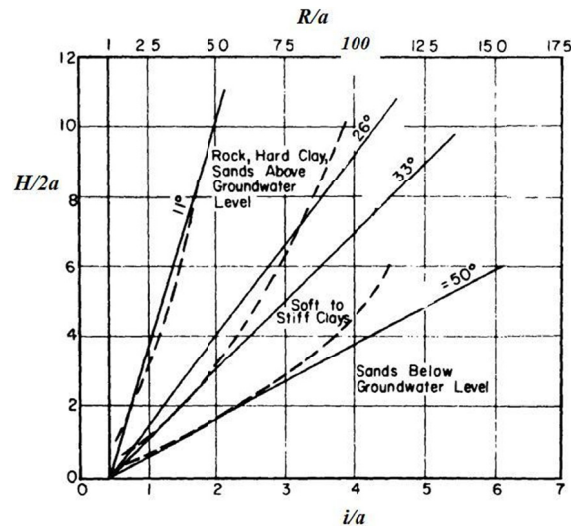
Poniżej w na rysunku 2 przedstawiono zmiany wartości parametru i w zależności od głębokości drążonego tunelu dla różnych rozwiązań przedstawionych w tabeli 1. Obliczenia przeprowadzono dla powierzchni terenu przy założeniu promienia tunelu równego $a = 4 \text{ m}$. Zauważalna liniowa zależność mówi o tym, że i jest proporcjonalne do głębokości zalegania tunelu H .

Rys. 2. Zmiana wartości i w zależności od głębokości tunelu dla różnych teorii opisanych w tabeli 1. (Źródło: Opracowanie własne)

W kolejnych latach nastąpił dalszy rozwój prac nad modyfikacjami wzoru Pecka (Cording i Hasmire, 1972, 1975), gdzie skupiono się nad określaniem objętości utraty gruntu powodującym obniżenie. Uznano, że różnice pomiędzy objętością gruntu wpływającą do tunelu, a objętością niecki osiadania są w znacznym stopniu uzależnione od ściśliwości gruntu na ociosach tunelu oraz wpływa na nie wzrost objętości materiału ziarnistego ponad koroną tunelu. Modyfikacji uległo również określenie zasięgu promienia niecki obniżeń, wprowadzono do obliczeń kąt zasięgu wpływów γ (liczony od osi pionowej). Wg tych modyfikacji maksymalne osiadanie można przedstawić następująco:

$$s_{\max} = \frac{V_s}{H \cdot \operatorname{tg} \gamma + a} \quad (3)$$

gdzie, wartości kąta zasięgu wpływów γ dla różnych rodzajów gruntów przedstawia rysunek 3.



Rys. 3. Korelacje pomiędzy szerokością niecki a głębokością tunelu dla różnych rodzajów gruntów i różnych wartości kąta zasięgu wpływów γ . (Źródło: Cording i Hasmire, 1972)

Tab. 2. Wartość współczynnika λ_S dla różnych warunków gruntowych oraz sposobów drążenia

Warunki gruntowe	Sposoby stabilizacji gruntu podczas drążenia	Wartość współczynnika λ_S	Utrata gruntu ² V_s/V_c [%]	
Grunty niespoiste znajdujące się powyżej zwierciadła wody	Brak danych	0,2÷0,3	Piasek zagęszczony	0,5÷1,0
			Piasek średnio zagęszczony	1,0÷2,5
			Piasek luźny	3,0÷5,0
Twarda uławiconą glina	Tarcza lub brak	0,4÷0,5	0,5÷3,0	
Warstwy narzutowe	TBM	0,5÷0,6	2,0÷2,5	
	TBM-EPB	0,5÷0,6	1,0÷1,5	
Niedawno osadzone warstwy gliny $c_u = 10\div40 \text{ kN/m}^2$	TBM	0,6÷0,7	30,0÷45,0	
	TBM-EPB	0,6÷0,7	5,0÷20,0	

² V_c – objętość wydrążonego tunelu na jednostkę długości.

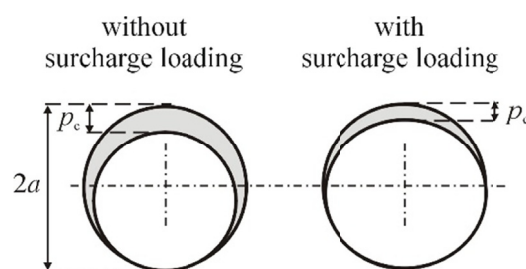
W dalszych analizach Atkinson i Potts (1977) stwierdzili, że objętość niecki obniżenia przypadająca na każdy metr tunelu można przedstawić za pomocą wzoru:

$$V_s = 2V_T \cdot \sqrt{\frac{2}{\pi}} \cdot \left(\frac{i}{2a}\right) \cdot \left(\frac{s_{\max}}{p_c}\right) \quad (4)$$

gdzie:

p_c – obniżenie stropu tunelu (Rys. 4),

V_T – utrata gruntu podczas drążenia tunelu, wynosi ona: $V_T = \pi \cdot a \cdot p_c$, co pozwala na uzyskanie wzoru na powierzchnię przekroju niecki obniżeniowej w postaci: $V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot s_{\max}$.



Rys. 4. Deformacja w rejonie drążonego tunelu. (Źródło: Atkinson i Potts, 1977)

Zależność między maksymalnym osiadaniami niecki osiadania a osiadaniami stropu tunelu można przedstawić następująco:

$$\frac{s_{\max}}{p_c} = 1,0 - \alpha \cdot \left(\frac{H - a}{2a} \right) \quad (5)$$

gdzie:

- α – współczynnik którego wartość zależy od rodzaju gruntu:
 - dla zagęszczonych piasków przy niskim naprężeniu wynosi 0,57,
 - dla piasków luźnych lub też zagęszczonych lecz przy wysokim naprężeniu wynosi 0,40,
 - dla materiału iłowego czyli pre-konsolidowanych kaolinitów wynosi 0,13.

Należy mieć na uwadze fakt, że prezentowana zależność (wzór nr 5) oraz oszacowane wartości współczynnika α zostały otrzymane na drodze empirycznej, dla konkretnych warunków gruntowych oraz konstrukcyjnych budowanego tunelu. Dlatego dobrze jest przyjąć zasadę, że stosunek s_{\max}/p_c mieści się w przedziale od 0 do 1,0.

W tabeli 3 zestawiono rozwój wzorów na obliczanie osiadania terenu nad drażonym tunelem przedstawionych przez różnych autorów na przestrzeni wielu lat badań. Wzory te często były tworzone dla szczególnych warunków brzegowych związanych z lokalnymi warunkami gruntowymi, technicznymi i geotechnicznymi, co zostało zawarte w parametrach stanowiących części wzorów. Stosowalność większości tych wzorów w warunkach krajowych nie została zweryfikowana.

Tab. 3. Przykładowe wzory na obliczanie osiadania gruntu nad tunelami miejskimi

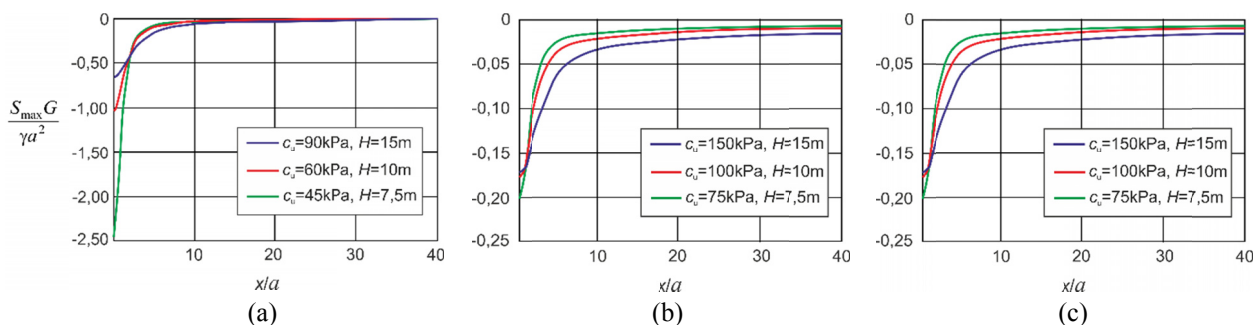
Autor	Wzór	Uwagi
1	2	3
Beyer (1945)	$s(x) = s_{\max} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{R^2} \right)^2$	s_{\max} – maksymalne osiadanie powierzchni, R – promień zasięgu wpływów, x – odległość danego punktu od początku przyjętego układu współrzędnych,
Awierszyn (1954)	$s(x) = s_{\max} \cdot \left(1 - \frac{x}{R} \right)^{4.54} \cdot \exp\left(4,54 \frac{x}{R} \right)$ $R = 1,49 F, s_{\max} = a \cdot s_0$	a – współczynnik osiadania, współczynnik przenoszenia objętości, s_0 – osiadanie stropu tunelu.
Müller (1971)	$s(x) = s_{\max} \left(1 - \frac{x}{R} \right)$	
Perz (Heyne 1981)	$s(x) = s_{\max} \left(\frac{\sqrt{H^2 + R^2} - \sqrt{H^2 + x^2}}{\sqrt{H^2 + R^2} - H} \right)$ $s_{\max} = 0,774 \frac{a \cdot \Delta K}{R}$	ΔK – konwergencja tunelu.
Martos (Heyne 1981)	$s(x) = s_{\max} \cdot \exp\left[-\left(\frac{x}{2i} \right)^2 \right]$ $i = \pm \frac{H}{\operatorname{tg} \gamma} \sqrt{\frac{2}{\ln \frac{s_{\max}}{\delta_s}}}$	δ_s – średni błąd niwelacji.
Attewell (1981)	$s_{\max} = \frac{V_s}{(2A')^{0,5} i}$ $\frac{i}{a} = g \left(\frac{H}{2a} \right)^n$	A' – przekrój poprzeczny tunelu, g – parametr Attawell'a, n – parametr określany z nachylenia krzywych reprezentujących zależność $\log(i/a)$ i $\log(H/2a)$, V_s – objętość niecki osiadania.
Attewell i Woodman (1982)	$s(x, y) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \int_{x_0}^{x_f} \exp\left[\frac{-(x-x_0)^2 + y^2}{2i^2} \right] dx$	x_0 – współrzędna początkowa drażonego tunelu na osi x , x_f – współrzędna aktualnego położenia czoła drażonego tunelu na osi x , y – oś poprzeczna liczona od centralnej części tunelu. Jest to rozwiązanie identyczne z rozwiązaniem Sroka (1976).

1	2	3
Vafaeian (1991)	$s(x) = s_{\max} \cdot \cos\beta' \cdot \sin\beta' \cdot \cos\left(\frac{\pi\beta'}{2\eta}\right)$ $s(y) = s_{\max} \cdot \cos^2\beta' \cdot \cos\left(\frac{\pi\beta'}{2\eta}\right)$	$\eta = \tan^{-1}[2i/(H+R)],$ $\beta' = \tan^{-1}[x/((H+R)-y)].$
Cording (1991)	$s(x, h) = s_{\max} \exp\left[-\left(\frac{2x}{w(h)}\right)^c\right]$ $w(h) = a + (H-h) \cdot \operatorname{tg}\gamma$	c – współczynnik zaprezentowany przez Peng'a i Chian-g'a (1984) (dla klasycznych niecek przyjmuje się $c = 2$ dla spłaszczonych $c = 4$), h – głębokość na której analizujemy nieckę, w – szerokość połowy niecki obniżenia.
Aldorf (et al. 1996)	$s_{\max} = \alpha_0 \cdot n_v \cdot \frac{r^2}{i} \sqrt{\frac{\pi}{2}}$	Założono nieściśliwości materiału skalnego nadkładu czyli $V_k = V_s$ oraz że objętość niecki osiadania V_s jest mniejsza od zmniejszenia objętości tunelu na skutek konwergencji V_k . α_0 – współczynnik mieszczący się w przedziale $0 \leq \alpha_0 \leq 1$.
Loganathan i Poulos (1998)	$s(x) = 4(1-\nu)R^2 \frac{H}{H^2 + x^2} \cdot \frac{4a'R + a'^2}{4R^2} \exp\left[-\frac{1,38x^2}{(H+R)^2}\right]$	a' – parametr pustki zależny od kształtu tunelu, pustki pomiędzy zewnętrzną powierzchnią tarczy a powierzchnią drążonego wyrobiska oraz doświadczeniem kierownika budowy.
Hörich i Sroka (2004)	$s(x) = s_{\max} \cdot \exp\left[-\pi \frac{x^2}{R^2}\right]$ $s_{\max} = \frac{a \cdot K(t)}{R}$	a – współczynnik przenoszenia objętości, $a = 1,0$ (przenoszenie bez strat), $K(t)$ – konwergencja tunelu w sensie zmniejszenia powierzchni przekroju, R – promień zasięgu wpływów głównych ($R = H \cdot \operatorname{ctg}\beta$), H – głębokość położenia tunelu, β – kąt zasięgu wpływów głównych.

Oczywiście w celu prognozowania deformacji terenu nad drążonym tunelem stosowane były również metody analityczne, nie ujęte w tabeli 3. Istnieje ich cały szereg, a opierają się m.in. na rozważaniach opartych na warunku równowagi granicznej ośrodka, równaniach ośrodka sypkiego, równaniach ośrodka sprężystego, oraz na równaniach ośrodka złożonego. Pośród metod analitycznych dosyć dokładnie opisanych w literaturze można wyróżnić metody: Szechy (1973), Aldorfa (et al. 1996), Sagesta (1987), Verruijta i Bookera (1996). Metody te szczegółowo zostały przedstawione w pracy Tajduś et al. (2012).

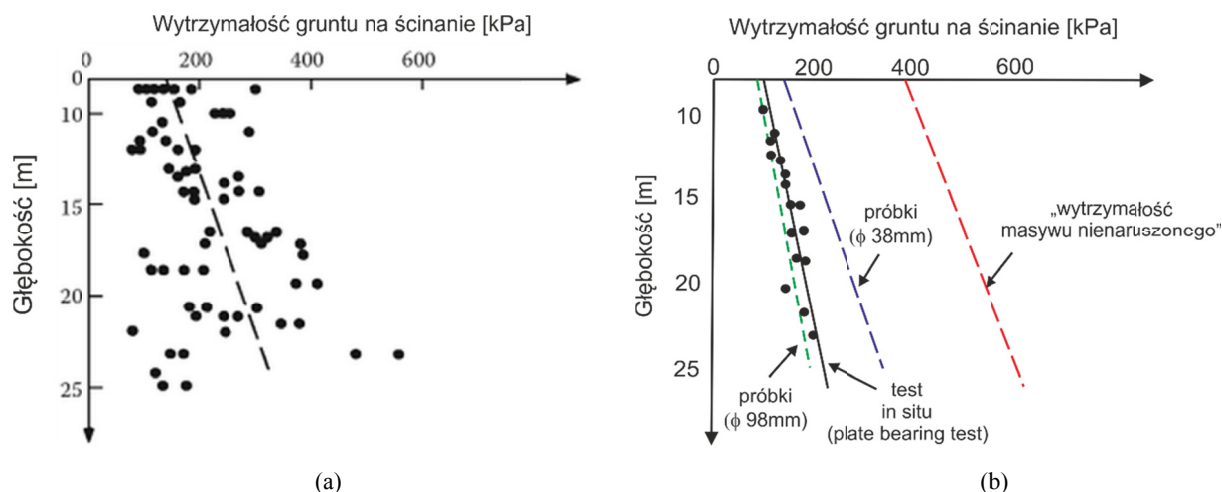
3. Zastosowanie metod numerycznych w celu modelowania deformacji masywu skalnego w rejonie drążonego tunelu

Wraz z rozwojem metod numerycznych rozpoczęto prowadzenie obliczeń zmian deformacji masywu skalnego w rejonie drążonego tunelu. Modelowanie tego zjawiska nie jest zagadnieniem prostym. Dobór odpowiedniego prawa materiałowego oraz wartości parametrów skał jest kluczowe z punktu widzenia rozwiązania problemu. Przykładowo na rysunku 5 przedstawiono wpływ zmian wartości kohezji modelowanego masywu skalnego oraz głębokości na wartości osiadania powierzchni terenu przedstawionej w formie bezwymiarowej (przy założeniu $G = 33,5 \text{ MPa}$, $\gamma = 20 \text{ kPa/m}$).



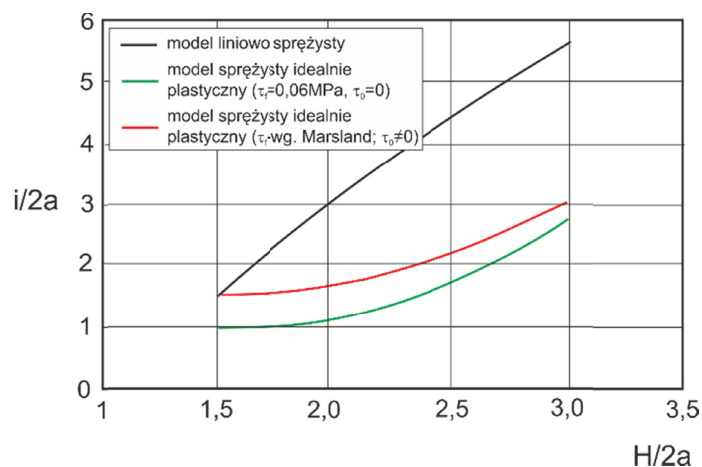
Rys. 5. Wyniki obliczeń numerycznych osiadanie powierzchni terenu nad drążonym tunelem dla modelu nie homogenicznego sprężysto-plastycznego i różnych warunków brzegowych. (Źródło: Chow L. 1994)

Zauważyć można, że zmiana parametrów wpływa zarówno na wartość bezwymiarowego osiadania powierzchni terenu jak i również na zasięg niecki. Wzrost wartości kohezji i głębokości powoduje zmniejszenie wartości osiadania ale zasięg niecki ulega wzrostowi. Jest to o tyle niepokojące, że wieloletnie doświadczenia i obserwacje wskazują, że parametry geotechniczne masywu są wypadkową parametrów budujących go skał oraz czynników strukturalnych takich jak podzielność, szczelinowatość, odporność na działanie wody itp. W związku z tym, uzyskanie jednoznacznych wartości parametrów gruntu/skały jest trudne, gdyż zależą one nie tylko od jednorodności obszaru testowego ale również od stosowanych metod pomiarowych, jak i również wielkości próbek (Rys. 6).



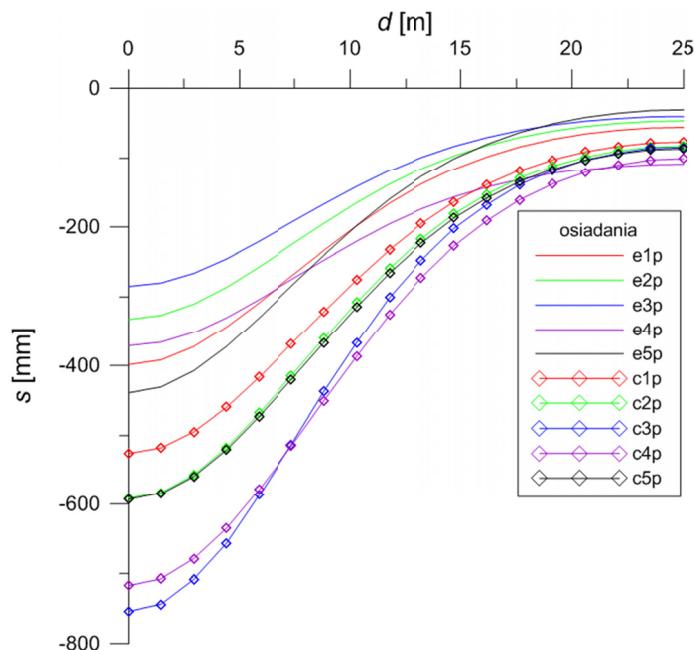
Rys. 6. Porównanie wyników wytrzymałości glin Londyńskich na ścinanie (wg H. Treski) dla różnych metod pomiarowych: (a) pomiar trójosiowy dla próbek ϕ 38 mm, (b) pomiar dla różnych wielkości próbek. (Źródło: Marsland 1972)

Dobór odpowiedniego prawa materiałowego również wpływa znacząco na uzyskane wyniki obliczeń. Na rysunku 7 przedstawiono przykładowe obliczenia zmian zasięgu niecki obniżenia (podanej bezwymiarowo jako stosunek do średnicy tunelu) dla trzech różnych modeli: modelu liniowo sprężystego, modelu sprężysto-plastycznego z zadaną wartością wytrzymałości gruntu na ścinanie $\tau_f = 0,06$ MPa i wytrzymałością na ścinanie na powierzchni gruntu $\tau_0 = 0$, oraz sprężysto-plastycznego z przy założeniu $\tau_f(H) = \tau_0 + \chi H$, gdzie χ jest to parametr odpowiadający stopniowi zmian τ_f wraz z głębokością – dobierany na podstawie badań in situ. Wartość $\tau_f(H)$ została dobrana aby odpowiadać wartości wytrzymałości gruntu na ścinanie określonej na bazie pomiarów in situ dla glin Londyńskich.



Rys. 7. Zmiany wielkości niecki obniżenia dla różnych modeli gruntu. (Źródło: Chow L. 1994)

Analizę wpływu zmian wartości parametrów sprężystych i wytrzymałościowych dla modeli sprężystych izotropowych oraz sprężysto-plastycznych Coulomba-Mohra przedstawiono na rysunku 8.



Rys. 8. Porównanie wartości osiadań dla różnych modeli numerycznych (analiza bez uwzględnienia obudowy tunelu).
(Źródło: Opracowanie własne)

Wykorzystane w obliczeniach przykładowe wartości parametrów zostały zestawione w tabeli 4.

Tab. 4. Wartości parametrów przypisanych modelom numerycznym

Material	Model	Symbol modelu	E [MPa]	ν [-]	φ [°]	c [kPa]	ρ [kg/m ³]
obudowa	sprężysty		$50 \cdot 10^3$	0,25	—	—	2800
grunt	sprężysty	e1	50	0,3	—	—	2000
		e2	60		—	—	
		e3	70		—	—	
		e4	50	0,4	—	—	
		e5	50	0,2	—	—	
	sprężysto-plastyczny (Coulomb Mohr)	c1	50	0,3	28	90	
		c2				75	
		c3				60	
		c4			18	90	
		c5			23	90	

Jak zostało przedstawione na rysunku 8, zarówno zmiana wartości parametrów modelu jak i również zmiana modelu obliczeniowego prowadzi do zmian przemieszczeń pionowych. Nie opisana w załączonym przykładzie analiza zmiany kąta dylatacji powoduje natomiast zmianę wartości krzywej przemieszczenie – obciążenia co może prowadzić do zmiany mechanizmu zawału tunelu (Vermeer i Ruse, 2001). Zastosowany w przykładzie model Coulomba-Mohra jest ograniczony w swym zastosowaniu jedynie do gruntów miękkich (wg Simanjuntak et al., 2012), zastosowanie tego typu modelu do gruntów twardych lub skał jest niewłaściwe z uwagi na nieelastyczność, nieciągłość i niejednorodność. Ciekawym rozwiązaniem jest zastosowanie kryterium Hoek-Brown, które przy odpowiednim dobraniu parametrów klasyfikacji może w dostatecznym przybliżeniu opisać charakter masywu skalnego.

Ogólnie przedstawione obliczenia, jak i również doświadczenia inżynierów z całego świata wykazują, że zarówno modele liniowo sprężyste, jak i sprężysto-plastyczne prognozują szerszą nieckę obniżeń niż wykazują to pomiary in situ, dodatkowo projektanci bardzo często natrafiają na problemy z odpowiednim określeniem wartości parametrów skał i gruntów. Pomimo tych wad modelowanie numeryczne zjawiska wpływu tunelu na powierzchnię terenu, rozwija się z każdym rokiem. Jest to spowodowane możliwością uwzględnienia wielu ważnych warunków brzegowych, których zaimplementowanie w metodach analitycznych czy też empirycznych jest bardzo trudne lub niemożliwe np. interakcję pomiędzy gruntem a konstrukcją budowlaną lub/i uwzględnienie procesu technologicznego drążenia, który wpływa istotnie na otrzymanywane rezultaty deformacji.

Trzeba pamiętać, że w trakcie drążenia tunelu następuje zmiana stanu naprężenia i odkształcenia na jego froncie. Wartość naprężeń ulega relaksacji natomiast pojawiają się dodatkowe odkształcenia powierzchni frontu oraz stropu i ociosów, co w przypadku czasu zastosowania obudowy ostatecznej odgrywa ważną rolę w stabilizacji masywu skalnego/gruntowego. Zjawisko to jest bardzo trudne do określenia przy wykorzystaniu płaskiego modelu numerycznego. Analiza 3D stanowi lepszą alternatywę. Obserwacje in situ przeprowadzone przez Finno i Clough (1985) wykazały, że masyw gruntowy w rejonie drążonego tunelu zachowuje się zarówno trójwymiarowo jak i reologicznie.

4. Podsumowanie

Problem odpowiedniego określenia wartości oraz rozkładu wskaźników deformacji oraz ich wpływu na obiekty budowlane jest bardzo ważny. Większość dotychczasowych metod empirycznych stosowanych na świecie bazuje na opracowanej w latach pięćdziesiątych teorii Knothego. Jednak zarówno ta metoda, jak i również metody pokrewne nie uwzględniają wielu czynników zarówno geologicznych, jak i technicznych. Dlatego rozwój metod numerycznych zwiększył pole manewru dla inżynierów chcących rozwiązać zaistniały problem. Obecnie tworzone są modele uwzględniające wiele czynników fizycznych, takich jak własności wytrzymałościowe, porowatość gruntu, filtrację, ciśnienie pierwotne itd. Modele te są bardzo skomplikowane, wymagają dużego nakładu czasu podczas ich tworzenia i obliczania oraz prac badawczych nad właściwym określeniem wartości parametrów. W tabeli 5 przedstawiono wady i zalety (wg autorów) wymienionych metod obliczania deformacji masywu i powierzchni terenu w rejonie drążonego tunelu.

Tab. 5. Zalety i wady stosowanych metod obliczania deformacji górotworu w rejonie drążonego tunelu

Metoda	Zalety	Wady
Empiryczna	<ul style="list-style-type: none"> – proste obliczenia, – użyteczna do porównywania wyników z innymi metodami, – duże doświadczenia w wykorzystywaniu. 	<ul style="list-style-type: none"> – uwzględnia tylko kilka parametrów, – nie uwzględnia złożoności podłoża i różnych warunków gruntowych, – nie uwzględnia technologii drążenia.
Analityczna	<ul style="list-style-type: none"> – proste zależności pomiędzy parametrami. 	<ul style="list-style-type: none"> – zastosowanie tylko do kilku typów gruntów.
Numeryczna	<ul style="list-style-type: none"> – stosowalność do różnych typów gruntów i skał, – możliwość uwzględnienia procesów technologicznych, – uwzględnia wiele parametrów i praw materiałowych. 	<ul style="list-style-type: none"> – czasochłonne obliczenia, – może prowadzić do błędnych wyników w sytuacji gdy inżynier nie posiada odpowiedniej wiedzy, – uzależnienie modelu od wielu parametrów które trudno jest określić w rzeczywistości, – częsty brak badań.

Praca została wykonana w roku 2016 w ramach prac statutowych realizowanych w IMG PAN w Krakowie, finansowanych przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego.

Literatura

- Aldorf J., Chudek M., Duży S., Hrubesowa E., Kleta H., Lahuta H., Vojtasik K., Zych J., 1996: *Oddziaływanie budownictwa podziemnego na powierzchnię terenu*. SU. Pol. Śl. Gliwice, No. 1917.
- Atkinson J., Potts M., 1977: *Ground movements near shallow model tunnels in sand*. Proceedings of large ground movement and settlement.
- Attewell P.B., 1981: *Site investigation and surface movements in tunnel works*. Soft Ground Tunneling Failures and Displacement, p. 5-12. Balkema.
- Attewell P.B., Woodman J.P., 1982: *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil*. Ground Engineering. November 1982, p. 13-26.
- Awerszyn S.G., 1954: *Bergbauarbeit untertage und unter Grubdwasser*. Moskwa.
- Beyer F., 1945: *Über die Vorausbestimmung der beim Abbau flachgelagerter Flöze auftretenden Bodenverformungen*. Habilitationsschrift. TH Berlin.
- Burland J.B., 1995: *Assesment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation*. Proc. 1st Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering. IS-Tokyo.
- Chow L., 1994: *The prediction of surface settlements due to tunneling in soft ground*. Thesis, Master of Science University of Oxford, 1994.
- Cording E.J., Hansmire W.H., 1972: *Performance of a soft ground tunnel of the Washington Metro*. Proceedings of Rapid Excavation Tunneling Conference. Chicago Vol. 1.

- Cording E.J., Hansmire W.H., 1975: *Displacements around soft ground tunnels – General report*. 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, p. 571-632.
- Cording E.J., 1991: *Control of ground movements around tunnel in soil*. Proc. 9th Pan-Am Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Santiago. Chile, p. 2196-2244.
- Finno R., Clough G., 1985: *Evaluation of Soil Response to EPB Shield Tunnelling*. Journal of Geotechnical Engineering, 111(2), 155-173.
- Heyne K.H., 1981: *Gebirgsbewegungen beim berflächennahen Tunnelbau im Lockergebirge*. Teil III.
- Hörich S., Sroka A., 2004: *Vorausberechnung der Bodenbewegungselemente über Tunnelbauten im Lockergebirge*. Proceedings of XII International Congress of International Society for Mine Surveying. Fuxin-Beijing, China, 20-26 September, 2004, p. 528-531.
- Knothe S., 1951: *Wpływ podziemnej eksploatacji na powierzchnię z punktu widzenia zabezpieczenia położonych na niej obiektów*. Praca doktorska. AGH Kraków.
- Knothe S., 1952: *Wpływ budowy i eksploatacji tunelu na powierzchnię*. Przegląd Geodezyjny. Wydawnictwo NOT, nr 9, s. 266-270.
- Knothe S., 1957: *Bodenbewegungen und Bodendeformierungen beim Streckentreiben bei geringer Teufe*. Freiburger Forschungshefte. Heft A57, p. 87-95.
- Loganathan N., Poulos H.G., 1998: *Analytical prediction for tunneling – induced ground movements in clays*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE. 124(9), p. 846-56.
- Mair R.J., Taylor R.N., Burland J.B., 1993: *Subsurface settlement profile above tunnels in clays*. Geotechnique 43(2), p. 315-320.
- Mair R.J., Taylor R.N., Burland J.B., 1996: *Prediction of ground movements and assessment of building damage due to bored tunneling*. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, pp. 713-718.
- Marsland A., 1972: *Ground Engineering* 5(6), 24-31.
- Möller S., 2006: *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- Müller G., 1971: *Bodenbewegungen beim Schildvortrieb im Untertgrundbahnbau von Hamburg*. Dissertation. TH Aachen.
- O'Reilly M.P., New B.M., 1982: *Settlement above tunnels in the U.K. – their magnitude and prediction*. Tunnelling' 82. Institute of Mining and Metallurgy. London, p. 137-181.
- Peng S.S., Chiang H.S., 1984: *Longwall Mining*. John Wiley & Sons, Inc. New York.
- Rodriguez-Roa F., 2002: *Ground subsidence due to a shallow tunnel in dense sandy gravel*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE 128(5), p. 426-434.
- Sagaseta C., 1987: *Analysis of undrained soil deformation due to ground loss*. Geotechnique 37 (3), p. 301-320.
- Simanjuntak T.D.Y.F., Marence M., Schleiss A.J., Mynett A.E., 2012: *Design of Pressure Tunnels Using a Finite Element Model*. The International Journal on Hydropower & Dams 19 (5), p. 98-105.
- Schmidt B.V., 1974: *Prediction of Settlement due to Tunneling in Soil: Three case Histories*. Rapid Excavation and Tunneling Conference. San Francisco. California. June.
- Sroka A., 1976: *Przybliżona metoda określania przemieszczeń punktów górotworu i powierzchni dla małych, regularnych pól eksploatacyjnych*. Zeszyty naukowe Akademii Górniczo-Hutniczej im. Stanisława Staszica, Geodezja, z. 46, Kraków 1976, s. 81-94.
- Sroka A., Bartosik-Sroka T., 1976: *Obliczanie wartości wskaźników deformacji górotworu i powierzchni*. Rudy i Metale Nieżelazne, R 21, Katowice 1976, nr 10, s. 366-370.
- Szechy K. 1973: *The Art Of Tunnelling*. Akademiai Kiado. Budapeszt.
- Tajduś A., Cała M., Tajduś K., 2012: *Geomechanika w budownictwie podziemnym i tunelowaniu*. Wydawnictwo AGH. Kraków.
- Vafaeian M., 1991: *Analysis of soil behaviour during excavation of shallow tunnel*. J. of Southeast Asian Geotechnical Soc. Ground Eng. 22, No. 2, p. 257-267.
- Vermeer P.A., Ruse N., 2001: *Die Stabilität der Tunnelortsbreite in homogenem Baugrund*. In: geotechnik 24 (2001), No. 3, p. 186-193.
- Verruijt A., Booker J.R., 1996: *Surface settlements due to deformations of a tunnel in an elastic half plane*. Geotechnique 46(4), p. 753-756.

Methods for determining change of rock and surface deformation near hollow tunnel

Abstract

The object of this publication is to introduce the essence of a variety of empirical methods, analytical and numerical used to calculate surface deformations in the region of hollow tunnel. The authors presented bunch of methods known and used worldwide, their modifications and conditions of use.

Keywords: Subsidence, tunnel, the impact of hollow tunnel on the surface, radius of the main influence