

## POSADOWIENIE ZBIORNIKÓW PALIWOWYCH NA GRUNTACH UWARSTWIONYCH

Dr hab. inż. Kazimierz Gwizdała, prof. PG, dr inż. Adam Krasiński,  
dr inż. Tadeusz Brzozowski, dr inż. Marcin Cudny  
Katedra Geotechniki Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej

W rejonie delty Wisły często występują specyficzne warunki gruntowe, charakteryzujące się bardzo głębokim zaleganiem gruntów słabych, nawet do głębokości 25,0 m ppt. Słabe warstwy, zbudowane z namulów, przewarstwione są ciągłymi warstwami piasków średniozagęszczonych i zagęszczonych o miąższości około 5 ÷ 7 m.

W takich warunkach wykonanie pali fundamentowych, dochodzących do piasków leżących pod najniższymi namułami, wymaga zastosowania pali o długościach niejednokrotnie przekraczających 28,0 m i jest bardzo kosztowne. W przypadku dużych i ciężkich obiektów takie rozwiązanie posadowienia może być nieuniknione (np. fundamenty mostu Jana Pawła II w ciągu Trasy im. Sucharskiego w Gdańsku [4] lub niektórych obiektów Rafinerii Gdańskiej [1]).

Przy obiektach lżejszych i o mniejszym znaczeniu, można przeanalizować możliwość zastosowania krótszych pali, doprowadzonych do jednej z płytszych warstw piasków. W taki sposób, w tym samym rejonie Gdańska co wyżej wymienione obiekty, posadowiono np. wiadukty i estakady drogowe na palach Franki i Vibro-Fundex, których podstawy zakończono w piaskach zalegających pomiędzy warstwami namulów. Rezultat takiego rozwiązania okazał się pozytywny.

Posadowienie obiektów na fundamentach palowych, których podstawy pali zakończone są w gruntach nośnych znajdujących się pomiędzy warstwami o małej wytrzymałości na ścinanie i znacznej odkształcalności (np. namuły lub ily plastyczne i miękkoplastyczne) nastęrcza znacznych trudności obliczeniowych a szczególnie miarodajnej oceny wielkości osiadań, czasu konsolidacji oraz wzajemnego oddziaływania budowli na siebie i mniejsze obiekty sąsiednie.

Analizę zachowania się budowli w takich warunkach prowadzono za pomocą badań modelowych, terenowych oraz obliczeń analitycznych, patrz np. [1, 2, 3].

W artykule przedstawiono przypadek posadowienia zbiorników paliwowych w podobnych warunkach geotechnicznych, jak opisane powyżej. Umiarkowane wartości nacisków, jak również mała wrażliwość konstrukcji zbiorników na osiadania i dość tolerancyjne wymogi dotyczące wielkości osiadań były czynnikami uzasadniającymi zastosowanie posadowienia na palach zakończonych w pośrednich warstwach piasków, leżących pomiędzy namułami.

Przeanalizowano dwa warianty rozwiązań posadowienia:

wariant 1 – posadowienie na krótkich palach wbijanych Vibrex lub kolumnach betonowych wykonanych w technologii wibrowymiany,

wariant 2 – posadowienie na dłuższych palach wbijanych Vibro-Fundex.

W obu przypadkach podstawy kolumn i pali kończyły się jednak w piaskach ponad niżej leżącymi warstwami namulów.

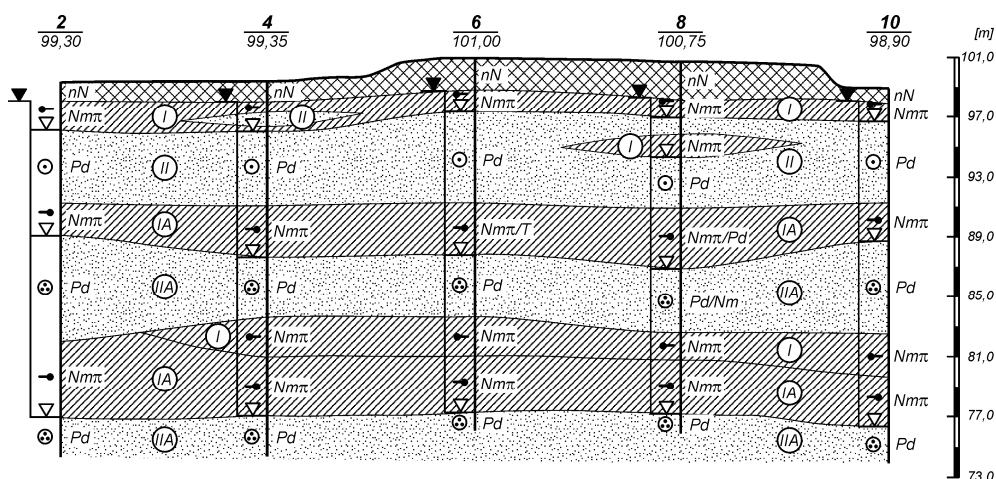
Dla wymienionych wyżej wariantów posadowienia przeprowadzono analizy obliczeniowe obejmujące stany graniczne nośności i użyteczności.

### WARUNKI GRUNTOWE

Analizowana inwestycja leży na obszarze Żuław Wiślanych, charakteryzującym się złożoną i niekorzystną budową geotechniczną podłoża gruntowego, polegającą na występowaniu warstw słabych gruntów organicznych do znacznej głębokości. Teren w tym rejonie jest ogólnie płaski z niewielkimi nierównościami  $\pm 1,0$  m.

Podłoże gruntowe zbudowane jest z leżących na przemian warstw piasków drobnych i namulów pylastych, przy czym warstwy namulów występują w trzech poziomach. Układ warstw w całym obszarze jest w przybliżeniu poziomy i jednakowy. Pod wierzchnią warstwą nasypów, do głębokości od 3 do 5 m ppt., zalega pierwsza warstwa namulów (warstwa nr I). Namuły te są w stanie miękkoplastycznym ( $I_L \approx 0,80$ ). Poniżej występuje pierwsza warstwa piasków drobnych (warstwa II), w stanie średniozagęszczonym ( $I_D = 0,50$ ) o miąższości od 3,5 do 5 ÷ 6 m. Dalej zalega druga warstwa namulów w stanie miękkoplastycznym (warstwa nr I,  $I_L \approx 0,80$ ) i lokalnie w stanie plastycznym (warstwa nr IA,  $I_L = 0,40$ ). Namuły te zalegają przeważnie do głębokości 10,5 – 11,0 m ppt.. Kolejną warstwą jest druga warstwa piasków drobnych w stanie zagęszczonym (warstwa nr IIA,  $I_D = 0,75 \div 0,80$ ) o miąższości od 4,0 do 6,0 m i więcej. Poniżej zalega trzecia (ostatnia) warstwa namulów, które w górnej części są w stanie miękkoplastycznym (warstwa I), a głębiej – w stanie plastycznym (warstwa IA). Miąższość ostatnich namulów jest znaczna – wynosi od 4 m do lokalnie ponad 6 m. Namuły te zalegają do głębokości około 24 m ppt. Poniżej występuje ostatnia warstwa piasków drobnych zagęszczonych (warstwa nr IIA,  $I_D = 0,80$ ). Przykładowy profil geotechniczny przedstawiono na rys. 1.

Należy zwrócić uwagę, że w programie badań podłoża gruntowego zabrakło niestety bardziej wiarygodnych badań in situ, np. testów statycznego sondowania (CPT, CPTU, SCPTU) czy badań dylatometrycznych (DMT) i presjometrycznych (PMT).



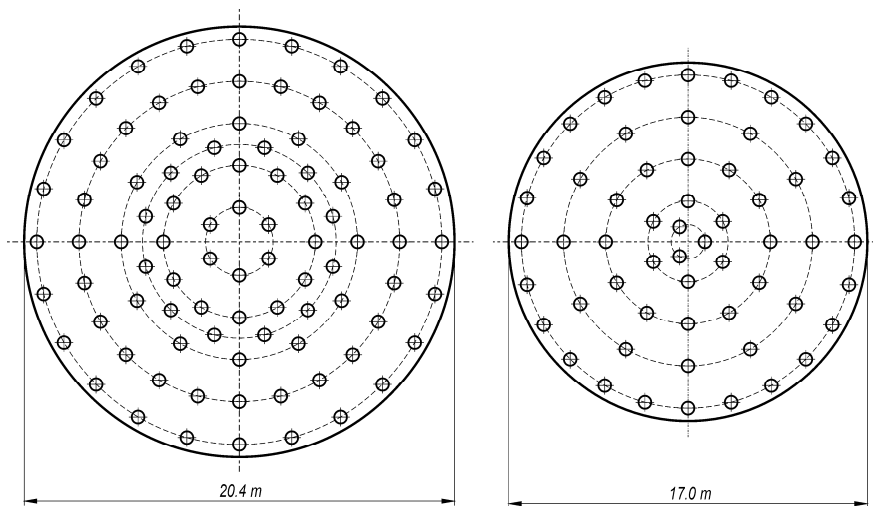
Rys. 1. Przykładowy profil geotechniczny z rejonu posadowienia projektowanych zbiorników

### OPIS KONSTRUKCJI ZBIORNIKÓW

Rozpatrywany przypadek dotyczy 5 cylindrycznych zbiorników stalowych na paliwa płynne, z których 2 są o pojemności  $V_1 = 1000 \text{ m}^3$ , a 3 o pojemności  $V_2 = 2000 \text{ m}^3$ . Wysokość zbiorników wynosi około 10 i 12 m. Fundamenty zbiorników stanowią kołowe płyty żelbetowe o grubości 0,98 m na brzegach i 0,85 m - w części środkowej, oparte na palach lub kolumnach betonowych. Średnice zewnętrzne płyt fundamentowych wynoszą odpowiednio 17,0 m i 20,4 m. Zbiorniki i ich fundamenty zaprojektowano na dwa przypadki obciążeń. Pierwszy przypadek to faza eksploatacji, dla której średnie naciski na grunt pod płytami fundamentowymi wynoszą około 100 kPa. Drugi przypadek to tzw. próba wodna, dla której średnie naciski na grunt wynoszą około 120 kPa.

### WARIANT 1 - ANALIZA POSADOWIENIA OBIEKTÓW NA KRÓTKICH PALACH LUB KOLUMNACH

Płyty fundamentowe zbiorników przewidywano pierwotnie posadowić na krótkich palach żelbetowych wbijanych lub kolumnach betonowych o długości  $L = 4,0 \div 6,0 \text{ m}$ , doprowadzonych do warstwy nr II – piasków drobnych średniozagęszczonych. W celu dogęszczenia piasków warstwy II i zwiększenia ich nośności zaproponowano pale wbijane Vibrex  $\phi 508 \text{ mm}$  z podstawą powiększoną do  $\phi 760 \text{ mm}$  lub kolumny betonowe wykonywane metodą wibrowymiany o średnicy  $\phi 600 \text{ mm}$  z powiększoną podstawą do  $\phi 800 \text{ mm}$ .



Rys. 2. Plan palowania pali (kolumn) krótkich dla zbiornika dużego i małego

Pod płyty mniejszych zbiorników przewidziano 57 pali lub kolumn o średnim obciążeniu obliczeniowym  $Q_r = 340 \text{ kN}$  dla fazy eksploatacji i  $Q_r = 400 \text{ kN}$  – dla próby wodnej. Pod płyty większych zbiorników przewidziano 90 pali lub kolumn o obciążeniu  $Q_r = 370 \text{ kN}$  dla fazy eksploatacji i  $Q_r = 430 \text{ kN}$  – dla próby wodnej. Układ pali w niniejszym wariancie pokazano na rys. 2. W celu oceny i weryfikacji przedstawionego wariantu posadowienia obiektów wykonano następujące obliczenia i analizy:

- obliczenia nośności pali w gruncie według normy PN-83/B-02482,
- sprawdzenie nośności drugiej warstwy namulów na naciski przekazywane przez fundamenty na strop tej warstwy,
- sprawdzenie przebicia piasków przez podstawy pali,



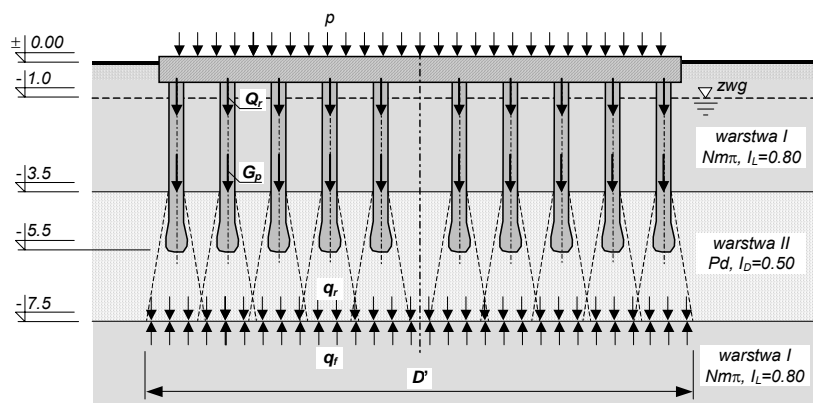
- obliczenia osiadań fundamentów palowych,
  - analiza numeryczna pracy układu fundament palowy – podłoże gruntowe metodą elementów skończonych.
- Wyniki obliczeń nośności pali i kolumn przedstawiono poniżej, w tabelicy 1.

Tablica 1. Nośności krótkich pali i kolumn w zestawieniu z siłami obliczeniowymi

Wariant pali	Nośność $m \cdot N_f$ [kN]		Siły w palach $Q_r$ [kN]			
			Zbiornik $V_1 = 1000 \text{ m}^3$		Zbiornik $V_2 = 2000 \text{ m}^3$	
	$L = 5,0 \text{ m}$	$L = 6,0 \text{ m}$	Faza próby wodnej	Faza eksploatacji	Faza próby wodnej	Faza eksploatacji
pale Vibrex, $\phi 508 \text{ mm}$	230,0	340,0 <sup>(*)</sup>	400,0	340,0	430,0	370,0
kolumny, $\phi 600 \text{ mm}$	300,0	440,0 <sup>(*)</sup>				
(*) – brak spełnienia warunku normowego odległości podstawy pala od stropu leżącej niżej warstwy słabej (min. $5D_p$ )						

Z zestawienia w powyższej tabeli wynika, że nośności zarówno pali jak i kolumn o długości  $L = 5,0 \text{ m}$  są niewystarczające do przeniesienia obciążeń ze zbiorników. Wystarczającą nośność wykazują pale i kolumny o długości  $L = 6,0 \text{ m}$ , jednakże ich podstawy znajdą się zbyt blisko stropu leżących niżej namulów – w odległości około 1,0 m co grozi niebezpieczeństwem przebicia podstaw pali do warstwy słabej.

Sprawdzenie nośności warstwy namulów na obciążenia przekazywane przez pale, zakończone w leżących wyżej piaskach przeprowadzono według schematu na rys. 3. Analizę przeprowadzono na wartościach jednostkowych nacisków.



Rys. 3. Schemat przyjęty do analizy nośności warstwy namulów pod podstawami pali

W celu zapewnienia bezpiecznej pracy fundamentu musi być spełniony następujący warunek:

$$q_r \leq m \cdot q_f,$$

w którym:

$q_r$  – obliczeniowe naciski działające na strop warstwy namulów od obciążeń przekazywanych przez fundament palowy wraz z ciężarem pali i warstw gruntowych leżących wyżej, [kPa]

$q_f$  – obliczeniowa graniczna jednostkowa nośność warstwy namulów wg PN-81/B-03020, [kPa]

$m$  – współczynnik korekcyjny, przyjmowany 0,8 dla fazy eksploatacji i 0,9 dla próby wodnej.

Na podstawie obliczeń stwierdzono, że powyższy warunek nośności nie jest spełniony, zarówno dla fazy eksploatacji zbiorników:

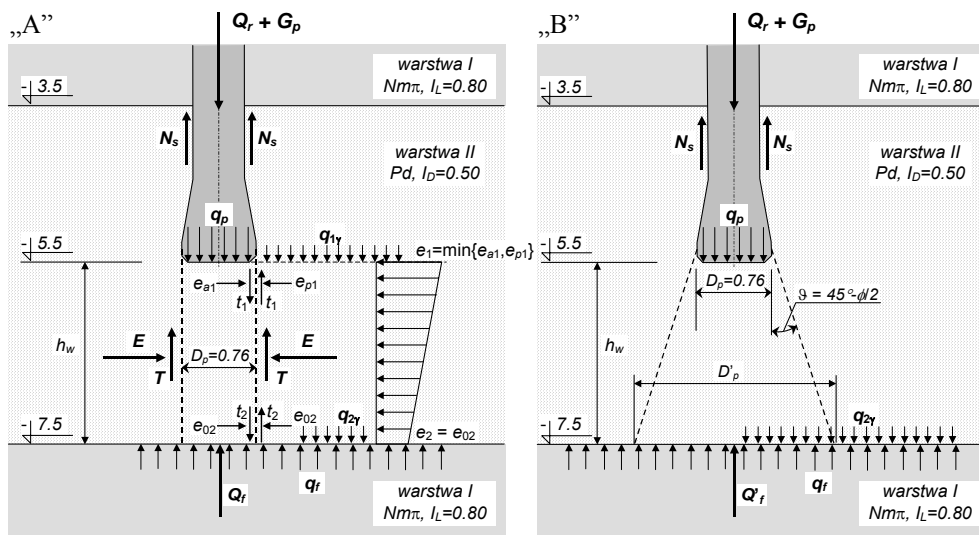
$$q_r = 187 \text{ kPa} \not\leq m \cdot q_f = 0,8 \cdot 208 = 166 \text{ kPa},$$

jak i dla przypadku próby wodnej:

$$q_r = 203 \text{ kPa} \not\leq m \cdot q_f = 0,9 \cdot 208 = 187 \text{ kPa}.$$

Brak spełnienia powyższych warunków nośności wskazuje na to, że istnieje niebezpieczeństwo przebicia się całej grupy pali do leżącej poniżej warstwy namulów.

Analizę zjawiska przebicia przeprowadzono również dla pala pojedynczego. Przeanalizowano dwa schematy zniszczenia, przedstawione na rys. 4.



Rys. 4. Schematy zniszczenia do analizy przebicia

W schemacie zniszczenia „A” warunek nośności warstwy piasku na przebiciu przedstawia się następująco:

$$Q_r + G_p - N_s \leq m \cdot (T + Q_f)$$

w którym:

$N_s$  – część siły w pału przejmowana przez tarcie na poboczniczy,

$T$  – siła oporu tarcia zebrana z całej powierzchni bocznej walca gruntowego:  $T = E \cdot \operatorname{tg} \phi$ ,

$Q_f$  – siła oporu warstwy namułu pod podstawą walca gruntowego.

W schemacie „B” warunek powyższy przedstawia się następująco:

$$Q_r + G_p - N_s \leq m \cdot Q_f'$$

w którym:

$Q_f'$  – siła oporu warstwy namułu pod podstawą bryły stożkowej,

– pozostałe wielkości takie same jak w schemacie „A”.

Otrzymano następujące wyniki obliczeń:

a) dla schematu zniszczenia „A” warunki nośności są spełnione:

- dla fazy eksploatacji ( $m = 0,8$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 335 \text{ kN} \leq m \cdot (T + Q_f) = 360 \text{ kN}$ ,
- dla stanu próby wodnej ( $m = 0,9$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 395 \text{ kN} \leq m \cdot (T + Q_f) = 405 \text{ kN}$ ,

b) dla schematu zniszczenia „B” warunki nośności nie są spełnione:

- dla fazy eksploatacji ( $m = 0,8$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 335 \text{ kN} \not\leq m \cdot Q_f' = 320 \text{ kN}$ ,
- dla stanu próby wodnej ( $m = 0,9$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 395 \text{ kN} \not\leq m \cdot Q_f' = 360 \text{ kN}$ .

Obliczenia osiadań fundamentów palowych wykonano zmodyfikowaną metodą zastępczego fundamentu bezpośredniego zgodnie z zaleceniami norm PN-81/B-03020 oraz PN-83/B-02482. Do obliczeń przyjęto pale Vibrex o średnicach  $\phi 508 \text{ mm}$  i długości  $L = 5,0 \text{ m}$ . Obliczenia wykonano całościowo dla wszystkich pięciu zbiorników, przez co uwzględniono również ich wzajemne oddziaływanie na siebie. Dla warstw namułów przyjęto wzrastające z głębokością wartości modułów ścisłości od  $M_0 = 1,0 \text{ MPa}$  dla najpłycej leżących namułów do  $M_0 = 3,0 \text{ MPa}$  dla najgłębiej leżących warstw namułów. Wartości te ustalono na podstawie wyników badań edometrycznych podanych w dokumentacji geotechnicznej oraz archiwalnych badań wykonanych w analizowanym rejonie.

W wyniku obliczeń otrzymano osiadania długoterminowe fundamentów palowych o wartościach od 18 cm do prawie 30 cm, które znacznie przekraczają wartości dopuszczalne, przyjęte dla tych obiektów na poziomie 10 ÷ 15 cm. Należy dodatkowo zaznaczyć, że w przypadku niespełnienia warunków stanu granicznego nośności wartości osiadań mogą być jeszcze większe, a ponadto mogą być niestabilizowane w czasie.

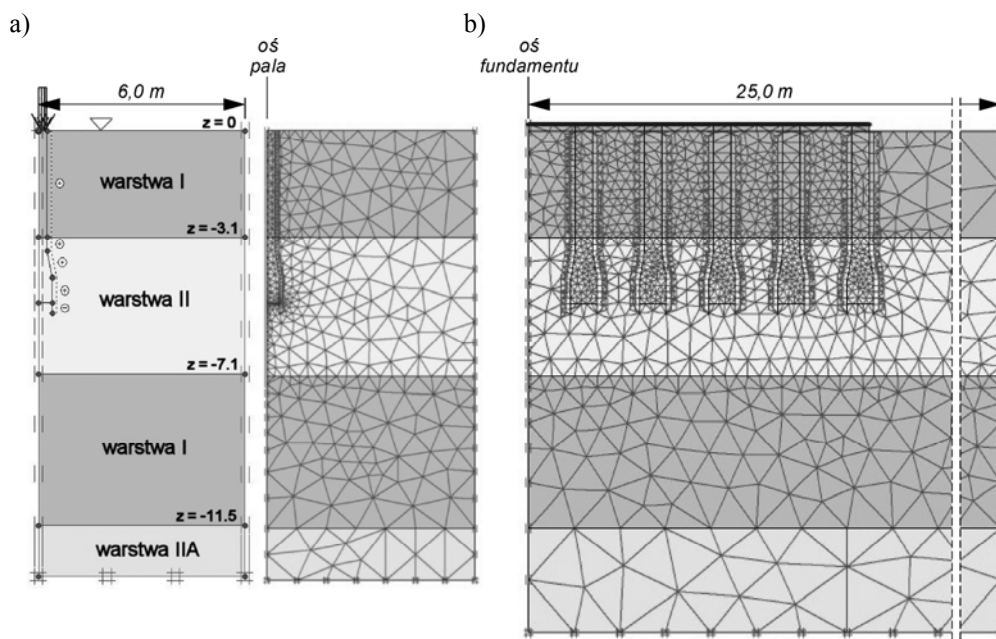
Opisane wyżej obliczenia klasycznymi metodami analizy nośności oraz osiadań podłoża gruntowego współpracującego z fundamentami palowymi uzupełniono analizą numeryczną metodą elementów skończonych, wykonaną programem Plaxis.

Analizę pracy krótkich pali Vibrex  $\phi 508 \text{ mm}$ ,  $L = 5,0 \text{ m}$  przeprowadzono w dwóch układach obliczeniowych: w układzie osiowo symetrycznym dla pala pojedynczego (rys. 5a) i w zastępczym układzie płaskim dla grupy pali (rys. 5b).

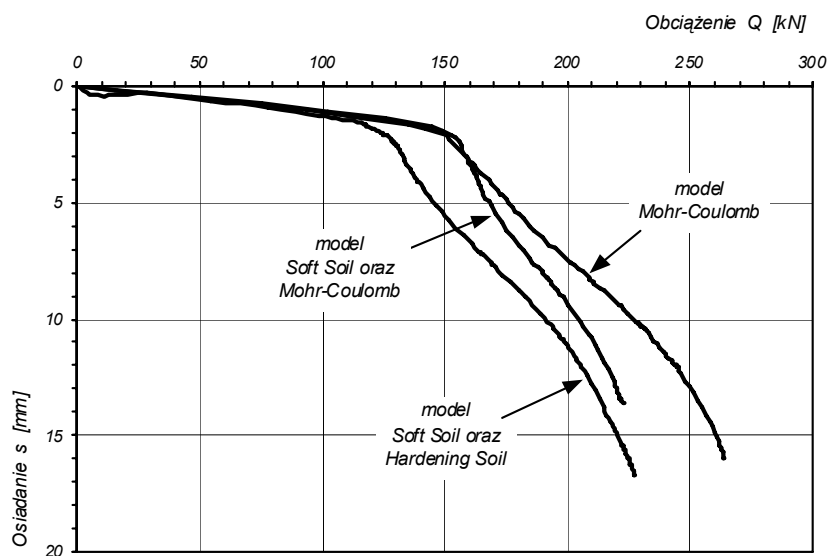
Zastosowano kilka modeli opisu materiałowego zalegających warstw gruntów: model sprężysto-plastyczny *Mohra-Coulomba* (MC), model sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem objętościowym *Soft Soil* (SS) oraz model sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem objętościowym i dewiatorowym *Hardening Soil* (HS).

W układzie osiowo symetrycznym, analiza zachowania się obciążonego pala pojedynczego pozwoliła na oszacowanie nośności lokalnej pala w gruncie, wynikającej z równowagi statycznej i warunków lokalnego uplastycznienia się gruntu zalegającego pod podstawą pala. Nośność ta nie odpowiada jednak tzw. stanowi granicznemu znanemu z rozwiązań analitycznych przy zastosowaniu sztywno-plastycznego modelu gruntu. Osiągnięcie stanu granicznego przy rozwiązywaniu danego zagadnienia brzegowego metodą elementów skończonych oraz zastosowaniu modeli sprężysto-plastycznych gruntu jest związane z reguły z wymuszeniem bardzo dużych odkształceń, których wartość przekracza wielokrotnie warunki użytkowania. Występowanie dużych odkształceń w procesie obliczeniowym przy zastosowaniu opisu Lagrangea (siatka elementów porusza się razem z materiałem) może z kolei powodować problemy numeryczne. Z tego względu nośność obliczeniową utożsamia się z granicznym obciążeniem, przy którym dochodzi do przekroczenia warunków równowagi statycznej w granicach przyjętego błędu względnego.

Obliczenia w drugim układzie wykonano głównie w celu oszacowania osiadań fundamentu palowego oraz analizy nośności globalnej grupy pali. W układzie tym z uwagi na ograniczone rozpoznanie parametrów geotechnicznych zastosowano model *Mohra-Coulomba* (MC) do opisu materiałowego zalegających warstw gruntów.



Rys. 5. Układy obliczeniowe do analizy MES pracy krótkich pali Vibrex  $\phi$  508 mm: a) pal pojedynczy w układzie osiowo symetrycznym, b) grupa pali w układzie płaskim



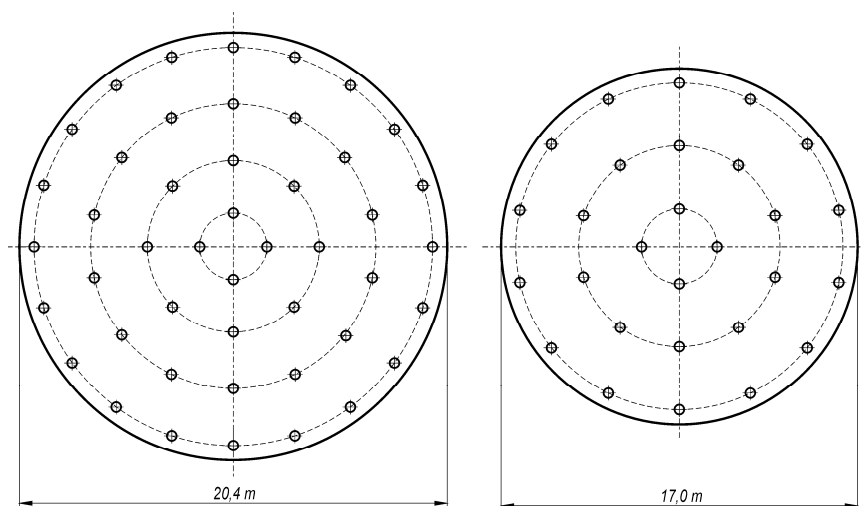
Rys. 6. Krzywe obciążenie-osiadanie dla pali krótkich Vibrex  $\phi$  508 mm przy zastosowaniu różnych modeli gruntu (np.: Soft Soil – namuły, Mohr-Coulomb – piaski)

Wykonane analizy numeryczne potwierdziły wyniki obliczeń klasycznych i wykazały niewystarczającą nośność zarówno pala pojedynczego jak i grupy pali w występujących warunkach gruntowych:  $Q_r = 430 \text{ kN}$   $\wedge$   $Q_{gr} = 220 \div 265 \text{ kN}$ ,  $q_r = 120 \text{ kPa}$   $\wedge$   $q_{gr} = 85 \text{ kPa}$  oraz znaczne i niestabilizowane osiadania fundamentów, które po okresie konsolidacji pierwotnej wynoszącej około 10 lat mogą osiągnąć wartość nawet 50 cm.

Przedstawione wyniki obliczeń i analiz metodami klasycznymi i numerycznymi wykazały, że zastosowanie krótkich pali lub kolumn będzie niewłaściwe i nieskuteczne. Brak wystarczającej nośności nie tylko pali (kolumn) pojedynczych, ale i również całej grupy pali oraz znaczne osiadania wskazują, że zwiększenie liczby pali nie przyniesie w tym przypadku poprawy sytuacji, a skutecznym rozwiązaniem może być zastosowanie dłuższych pali, dochodzących do kolejnej warstwy piasków.

## WARIANT 2 - ANALIZA POSADOWIENIA OBIEKTÓW NA „DŁUGICH” PALACH VIBRO-FUNDEX

W rozpatrywanym wariantcie płyty fundamentowe zbiorników przewidywano posadzić na palach żelbetowych wbijanych Vibro  $\phi 457 \text{ mm}$  o długości  $L = 13,0 \div 14,0 \text{ m}$ , doprowadzonych do warstwy nr IIA – piasków drobnych zagęszczonych ( $I_D = 0,75$ ), leżących na głębokości od około 11,0 m ppt. do około 17,0 m ppt. (rys. 1). Rozwiązanie takie zapewnia uzyskanie większych nośności pali, dzięki znacznie lepszemu zagęszczeniu piasków oraz głębszemu wprowadzeniu pali. Dzięki temu zmniejszono liczbę pali: w mniejszych zbiornikach zastosowano 28 pali, a w zbiornikach większych 46 pali (rys. 7). Średnie obliczeniowe obciążenie pojedynczego pala pod mniejszymi zbiornikami wynosi  $Q_r = 690 \text{ kN}$  dla fazy eksploatacji i  $Q_r = 815 \text{ kN}$  – dla próby wodnej, a dla pali pod większymi zbiornikami obciążenia te wynoszą odpowiednio  $Q_r = 725 \text{ kN}$  i  $Q_r = 840 \text{ kN}$ .



Rys. 7. Plan palowania pali długich dla zbiornika dużego i małego

Ocenę przedstawionego wariantu posadowienia przeprowadzono na podstawie takich samych obliczeń i analiz jak w wariantcie 1, zarówno metodami klasycznymi jak i numerycznymi oraz według takich samych schematów i założeń. Dały one pozytywne wyniki:

a) warunki nośności pali w gruncie:

- dla fazy eksploatacji ( $m = 0,9$ ):  $Q_r = 725 \text{ kN} < m \cdot N_t = 780 \text{ kN}$ ,
- dla stanu próby wodnej ( $m = 1,0$ ):  $Q_r = 840 \text{ kN} < m \cdot N_t = 865 \text{ kN}$ ,

b) warunki nośności warstwy słabej pod zastępczym fundamentem bezpośrednim:

- dla fazy eksploatacji ( $m = 0,8$ ):  $q_r = 275 \text{ kPa} < m \cdot q_f = 290 \text{ kPa}$ ,
- dla stanu próby wodnej ( $m = 0,9$ ):  $q_r = 290 \text{ kPa} < m \cdot q_f = 325 \text{ kPa}$ ,

c) warunki stateczności na przebicie warstwy piasku pod podstawami pali według schematu zniszczenia „A”:

- dla fazy eksploatacji ( $m = 0,8$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 615 \text{ kN} \leq m \cdot (T + Q_f) = 920 \text{ kN}$ ,
- dla stanu próby wodnej ( $m = 0,9$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 730 \text{ kN} \leq m \cdot (T + Q_f) = 1035 \text{ kN}$ ,

d) warunki stateczności na przebicie według schematu zniszczenia „B”:

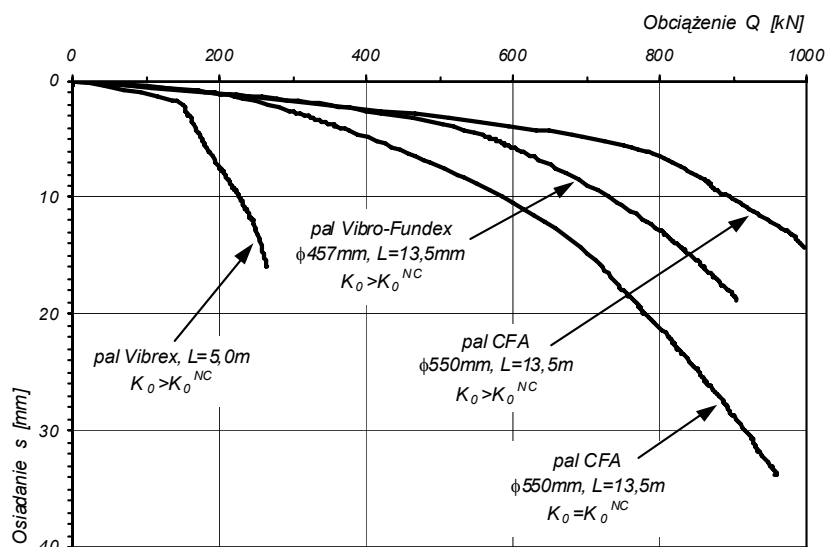
- dla fazy eksploatacji ( $m = 0,8$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 615 \text{ kN} \leq m \cdot Q_f' = 870 \text{ kN}$ ,
- dla stanu próby wodnej ( $m = 0,9$ ):  $Q_r + G_p - N_s = 730 \text{ kN} \leq m \cdot Q_f' = 975 \text{ kN}$ ,

e) wartości osiadań fundamentów palowych:  $s = 9 \div 18 \text{ cm}$ ,

f) wyniki analiz numerycznych MES programem Plaxis:

- dla pala pojedynczego przy różnych sposobach symulacji wykonawstwa pala (rys. 8):  $N_{gr} = 900 \div 1000$  kN,
- warunek nośności globalnej fundamentu palowego w poziomie posadowienia płyty:  
 $q_r = 120$  kPa  $<$   $q_{gr} = 170$  kPa,
- osiadanie fundamentu palowego po upływie 10 lat:  $s = 20$  cm.

Na rysunku 8 przedstawiono wyniki symulacji w postaci krzywych obciążenie-osiadanie dla pali Vibro-Fundex ( $\phi 457$  mm,  $L = 13,5$  m) przy podwyższonej wartości składowej poziomej naprężenia w gruncie przylegającym do poboczniczy pala ( $K_0 > K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$ ). Ten stan naprężenia uzyskano poprzez wymuszenie niewielkiego odkształcenia objętościowego materiału pali przy jednoczesnej kontroli warunków plastyczności dla parcia biernego. Dla porównania na wykresie pokazano krzywą obciążenie-osiadanie krótkiego pala Vibrex oraz dla pali CFA ( $\phi 550$  mm) przy różnych warunkach stanu naprężenia wokół pala.



Rys. 8. Krzywe obciążenie-osiadanie dla pali „długich” o średnicy 457 i 550 mm przy różnych sposobach symulacji wykonawstwa pala

## WNIOSKI

Przedstawiony przypadek posadowienia zbiorników wskazuje na to, że w sprzyjających warunkach gruntowych i przy niezbyt surowych wymaganiach dotyczących osiadań, możliwe jest zastosowanie posadowienia na palach, kończonych w warstwach nośnych znajdujących się nad słabymi warstwami namulów. Warunkiem jest odpowiedni stopień zagęszczenia warstwy nośnej, głębokość jej zalegania oraz wystarczająca miąższość.

Rozwiązanie według wariantu 1 – na bardzo krótkich palach lub kolumnach (o długości  $L = 5 \div 6$  m) okazało się nieskuteczne, ze względu na słabe zagęszczenie warstwy nr II piasków drobnych ( $I_D = 0,5$ ) oraz płytkie jej zaleganie, z czym związany jest niski poziom naprężenia geostaticznego, wpływający na ogólną nośność gruntów, a szczególnie warstw słabych. Zastosowanie dłuższych pali, o długości  $L = 13 \div 14$  m, według wariantu 2 – doprowadzonych do głębszej warstwy IIA piasków zagęszczonych ( $I_D = 0,75$ ) nie spowodowało znacznego zwiększenia zakresu i kosztu robót palowych, gdyż pozwoliło na dwukrotne zmniejszenie liczby pali i zmniejszenie średnic pali. Pomimo pozytywnych wyników analiz dotyczących warunków nośności, dla przyjętych rozwiązań posadowień otrzymano z obliczeń dość znaczne wartości osiadań zbiorników – średnio około 15 cm. Takie wartości mieszczą się jednak jeszcze w granicach dopuszczalnych osiadań dla rozpatrywanych obiektów. Dla innego typu obiektów, bardziej wrażliwych na osiadania, zastosowanie zaproponowanego sposobu posadowienia byłoby niemożliwe i konieczne byłoby zastosowanie bardzo długich pali, doprowadzonych do warstw piasków, leżących pod ostatnią warstwą namulów.

Przyjęty sposób posadowienia zbiorników w warunkach gruntu uwarstwowanego z silnie zmiennymi parametrami geotechnicznymi (piasek-namuł) wymaga zastosowania analizy warunków nośności i przebiecia lokalnego dla pojedynczego pala oraz dla całego fundamentu. Wyniki obliczeń wskazują, że powyższą analizę można wykonać zarówno klasycznymi metodami analizy nośności (równowagi granicznej) jak i z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Należy jednak wyraźnie zaznaczyć, że w celu uzyskania miarodajnych wyników, do obliczeń numerycznych i zastosowania bardziej złożonych modeli gruntu, powinno się wykonywać badania geotechniczne dostarczające parametry geotechniczne adekwatne do zastosowanych metod obliczeń.

Omawiane w artykule zbiorniki zostały zrealizowane, z zastosowaniem posadowienia na palach CFA (rys. 8). Jak autorom wiadomo zbiorniki przeszły pozytywnie próby wodne, jednak nie rozpoczęła się jeszcze ich eksploatacja. Wieloletnie obserwacje i pomiary osiadań zbiorników pozwolą na ostateczną weryfikację i ocenę zastosowanego sposobu posadowienia.

## LITERATURA

- [1] FABIANOWSKI J., MŁYNARZ T., Posadowienie obiektów rafinerii nafty na gruntach słabych. Inżynieria i Budownictwo Nr 7/1977; s. 263-268.
- [2] MEISSNER H., SHEN Y.I., Soft soils below the base of a bored pile. Geotechnique et International, s. 137-444, 1992.
- [3] MEYERHOF G.G., Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. Journal Geotechnical Div. Proc. ASCE, 1976, Vol. 102, No GT3, p. 197-228.
- [4] TEJCHMAN A., GWIZDAŁA K., Badanie nośności pali wielkośrednicowych pod pylonem mostu podwieszonoego przez Martwą Wisłę w Gdańsku. Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2000. s. 662-664.

## PETROL TANKS FOUNDATION IN LAYERED GROUND CONDITIONS

In the standard design of pile foundations the base of the pile is founded in the well bearing soil layer which does not lay on any of the deeper soft deposits. Existence of a soft layer below the pile base would result in the large undesirable settlements. It would also result in the dangerous phenomenon of puncturing of the thin bearing layer overlaying the soft deposit by the pile base. In consequence the application of the pile foundations would be useless. Such ground conditions are very common in the region of the delta of Vistula river. The analysis of the founding methods for the petrol tanks at the described ground conditions is presented in the paper. Two different variants of the pile foundations are taken into consideration and investigated using standard engineering methods as well as finite element analysis.