

## **PLYTA KOLISTA I PIERŚCIEŃ KOŁOWY JAKO FUNDAMENTY ZBIORNIKÓW KOŁOWYCH NA SPRĘŻYSTYM DWUPARAMETROWYM PODŁOŻU WŁASOWA**

Roman Misiak

Warszawa

**Streszczenie.** Opracowanie dotyczy rozwinięcia teorii oddziaływania dwuparametrowego podłoża Własowa na obciążeniu płytą kolistą lub pierścieniem kołowym. Przedstawiono przekształcone i rozszerzone rozwiązanie teoretyczne do postaci umożliwiającej zastosowanie w praktyce inżynierskiej. Wyniki z obliczeń analitycznych porównano z wynikami badań na modelu fizycznym.

**Słowa kluczowe:** dwuparametrowe podłoże Własowa, zbiorniki kołowe, płyty koliste, pierścienie kołowe

### **WSTĘP**

W praktyce projektowej są najczęściej stosowane dwa podejścia dotyczące modelu podłoża gruntowego: prostoliniowy rozkład odporu gruntu w płaszczyźnie posadowienia oraz podłoże Winklera (hipoteza współczynnika podłoża).

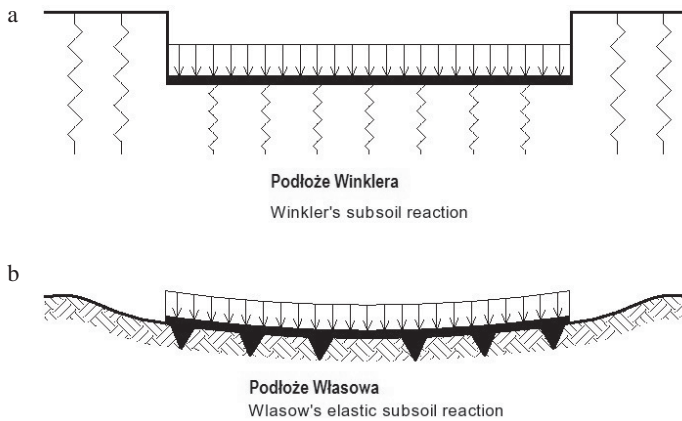
Według podejścia prostoliniowego odporu gruntu przyjmuje się, że dla obciążenia symetrycznego względem osi płyty lub osi przekroju pierścienia fundamentowego odpór gruntu jest prostokątny (równomierny), natomiast dla obciążenia mimośrodowego jest trapezowy. Podłoże Winklera można przyrównać do zespołu sprężyn niepowiązanych ze sobą (rys. 1a).

W dotychczasowej praktyce projektowania zbiorników kołowych posadowionych poniżej zwierciadła wody gruntowej przyjmowano równomierny odpór podłoża gruntowego spowodowany siłami przyłożonymi na krawędzi płyty dennej. Takie założenie prowadzi do powstawania dość dużych momentów zginających w prześle płyty i w miejscu połączenia płyty ze ścianą, a zatem grubości tych elementów są dość znaczne.

---

Adres do korespondencji – Corresponding author: Roman Misiak, ul. Igańska 20 m. 114, 04-087 Warszawa, e-mail: roman.misiak@poczta.onet.pl

© Copyright by Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2015



Rys. 1. Modele podłoża gruntowego  
Fig. 1. Subsoil models development

W przypadku posadowienia zbiornika powyżej zwierciadła wody gruntowej przyjmuje się w obliczeniach, że płyta dna spoczywa na podłożu Winklera. Takie przyjęcie powoduje koncentrację sił wewnętrznych w pobliżu miejsca przyłożenia obciążeń i zanikanie sił wewnętrznych w płycie dennej w miarę oddalania rozpatrywanego przekroju od miejsca przyłożenia siły. Wartości momentów zginających i sił normalnych są dużo mniejsze dla podłoża Winklera niż wyliczone dla równomiernego odporu gruntu.

Rozwiązaniem, które jeszcze bardziej rozszerza wpływ fizycznych własności podłoża gruntowego na wynik końcowy, jest model warstwy sprężystej. Grunt w tym modelu jest traktowany jako ciało ciągłe jednorodne i sprężyste, zalegające w warstwie o miąższości  $H_S$  nieograniczonej z boków. Mając na uwadze fakt, że w praktyce zazwyczaj jest  $\frac{HS}{R} > 2,5$  (gdzie  $R$  – promień płyty dennej), wykazano, iż dla tego warunku można przyjmując w obliczeniach  $H_S = \infty$ , co znacznie upraszcza obliczenia bez uszczerbku dla dokładności wyników. W rezultacie model sprowadza się do jednowarstwowej półprzestrzeni sprężystej określonej w niniejszym opracowaniu jako dwuparametrowe podłoże Własowa. W tym modelu własności podłoża gruntowego są określone modułem odkształcenia ( $E_o$ ) i współczynnikiem Poissona ( $\nu_{gr}$ ). Jak wiadomo, własności te są niezależne od wymiarów i kształtu konstrukcji. Jednocześnie model dwuparametrowego podłoża Własowa wprowadza do rozwiązania wpływ sił ścinających w podłożu oraz uwzględnia zanikanie osiadań w głąb podłoża i sztywność płyty dennej. W efekcie otrzymuje się kształt przemieszczeń powierzchni podłoża pokazany na rysunku 1b.

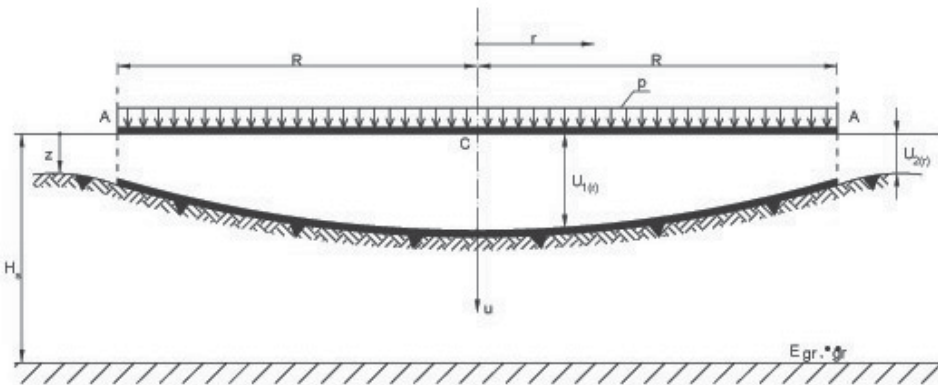
Celem pracy było podanie prostej metody w prowadzeniu obliczeń statycznych, która może być wykorzystana w praktyce inżynierskiej, dotyczącej projektowania konstrukcji zbiorników kołowych. Założono hipotezę roboczą, że proponowana metoda daje wyniki bardziej poprawne w stosunku do wyników z hipotezy Winklera, albowiem jest dokładnym rozwinięciem wzorów hipotezy Własowa. Hipotezę tę weryfikowano, wykorzystując obliczenia statyki konstrukcji modelu zbudowanego z pleksiglasu, posadowionego na piasku, i na badaniu identycznego modelu fizycznego.

## METODYKA BADAŃ

Metodyka badań polegała na ocenie wpływu zależności współczynników charakterystycznych, stosunku tych współczynników oraz wpływu sił ścinających w podłożu gruntowym na odpór gruntu pod płytą. Realizacja tych badań polegała na obliczeniach dotyczących przypadków skrajnych.

Przeprowadzono dwa obliczenia dla płyty kołowej i jedno dla pierścienia kołowego.

### Płyta kolista pod obciążeniem $p$ rozłożonym na całej powierzchni (rys. 2)



Rys. 2. Płyta kolista na dwuparametrowym podłożu Własowa  
Fig. 2. Circular tank on two-parameter Vlasov's elastic subsoil

Zależność między przemieszczeniem podłoża a odporem gruntu określono według Własowa i Leontiewa [1960]:

$$p_{(r)} = k_p u_{1(r)} - 2t_p \nabla^2 u_{1(r)} \quad (1)$$

$$\text{gdzie: } k_p = \frac{\gamma_o E_o}{2(1-\nu_o^2)R} \left[ \frac{\sinh\left(\gamma_o \frac{H_S}{R}\right) \cdot \cosh\left(\gamma_o \frac{H_S}{R}\right) + \gamma_o \frac{H_S}{R}}{\sinh^2\left(\gamma_o \frac{H_S}{R}\right)} \right] \quad (2)$$

$$t_p = \frac{RE_o}{8(1+\nu_o)\gamma_o} \left[ \frac{\sinh\left(\gamma_o \frac{H_S}{R}\right) \cdot \cosh\left(\gamma_o \frac{H_S}{R}\right) - \gamma_o \frac{H_S}{R}}{\sinh^2\left(\gamma_o \frac{H_S}{R}\right)} \right] \quad (3)$$

$$L_o = \sqrt[4]{\frac{D_p}{k_p}}, \quad D_p = \frac{E_p h_p^3}{12(1-\nu_p^2)}, \quad E_p - \text{współczynnik sprężystości materiału płyty,}$$

$$\xi_R = \frac{R}{L_o} \text{ i } \alpha_o = \sqrt{\frac{k_p}{2t_p}} L_o, \nabla^2 - \text{kwadrat operatora Laplace'a.}$$

Zależność współczynnika rozkładu przemieszczeń w gruncie pod płytą ma postać [Własow i Leontiew 1960]:

$$\psi_z = \frac{\sinh\left(\gamma_o \frac{H_S - z}{R}\right)}{\sinh\left(\gamma_o \frac{H_S}{R}\right)} \quad (4)$$

a wartości współczynnika  $\gamma_o$ , wynoszące 1,0 i 1,5, zostały podane przez Własowa jako przykładowe.

Zatem współczynnik  $\gamma_o$ , zależny od sprężystych własności podłoża i charakteryzujący prędkość zanikania osiadań w głąb podłoża, powinien być określony. Aby to osiągnąć, wprowadzono praktyczne uproszczenie w postaci: dla  $\frac{H_S}{R} > 2,5$  przyjęto  $\frac{H_S}{R} \rightarrow \infty$ .  
Zatem:

$$k_p = \frac{\gamma_o E_o}{2(1 - \nu_o^2)R} \quad (5)$$

$$t_p = \frac{R E_o}{8(1 + \nu_o)\gamma_o} \quad (6)$$

$$\text{oraz } \alpha_o \xi_R = R \sqrt{\frac{k_p}{2t_p}}, \sqrt{\frac{k_p}{2t_p}} = \frac{\gamma_o}{R} \sqrt{\frac{2}{1 - \nu_o}}, \alpha_o \xi_R = \gamma_o \sqrt{\frac{2}{(1 - \nu_o)}}.$$

Określenie wielkości współczynnika  $\gamma_o$  przeprowadzono na podstawie osiadania całkowicie sztywnej płyty kolistej (okrągłego stempla), leżącej na sprężystej półprzestrzeni [Własow i Leontiew 1960]. Przyjęto odpory gruntu  $q$  i  $Q$ , gdzie  $q$  jest równomiernym odporem pod płytą, a  $Q$  – umowną siłą zastępczą, charakteryzującą wpływ podłoża znajdującego się poza krawędzią płyty.

Według Własowa i Leontiewa [1960]:  $q = k_p u$ , natomiast osiadanie tej płyty na podłożu Winklera może być określone zależnością:  $u_w = \frac{q}{C}$ . Przyrównując  $u_w = u$ , otrzymuje się  $k_p = C$ , gdzie  $C$  – współczynnik podatności podłoża Winklera.

$$\text{Z równości } k_p = C, \text{ otrzymano: } \frac{\gamma_o E_o}{2(1 - \nu_o^2)R} = C, \text{ z czego wynika, że}$$

$$\gamma_o = \frac{2(1 - \nu_o^2)RC}{E_o}.$$

Według Piętkowskiego [1957]:  $C = (2,67 \div 2,50) \frac{E_o}{2R}$ . Przyjmując  $C = \frac{8}{3} \cdot \frac{E_o}{2R}$ , otrzymuje się:

$$\gamma_o = \frac{8}{3}(1 - \nu_o^2) \quad (7)$$

gdzie:  $\nu_o = \frac{\nu_{gr}}{1 - \nu_{gr}}$ .

W rezultacie otrzymuje się:  $k_p = \frac{4E_o}{3R}$  (8)

$$\alpha_o = \frac{\gamma_o}{S} \sqrt{\frac{2}{1 - \nu_o}} \quad (9)$$

a przyjmując oznaczenie  $\xi_R = s$ , będzie  $s = \frac{2}{\sqrt[4]{\frac{E_p}{(1 - \nu_p^2)E_o} \left(\frac{h_p}{R}\right)^3}}$

gdzie:  $s$  – wskaźnik sztywności płyty,

$E_o = \frac{E_{gr}}{1 - \nu_{gr}^2}$  – moduł ściśliwości podłoża gruntowego,

$E_{gr}$  – moduł sprężystości podłoża gruntowego,

$h_p$  – wysokość przekroju płyty,

$\nu_p$  – współczynnik Poissona materiału płyty.

Rozpatrując skrajny przypadek płyty żelbetowej dla danych:  $E_p = 32\,500$  MPa oraz  $E_o = 10$  MPa i  $\frac{R}{h_p} = 5$ , otrzymuje się: mini  $s = 0,88$ . Zatem dla konstrukcji żelbetowych orientacyjnie można przyjąć  $s \geq 0,9$ .

Pozostała jeszcze do określenia zależność dla kąta  $\varphi$  wchodzącego do funkcji Bessela. Funkcje Bessela w rozpatrywanym przypadku ze względów matematycznych zawierają się w obszarze  $\frac{\pi}{4} \leq \varphi < \frac{\pi}{2}$ .

W opracowaniu Koreniewa i Czernigowskiej [1962] podano następującą zależność na kąt  $\varphi$ :

$$\varphi = \frac{1}{2} \arccot \left( -\frac{b_o}{\sqrt{1 - b_o^2}} \right) \quad (10)$$

gdzie:  $b_o = \frac{2t_p I_o^2}{2D_p} = \frac{(1 - \nu_o)s^2}{4\gamma_o^2}$ .

Po oznaczeniu:  $\gamma_1 = \frac{\sqrt{1-\nu_o}}{\gamma_o}$ ,  $a_o = \gamma_1 s$ ,  $c_o = a_o^2$ , otrzymuje się  $b_o = \left(\frac{1}{2} \gamma_1 s\right)^2 = \frac{1}{4} c_o$ .

Ze względu na wyrażenie znajdujące się pod pierwiastkiem dla funkcji  $\varphi$  powinien być spełniony warunek  $b_o^2 < 1$ , skąd otrzymuje się  $s < \frac{2}{\gamma_1}$ .

Wyniki z powyższego warunku zestawiono w tabeli 4 na str. 14 pracy Misiaka [2008], zakres wartości  $s_{\max}$  zawiera się w powyższym warunku.

Z warunku  $s < \frac{2}{\gamma_1}$  dla  $\nu_{gr} = 0,25$  i  $s_{\max} = 5,805$  otrzymuje się mini  $\gamma_1 = 0,3444$ , a wyniki dla czynnika  $b_o$  zawierają się w granicach:

$$\text{mini } b_o = \left(\frac{1}{2} \cdot 0,3444 \cdot 0,9\right)^2 = 0,02403,$$

$$\text{max } b_o = \left(\frac{1}{2} \cdot 0,3444 \cdot 5,805\right)^2 = 0,9992,$$

z kolei zakres wartości kąta  $\varphi$ :

$$\text{mini } \varphi = \frac{1}{2} \left[ 90^\circ - \arctan \left( -\frac{0,02403}{\sqrt{1-0,02403^2}} \right) \right] = 45,7^\circ,$$

$$\text{max } \varphi = \frac{1}{2} \left[ 90^\circ - \arctan \left( -\frac{0,9992}{\sqrt{1-0,9992^2}} \right) \right] = 88,9^\circ.$$

Zatem jest spełniony warunek  $45^\circ \leq \varphi < 90^\circ$ .

Jak widać, zakres wartości  $s_{\max}$  również zawiera się w warunku  $45^\circ \leq \varphi < 90^\circ$ .

W przypadku większych wartości  $s$  niż obliczone  $s_{\max}$  z warunku  $s < \frac{2}{\gamma_1}$  można korzystać z przedstawionego rozwiązania, wprowadzając do wszystkich zależności wartość  $s_{\max}$ .

Przemieszczenia krawędzi płyty wyznacza się z zależności:

- przemieszczenie pionowe

$$u_A = u_1(\xi=s)$$

- kąt obrotu

$$\varphi_A = \frac{du_1}{dr}(\xi=s).$$

Po podstawieniu odpowiednich wielkości otrzymuje się:

- przemieszczenie pionowe

$$u_A = \frac{pR}{E_o} \left( \frac{3}{4} - \frac{\gamma_1 f_g}{\sqrt{2}} B_{41} \right) \quad (11)$$

– kąt obrotu

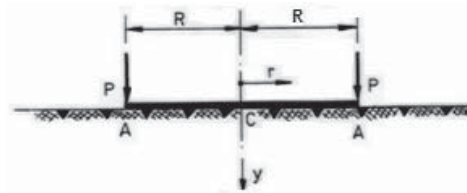
$$\varphi_A = -\frac{p\gamma_1 f_g}{\sqrt{2}E_o} B_{42} \quad (12)$$

gdzie współczynniki:  $f_g, B_{41}, B_{42}$  zależą od zmodyfikowanych funkcji Bessela zerowego rzędu, drugiego rodzaju i są przedstawione w pracy Misiaka [2008]. Ponadto w pracy tej podano ostateczne wzory do obliczania przemieszczeń i sił wewnętrznych.

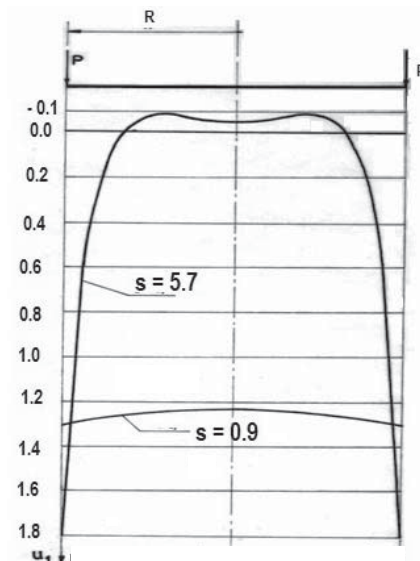
**Płyta kolista pod obciążeniem siłą  $P$  rozłożoną równomiernie liniowo na krawędzi**  
(rys. 3)

Odpór podłoża pod płytą jest opisany zależnością:

$$p_P = \frac{P}{R} U_1 \quad (13)$$



Rys. 3. Płyta kolista pod obciążeniem siłą liniową  
Fig. 3. Circular slab under linear forces on the edge



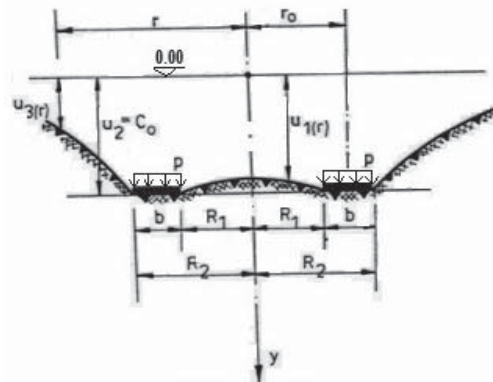
Rys. 4. Wykresy przemieszczeń pionowych  
Fig. 4. Diagram of vertical settlement

Na rysunku 4 podano wykresy zależności przemieszczeń pionowych ( $U_1$ ) płyty dla  $\nu_{gr} = 0,3$  i skrajnych wartości wskaźnika sztywności ( $s$ ). W przypadku gdy wartość  $s$  jest bliska wartości  $s_{max}$ , a wpływ obciążenia siłą krawędziową ( $P$ ) odrywa część środkową płyty od podłoża, należy zapewnić, aby ciężar płyty eliminował to odrywanie.

Stosując hipotezę równomiernego odporu gruntu ( $U_1 = 2$ ), otrzymuje się:  $p_p = \frac{P}{R} \cdot 2$ , zatem widać dużą różnicę wyników.

Poza tym opracowano ostateczne postacie wzorów pionowych przemieszczeń krawędzi, kątów obrotu krawędzi oraz momentów promieniowych i równoleżnikowych zginających płytę [Misiak 2008].

### Pierścień kołowy obciążony równomiernie pionowo na całej szerokości (rys. 5)



Rys. 5. Pierścień kołowy

Fig. 5. Foundation ring under wall loading

Na podstawie ogólnych matematycznych zależności [Własow i Leontiew 1960] otrzymano szczególne zależności na osiadanie i naprężenie pod pierścieniem w postaci:

$$u_g = \frac{p}{C_p} \quad (14)$$

$$\sigma_g = \frac{4p}{3k_o \left( R_o + \frac{1}{2} \right)} \quad (15)$$

gdzie: wartości  $k_o$  podano w pracy Misiaka [2008],  $C_p = \frac{k_o E_o}{b}$ .

W celu weryfikacji obliczeń przeprowadzono badania na modelu fizycznym. W badaniach tych porównano wykresy naprężeń w gruncie pod płytą i pierścieniem fundamentowym otrzymane w laboratorium [ITB 1979] z wynikami teoretycznymi [Misiak 1981]. Model fizyczny zbudowany był z pleksiglasu, którego ściana została utwierdzona w pierścieniu fundamentowym, a pierścień sklejonny z płytą denną. Spoczywał on na pia-



sku przygotowanym w dwóch wariantach: 1) o wilgotności naturalnej, 2) nawodniony do poziomu płyty dennej. Ściana wraz z pierścieniem fundamentowym i płytą denną były obciążone hydrostatycznym ciśnieniem rtęci, poza tym na koronie ściany została przyłożona siła ciągła wciskająca model w podłoże gruntowe. Moduł ściśliwości podłoża gruntowego ( $E_o$ ) został wyznaczony z badań fizycznych. Grubość warstwy podłoża gruntowego spełniała warunek  $\frac{H_S}{R} > 2,5$ .

## WYNIKI BADAŃ

Rozważając postać wskaźnika sztywności płyty ( $s$ ), otrzymuje się następujące wyniki: dla płyty nieskończenie sztywnej  $s = 0$ , dla płyty nieskończenie wiotkiej  $s = \infty$ ; natomiast jeśli podłoże jest nieskończenie wiotkie ( $E_o \rightarrow 0$ ), wówczas płyta staje się nieskończenie sztywna i odwrotnie, gdy podłoże będzie nieskończenie sztywne ( $E_o \rightarrow \infty$ ), płyta stanie się nieskończenie wiotka.

W zależności na przemieszczenie pionowe (11) pierwszy człon w nawiasie  $\frac{3}{4}$  przedstawia wpływ odporu podłoża znajdującego się pod płytą, drugi człon przedstawia wpływ oddziaływania podłoża znajdującego się poza krawędzią płyty. Stosunek tych oddziaływań ma postać:

$$n = \frac{4\gamma_1 f_g B_{41}}{3\sqrt{2}} \quad (16)$$

Wartości otrzymane z funkcji (16) pokazują, że im bardziej płyta jest wiotka, tym większy jest udział podłoża znajdującego się poza jej krawędzią. Udział ten zawiera się w granicach od 35% dla płyty nieskończenie sztywnej ( $s = 0$ ) do 56% dla płyty nieskończenie wiotkiej ( $s > 5,7$ ) w stosunku do oddziaływania podłoża znajdującego się bezpośrednio pod płytą.

Rozpatrując odpór gruntu pod płytą wiotką ( $s = 5,7$ ) okazuje się, że w obszarze centralnym o zasięgu równym około  $0,7R$  występuje odpór gruntu równy obciążeniu, a zbliżając się do krawędzi płyty odpór maleje do wartości równej około  $0,5p$ . Dla płyty bardzo sztywnej ( $s = 0,9$ ) odpór gruntu jest prawie równomierny, o wartości około  $0,65p$ , co oznacza, że pozostała część obciążenia jest przenoszona przez grunt znajdujący się poza krawędzią płyty. Takie wyniki uzyskano dzięki uwzględnieniu wpływu sił ścinających w podłożu.

Naprężenia pod pierścieniem obliczone według wzoru (15) mogą mieć wartości:

- dla  $v_{gr} = 0,4$  i  $R_o = 0,5$  (pierścień staje się płytą nieskończenie sztywną – okrągły stempel)

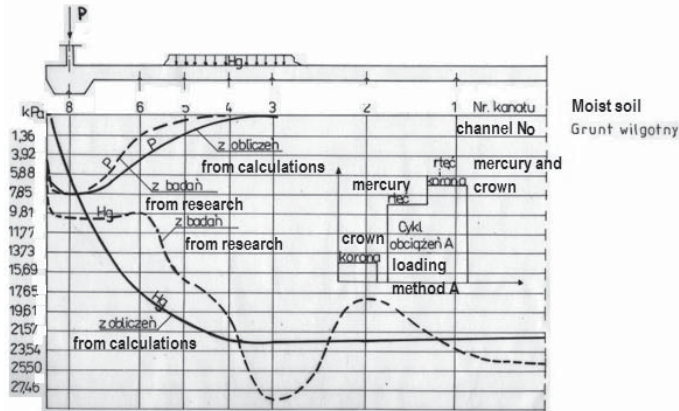
$$\sigma_g = \frac{4 \cdot p}{3 \cdot 2,1564(0,5 + 0,5)} = 0,6183 \cdot p$$

- dla  $v_{gr} = 0,2$  i  $R_o = 24,0$  (pierścień bardzo rozległy w rzucie)

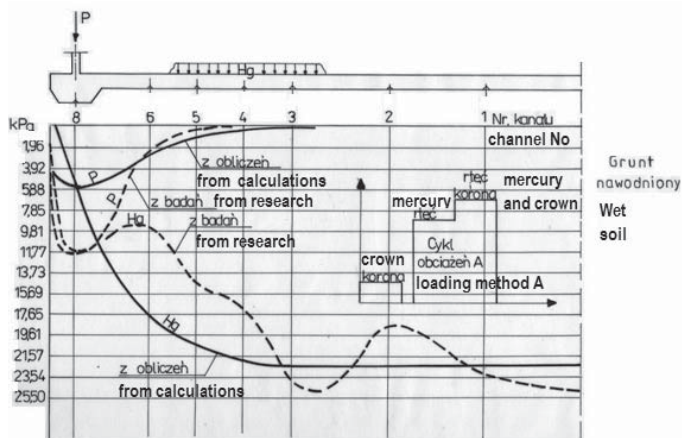
$$\sigma_g = \frac{4 \cdot p}{3 \cdot 0,7029(24,0 + 0,5)} = 0,07742 \cdot p$$

Jak widać, im pierścien jest bardziej rozległy, tym naprężenia na grunt bezpośrednio pod pierścieniem są mniejsze. Zależności powyższe uwzględniają wpływ sił ścinających w gruncie, w wyniku czego część obciążenia  $p$  jest przenoszona na grunt leżący poza obrysem pierścienia. Pomijając wpływ sił ścinających w gruncie (np. podłoże Winklera), otrzymuje się  $\sigma_g = p$ , a zatem uwzględnienie sił ścinających dowodzi, że grunt leżący poza obrysem pierścienia przenosi od  $(1 - 0,6183) \cdot 100 = 38\%$  obciążenia w przypadku okrągłego stępła do  $(1 - 0,07742) \cdot 100 = 92\%$  obciążenia w przypadku bardzo rozległego pierścienia.

Na rysunkach 6 i 7 podano wyniki z badań na modelu fizycznym. Symbol „Hg” oznacza obciążenie rtecą o słupie równym głębokości zbiornika, a litera „P” oznacza siłę ciągną przyłożoną na koronie zbiornika. Z porównania wykresów wynika, iż w gruncie wilgotnym wartości porównywanych naprężeń są bardzo bliskie, natomiast w gruncie nawodnionym przy obciążeniu siłą „P”, wyniki są rozbieżne pod pierścieniem fundamentowym.



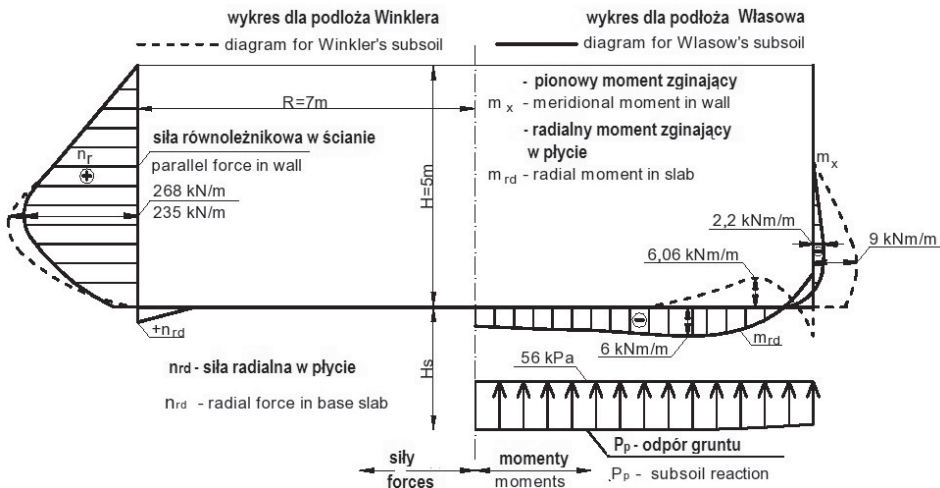
Rys. 6. Wykresy naprężeń w gruncie wilgotnym  
Fig. 6. Stress diagram in moist soil



Rys. 7. Wykresy naprężeń w gruncie nawodnionym  
Fig. 7. Stress diagram in wet soil

Można przypuszczać, że ta różnica nie mogła być spowodowana wpływem wody w podłożu, albowiem nie obserwuje się tego wpływu w pozostałych wynikach; zatem przyczyna może leżeć w niedokładnościach badania, zwłaszcza że wykres leżący poza pierścieniem fundamentowym jest podobny do wykresu otrzymanego z badań w gruncie wilgotnym. Poza tymi badaniami fizycznymi badano wartości uogólnionych sił wewnętrznych w konstrukcji zbiornika. Zainteresowani mogą je znaleźć w pracy Misiaka [2008].

Na rysunku 8 przedstawiono wyniki obliczeń zbiornika wypełnionego cieczą na podłożu Własowa i wyniki obliczeń zbiornika na podłożu Winklera, które otrzymano z przykładu liczbowego dla zbiornika o średnicy 14 m i głębokości 5 m.



Rys. 8. Wykresy momentów zginających i sił równoleżnikowych

Fig. 8. Bending moment and force diagrams for circular tank under consideration

## PODSUMOWANIE

Opracowanie przedstawia sposób doprowadzenia teoretycznego ogólnego rozwiązania Własowa do teoretycznego rozwiązania szczególnego. Rozwiązanie szczególne ma postać końcową, to znaczy, że wszystkie człony wzorów są przygotowane na przyjęcie konkretnych wartości. Wynik taki otrzymano, przekształcając odpowiednio zależności teoretyczne oraz wyprowadzając wielkość współczynnika  $\gamma_o$  (7), zależnego od sprężystych własności podłoża i charakteryzujące prędkość zanikania osiadań w głąb podłoża, oraz wskaźnika sztywności płyty ( $s$ ). Z opracowania wynika również, że przyjmowana czasem zasada równomiernego odporu gruntu pod płytą leżącą na gruncie nawodnionym i obciążoną na krawędzi jest nie do przyjęcia, jak na to wskazują wykresy na rysunku 7 oznaczone literą „P”.

Z porównania wykresów uogólnionych sił wewnętrznych na rysunku 8 wynika, że wartość maksymalnej siły równoleżnikowej w ścianie obliczonej dla podłoża Winklera jest o 14% większa od siły obliczonej dla dwuparametrowego podłoża Własowa, nato-

miast wykresy momentów zginających w ścianie i płycie dennej powodują rozciąganie z przeciwnych stron przekroju, przy czym wartości bezwzględne ekstremalnych momentów zginających obliczonych dla podłoża Winklera są w ścianie czterokrotnie, a w płycie o 1% większe od momentów obliczonych dla dwuparametrowego podłoża Własowa. Różnica znaków w wykresach momentów zginających jest spowodowana przyjęciem dla podłoża Winklera założenia, iż obciążenie rozłożone równomiernie na płycie dennej (np. obciążenie cieczą wypełniającą zbiornik) powoduje jej równomierne osiadanie (wszystkie sprężynki zostają jednakowo skrócone – rys. 1a), w wyniku czego krawędź płyty pod wpływem tego obciążenia nie doznaje obrotu. Natomiast w modelu dwuparametrowego podłoża Własowa obciążenie równomiernie rozłożone na całej powierzchni płyty powoduje obrót jej krawędzi (rys. 2), co ma bezpośredni wpływ na kształt wykresu momentów zginających w całym zbiorniku i co również powoduje zmniejszenie wartości siły równoleżnikowej w ścianie. Porównanie powyższe wykazuje poważne korzyści wynikające z zastosowania modelu dwuparametrowego podłoża Własowa w projektowaniu zbiorników kołowych, polegające zarówno na oszczędności materiału konstrukcyjnego, jak i na właściwym rozmieszczeniu wkładek zbrojenia w przypadku zbiorników żelbetowych.

Z dokonanych porównań wyników badań fizycznych z wynikami obliczeń na podstawie zastosowanego modelu dwuparametrowego podłoża Własowa można przyjąć, iż podane rozwiązanie kwalifikuje się do zastosowania w praktyce projektowej.

## PIŚMIENNICTWO

- ITB (1979). Badania modelowe zbiornika kołowego o ścianach utwierdzonych w płycie dennej. Praca naukowo-badawcza Nr NW-71. Maszynopis. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
- Koreniew, B.G., Czernigowskaja, E.J. (1962). Rasczet plit na uprugom osnowanii. Moskwa.
- Misiak, R. (1981). Prefabrykacja wybranych elementów instalacji technologicznych oczyszczalni ścieków i stacji uzdatniania wody – zbiorniki kołowe prefabrykowane. Porównanie analizy teoretycznej z wynikami badań modelowych. Nr archiw. 8470. Maszynopis. Biuro Projektów Gospodarki Wodno-Ściekowej „Prosan”, Warszawa.
- Misiak, R. (2008). Powłoki wybrane. Zbiorniki kołowe na sprężystym dwuparametrowym podłożu Własowa ([www.powlokiwybrane.pl](http://www.powlokiwybrane.pl)).
- Misiak, R., Płaskowski, Z. (1973). Zbiorniki kołowe. Arkady, Warszawa.
- Piętkowski, R. (1957). Mechanika gruntów. BA, Warszawa.
- Własow, W.Z., Leontiew, N.N. (1960). Bálki, plity i oboloczki na uprugom osnowanii. Moskwa .

## CIRCULAR TANKS ON TWO-PARAMETER VLASOV'S ELASTIC SUBSOIL

**Abstract.** This note describes the results of analyses of calculating circular tank embedded in an isotropic homogeneous elastic half-space as introduced by Vlasov and compared with analyses of the same tank in discrete soil as introduced by Winkler. The study made an attempt to see how not so widely used theoretical model of soil can influence soil-structure interaction. Based on the finding it was revealed that Vlasov's elastic subsoil hypothesis is in advantage over Winkler's model. The theoretical computations were validated by comparing them with the tested model research in very similar conditions to the natural environment. The data from model testing in dry sand and wet sand were collected in 1979.

**Key words:** Vlasov's elastic subsoil, circular tanks, circular slab, circular bush

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 20.06.2015

Cytowanie: Misiak, R. (2015). Płyta kolista i pierścień kołowy jako fundamenty zbiorników kołowych na sprężystym dwuparametrowym podłożu Własowa. *Acta Sci. Pol., Architectura*, 14(2), 75–87.