



Problematyka doboru rodzaju posadowienia turbin wiatrowych

dr inż. Krzysztof Sahajda



#WIATRAKI

materiał z:
czasopisma Inżynieria Morska i Geotechnika

towej z gruntem. W celu określenia naprężeń należy uzmiennić współczynnik k_s , posługując się metodą kolejnych iteracji.

Wykorzystując podpory sprężyste, reprezentowane przez k_s , do modelowania podłoża, jest możliwe określenie naprężeń w gruncie w programach komputerowych służących do analizy konstrukcji.

Analizy, podczas których wykorzystuje się programy komputerowe oparte na jednoparametrowym modelu podłoża Winklera, są przybliżeniem sytuacji rzeczywistej. Program, określając naprężenia na powierzchni kontaktowej, bierze pod uwagę rozciąganie w sprężynach, nie uwzględniając ciągłości podłoża (każda podpora jest analizowana osobno), a obliczenia wykonywane są tylko w płaszczyźnie konstrukcja – grunt, czyli przy stateczności lokalnej. Analiza tą metodą nie uwzględnia zjawisk reologicznych gruntu, które pokazują rzeczywistą sytuację podłoża gruntowego. Do wyników należy podchodzić ostrożnie. Otrzymane wyniki naprężeń metodą kolejnych iteracji są tylko przybliżeniem rzeczywistej sytuacji.

Na podstawie otrzymanych przybliżonych wyników można wybrać metodę kontroli nośności gruntu lub osiadań obiektu. Wyniki mogą służyć również do określenia szacunkowej wartości osiadań obiektu.

LITERATURA

1. Biernatowski K.: Fundamentowanie. PWN, Warszawa 1984.

2. Dembicki E., Biernatowski K., Dzierżawski K., Wolski J.: Fundamentowanie. Projektowanie i wykonawstwo. Tom 1. Arkady, Warszawa 1987.

3. Dembicki E., Biernatowski K., Rosiński B., Sulocki J., Rossman J., Rzepka J., Hera E.: Fundamentowanie. Projektowanie i wykonawstwo. Tom 2. Arkady, Warszawa 1988.

4. Makówka J.: Analiza numeryczna przestrzennego rozkładu stanu naprężenia w otoczeniu typowych układów krawędzi eksploatacji zawalowej za pomocą metody elementów odrębnych, Warsztaty 2010 z cyklu „Zagrożenia naturalne w górnictwie”, Mat. Symp., Hucisk 2010, 165-179.

5. Meyer Z.: Obliczenia inżynierskie osiadania fundamentów. Wyd. ZAPOL, Szczecin 2012.

6. Meyer Z., Szmecel G.: Uwagi do obliczania osiadania dużych płyt fundamentowych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2/2012.

7. Olszewska M.: Analiza współpracy płyty fundamentowej i pali, Praca magisterska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Wydział Budownictwa i Architektury, Szczecin 2015.

8. Pisarczyk S.: Fundamentowanie dla inżynierów budownictwa wodnego, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2012.

9. Siemińska-Lewandowska A.: Głębokie wykopy Projektowanie i wykonawstwo, WKŁ, Warszawa 2016.

10. Świeca M.: Zasady projektowania geotechnicznego w nawiązaniu do Eurokodu 7 z zastosowaniem programów numerycznych, ITB, Warszawa 2011.

11. Tsudik E.: Analysis of Structures on Elastic Foundation, J. Ross Publishing, Plantation 2012.

12. Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKŁ, Warszawa 2010.

Problematyka doboru rodzaju posadowienia turbin wiatrowych

Dr inż. Krzysztof Sahajda
Aarsleff Sp. z o.o., Warszawa

Fundamenty turbin wiatrowych przenoszą na podłoże znaczne momenty wywracające przy małym udziale obciążenia pionowego. Wymagania związane z prawidłowym funkcjonowaniem turbiny narzucają na rozwiązanie fundamentu istotne ograniczenia. Spełnienie wymogów Stanu Granicznego Nośności (SGN) i Użytkowności (SGU) jest możliwe pod warunkiem zastosowania fundamentów o pewnych minimalnych wymiarach. Rozwojowi energetyki wiatrowej towarzyszy wzrost mocy elektrowni i ich wysokości, co wiąże się ze wzrostem obciążeń przekazywanych na grunt. Fundamenty bezpośrednie muszą mieć coraz większe wymiary, a wymiary te są w zasadzie niezależnie od wytrzymałości gruntu w podłożu. Nawyki myślowe podpowiadają nam, że najtańszym rozwiązaniem przy posadowieniu turbiny wiatrowej jest zastosowanie fundamentu bezpośredniego. Często zakłada się też, że w warunkach gruntowych wykluczających posadowienie na gruncie rodzimym, najtańszy fundament uzyskuje się przez wykonanie wzmocnienia podłoża. Założenie to ma charakter dogmatyczny i często nie znajduje potwierdzenia w rzeczywistości. Jest to ewidentne w przypadku turbin elektrowni o mocy 3 MW lub większej. Z analiz autora wynika, że po uwzględnieniu kosztu wszystkich robót niezbędnych do zrealizowania posadowienia, efektywność ekonomiczna fundamentu bezpośredniego w stosunku do fundamentu palowego nie jest oczywista.

Jednym z czynników, które w sposób znaczący wpływają na wyniki obliczeń fundamentu elektrowni wiatrowej jest wypór wody. Obok obciążeń od wiatru, ciężaru zasypki i ciężaru własnego fundamentu, wypór wody jest jednym z oddziaływań, które istotnie wpływają na wymiary fundamentu przy posadowieniu bezpośrednim oraz wartości sił w palach przy fundamencie palowym. Z obserwacji autora wynika, że jest to również jedna z tych składowych obciążeń, która budzi duże wątpliwości. Typowy dylemat projektanta przy analizie fundamentu elektrowni wiatrowej sprowadza się tutaj do pytania: jaką wartość ciśnienia wody przyjąć w spodzie fundamentu i w jakiej kombinacji oddziaływań? Efektem przyjętych założeń jest fundament o wymiarach tym większych, im większa jest wartość ciśnienia wody w spodzie fundamentu. Ze względu na wymienione wątpliwości autor przedstawia swój pogląd na temat wyporu.

Dodatkowo, na przykładzie dwóch turbin wiatrowych, jednej o mocy 2,5 ÷ 2,75 MW, drugiej o mocy 3,3 MW omawia się uwarunkowania ekonomiczne związane z wyborem sposobu posadowienia turbiny. Na potrzeby analizy porównawczej fundamentu palowego i bezpośredniego przedstawia się warunki gruntowe, które nie stwarzają konieczności modyfikacji podłoża. Z kolei na potrzeby porównania fundamentu palowego i bezpośredniego na wzmocnionym podłożu przedstawia się warunki

gruntowe, które nie są wystarczające do zastosowania posadowienia bezpośredniego bez modyfikacji podłoża. W przypadku wzmocnienia podłoża za pomocą kolumn DSM w podłożu nie występują grunty organiczne. Wszystkie warunki gruntowe w analizach reprezentują zakres typowy na terenach północnej i północno-zachodniej Polski, gdzie zlokalizowana jest znaczna liczba elektrowni wiatrowych.

POJĘCIA I DEFINICJE ODNOSZĄCE SIĘ DO SYTUACJI OBLICZENIOWYCH I KOMBINACJI ODDZIAŁYWAŃ / OBCIĄŻEŃ

Przy projektowaniu fundamentów turbin wiatrowych stosuje się normy i wytyczne, które nie są ze sobą spójne w zakresie pojęć i definicji, np. [8, 9, 10, 13, 14]. Problem dotyczy pojęć *sytuacja obliczeniowa*, *przypadek obciążeniowy* i *kombinacja oddziaływań/obciążeń*. Trudność w ujednoczeniu pojęć dotyczy *trwałej sytuacji obliczeniowej* zgodnie z [13] i [14]. Pojęcie to jest stosowane np. w wytycznych niemieckich [9], jednak w formie zdefiniowanej przez [13] nie ma ono wprost zastosowania przy projektowaniu elektrowni wiatrowych.

Tam gdzie było to możliwe, autor dążył do stosowania pojęć zgodnie z Eurokodami [13] i [14]. W praktyce było to często nieosiągalne bez zmiany znaczenia pojęć, np. w specyfikacjach firmy Vestas jest używana terminologia wytycznych skandynawskich [8]. Z tego względu, tam gdzie zastosowanie pojęć zgodnych z definicją Eurokodów nie było możliwe, autor zamieszczał objaśnienia, np. podając w nawiasie wartości współczynników częściowych, które są stosowane zwykle w danej sytuacji obliczeniowej. W celu uproszczenia w pracy jest stosowane np. sformułowanie *quasi-stała kombinacja oddziaływań*, która w zgodzie z wymogami Eurokodu 0 brzmi *kombinacja oddziaływań w quasi-stałej sytuacji obliczeniowej*.

TECHNICZNE ASPEKTY DOBORU RODZAJU POSADOWIENIA

Niezależnie od tego, jaki rodzaj posadowienia jest rozpatrywany, jednym z wymogów jest zapewnienie minimalnej sztywności dynamicznej fundamentu na obrót. Ma to na celu eliminację sytuacji, w której częstotliwości drgań własnych układu fundament-wieża jest zbliżona do częstotliwości drgań własnych łopat oraz układu wirnik-łopaty [5, 8, 9]. Zależność między częstotliwościami drgań własnych wymienionych układów ma wpływ na wartości zastępczych obciążeń statycznych, a więc spełnienie wymogu minimalnej sztywności jest warunkiem obowiązywania specyfikacji obciążeń dostarczanych przez producenta turbiny. Przy turbinach o mocy poniżej 3 MW, które dominowały w Polsce w ostatnich latach, warunek minimalnej sztywności dynamicznej na obrót jest spełniony z zapasem przy zastosowaniu fundamentu palowego. Stwierdzenie to dotyczy zarówno pali formowanych w gruncie, jak i wbijanych, gdyż w zakresie obciążeń użytkowych sztywności grup pali wierconych i wbijanych nie odbiegają znacząco od siebie [2]. W specyfikacjach obciążeń turbin wiatrowych części producentów pojawia się dodatkowo warunek sztywności poziomej fundamentu, który jednak nie jest przedmiotem dyskusji w artykule.

W stosunku do fundamentów bezpośrednich stawia się dodatkowo wymogi dotyczące położenia wypadkowej obciążenia z odpowiednich kombinacji w obrębie tzw. I i II rdzenia. W przypadku fundamentów na planie koła, zapisy dwóch względnie spójnych normatywów [9] i [10] można przedstawić następująco:

1. Wypadkowa obciążenia od ekstremalnej kombinacji oddziaływań stałych i zmiennych ze współczynnikiem częściowym $\gamma_Q = \gamma_G = 1,0$ powinna leżeć wewnątrz tzw. II rdzenia przekroju, tzn. strefa ściskana powinna sięgać przynajmniej do środka ciężkości fundamentu. Należy wziąć pod uwagę kombinacje trwałe i przejściowe. Warunek ten jest spełniony, gdy mimośród obciążenia $e \leq 0,59 r$, gdzie r jest promieniem fundamentu. Z punktu widzenia normy [10] opisany warunek ma charakter zastępczy w stosunku do warunku utraty równowagi (GZ1A lub EQU). Zgodnie z normami [10] i [13] jest on zaliczany do Stanu Granicznego Nośności (SGN);
2. Wypadkowa obciążenia od quasi-stałej kombinacji oddziaływań charakterystycznych powinna leżeć wewnątrz I rdzenia przekroju, tzn. pod fundamentem powinny występować wyłącznie naprężenia ściskające. W przypadku przekroju kołowego mimośród nie powinien być większy niż $0,25 r$. Zgodnie z normą [10] warunek jest zaliczany do Stanu Granicznego Użytkowości (SGU).

Istotne przy analizie powyższych warunków, ale i warunku nośności podłoża (GEO), jest założenie dotyczące wyporu wody. Problematyka ta nie jest poruszana w wytycznych projektowaniem elektrowni wiatrowych [8, 11]. Jest natomiast omówiona w [9] w sposób następujący (tłum. wł.): „*Należy uwzględnić niekorzystne oddziaływanie wyporu wody w spodzie fundamentu. Jeśli nie można uzasadnić innej wartości, obliczeniowy poziom zwierciadła wody należy przyjąć w poziomie terenu (...)*”. Wytyczne nie precyzują, w jakich sytuacjach obliczeniowych należy uwzględnić wypór. Taka ogólność może prowadzić do powstawania rozwiązań, w których wymiary fundamentów dobrane są w sposób ryzykowny. Według wiedzy autora wypór wody o zwierciadło w poziomie terenu jest przyjmowany często w przypadku fundamentów palowych we wszystkich kombinacjach oddziaływań, niemal niezależnie od warunków gruntowych. Taki schemat postępowania jest po stronie bezpiecznej. Wyjątki od tej zasady powstają, gdy:

1. W profilu gruntowym dominują grunty niespoiste do głębokości kilku metrów poniżej spodu fundamentu. W gruncie nie ma wody gruntowej lub też zwierciadło wody (ZWG) jest położone na tyle głęboko, że jego podpiętrzenie powyżej spodu fundamentu można wykluczyć. Jeśli dokumentacja geotechniczna nie zawiera prognozy wahań ZWG, przy określaniu wysokości podpiętrzenia należy wziąć pod uwagę między innymi ukształtowanie terenu, to znaczy fakt, czy turbina jest położona w terenie płaskim, czy też na obszarze o znacznych deniwelacjach (np. w obszarze wzgórz morenowych). W tym drugim przypadku mniejsze ryzyko podpiętrzenia ZWG występuje, gdy turbina jest położona na wzniesieniu lub na zboczu. Zdaniem autora w większości sytuacji spotykanych w Polsce w terenie płaskim, niebezpieczeństwo podpiętrzenia wody gruntowej o więcej niż 2 m jest marginalne;

2. Niezależnie od warunków wodnych fundament turbiny jest wyniesiony tak, że jego spód znajduje się w poziomie otaczającego terenu. Rozważania dotyczące ukształtowania terenu mają zastosowanie również w tym przypadku. Takie wyniesienie fundamentu w terenie płaskim, niezagrażonym podtopieniem, pozwala na bezpieczne przyjęcie braku działania wyporu wody na fundament we wszystkich sytuacjach obliczeniowych.

Nieco bardziej jest złożona sytuacja w przypadku projektowania fundamentów bezpośrednich. Dyskusja może dotyczyć w szczególności gruntów spoistych i ma kilka aspektów:

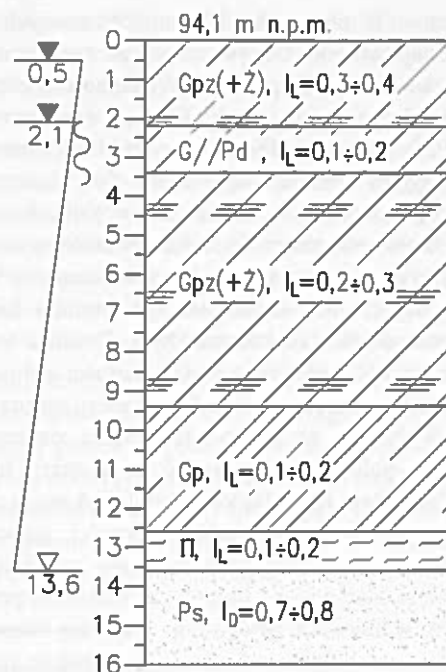
- A. występowanie wody gruntowej w gruncie spoistym oraz możliwość jej stwierdzenia za pomocą podstawowych technik rozpoznania podłoża (wiercenia, sondowania CPT);
- B. możliwość wystąpienia wyporu wody działającego na fundament w gruncie spoistym w sytuacji braku regularnego zwierciadła wody gruntowej;
- C. niebezpieczeństwa związane z wystąpieniem wyporu wody działającego na fundament bezpośredni / pośredni w kombinacji obciążeniowej ekstremalnej / quasi-stałej.

W odniesieniu do problemu w punkcie A należy stwierdzić, że występowanie zwierciadła wody gruntowej (ZWG) w niespękanym gruncie spoistym bez przewarstwień piaszczystych można wykluczyć lub potwierdzić wyłącznie poprzez zainstalowanie piezometru lub innego rodzaju długotrwałą obserwację. Za pomocą wierceń rozpoznawczych nie można w sposób wiarygodny określić poziomu ZWG w gruncie spoistym. Czas obserwacji stosowany przy wierceniach nie jest wystarczający do ustabilizowania się wody w otworze na poziomie odpowiadającym położeniu ZWG nawet w gruncie pylastym. W gruncie spoistym bez spękań i przewarstwień z gruntu piaszczystego czas ten może wynosić wiele miesięcy [1]. Niepublikowane badania Borowczyka wskazują, że w ilach warszawskich czas oczekiwania na stabilizację poziomu wody w piezometrze Casagrandego przekracza rok, a piezometr ten dzięki swojej konstrukcji pozwala na skrócenie czasu stabilizacji ZWG w stosunku do otworu wiertniczego. Dalsze skrócenie czasu obserwacji można zrobić za pomocą piezometrów o innej konstrukcji (por. [1] i [6]). Kompromisem w tej sytuacji może być wykonanie testu dyssypacji podczas sondowania CPTu. Badanie to ma jednak ograniczoną wiarygodność, między innymi ze względu na problemy z utrzymaniem właściwego nasycenia filtra podczas badania [2].

Ciekawy przykład dotyczący problemu rozpoznania ZWG w gruncie spoistym przedstawiono na rys. 1.

Wodę gruntową stabilizującą się na głębokości około 0,5 m poniżej terenu nawiercono w postaci zwierciadła napiętego na głębokości 13,6 m. Należy zakładać, że rozkład ciśnienia wody w porach gruntu spoistego jest hydrostatyczny z ciśnieniem $u = 0$ kPa w poziomie 0,5 m poniżej terenu. Wykonanie wiercenia do głębokości 12 m prowadziłoby do wniosku o braku wody gruntowej lub do wniosku o występowaniu sączeń z przewarstwień piaszczystych w obrębie gliny na głębokości 2,1 m, co nie daje podstaw do wnioskowania na temat warunków wodnych.

Warto nadmienić, że oddziaływania ekstremalne od turbiny wiatrowej mają krótkotrwały charakter i powodują obciążenie podłoża spoistego w warunkach bez odpływu wody z porów



Rys. 1. Warunki gruntowo-wodne z napiętym zwierciadłem wody

gruntu, więc występowanie hydrostatycznego rozkładu ciśnienia wody w porach gruntu pod fundamentem jest mało prawdopodobne. Niejasna jest natomiast sytuacja w quasi-stałej sytuacji obliczeniowej. W okresie użytkowania turbiny wynoszącym 20 lat nie można wykluczyć wystąpienia obciążenia gruntu w warunkach z odpływem wody z porów i hydrostatycznego rozkładu ciśnienia wody w porach gruntu.

Niezależnie od powyższych uwag brak ZWG w gruncie spoistym nie wyklucza wystąpienia wody w obrębie zasyпки fundamentu, a więc nie wyklucza możliwości działania wyporu na fundament (punkt B). Zdarza się wykonanie wykopu pod fundament elektrowni wiatrowej poniżej zakładanej rzędnej. Preferowanym przez firmy wykonawcze sposobem naprawy jest uzupełnienie przekopu warstwą zagęszczonego piasku. Jest to jednak skrajny przypadek i nawet bez przekopania wystąpienie wody w obrębie zasyпки, na przykład w wyniku intensywnych opadów, jest prawdopodobne. Projektanci stosują różne zabiegi w celu zmniejszenia ryzyka wystąpienia takiej sytuacji:

- zapis o wykonaniu zasyпки fundamentu z gruntu nieprzepuszczalnego – skuteczność tego zabiegu jest wątpliwa bez precyzyjnego określenia rodzaju zasyпки; koszt uzyskania właściwej jakości takich robót może być znaczny (dowóz gruntu o kontrolowanym uziarnieniu, jednorodność zapewniająca brak uprzywilejowanych dróg filtracji);
- zapis o wykonaniu membrany, na przykład z folii ułożonej na pewnej głębokości poniżej terenu – skuteczność tego środka jest równie wątpliwa, gdyż folia wbudowana w grunt jest podatna na uszkodzenia.

Przy omawianiu punktu B warto poruszyć problem stosowania warstwy transmisyjnej pod fundamentem na podłożu wzmocnionym. Z reguły jest to poduszka z piasku średnio zagęszczonego o grubości $0,5 \div 0,8$ m. Wykonana w gruncie spoistym tworzy pod fundamentem zbiornik na wodę opadową i/lub gruntową. Z kolei brak tej warstwy pociąga za sobą pew-

ne ograniczenia. W przypadku kolumn betonowych powstaje konieczność zapewnienia odpowiedniej jakości betonu w głowicach kolumn (skuwanie głowic). Wykazanie wytrzymałości zmęczeniowej betonu jest wtedy formalnością przy betonie klasy $\geq C20/25$. W przypadku kolumn DSM rezygnacja z warstwy transmisyjnej stwarza wątpliwości dotyczące trwałości, a w skrajnym przypadku jest błędem. Ze względu na wielokrotnie większą sztywność materiału kolumny DSM w stosunku do gruntu na styku głowicy kolumny z bryłą fundamentu występuje koncentracja naprężeń i niemal całe obciążenie z fundamentu jest przenoszone na głowice kolumn DSM. Powinno to pociągać za sobą konieczność wykazania wytrzymałości kolumny DSM z uwzględnieniem zmęczenia. Według wiedzy autora brak jest wiarygodnych danych na temat właściwości zmęczeniowych cementogruntu. Należy więc zakładać, że w strefie bezpośrednio pod fundamentem materiał kolumny DSM może ulec uplastycznieniu w wyniku wyczerpania nośności zmęczeniowej. Tym samym obliczenia, w których wykazano spełnienie warunku sztywności fundamentu na obrót przy założeniu pracy materiału kolumny w zakresie sprężystym przestają obowiązywać. Powstaje wówczas ryzyko rezonansu w układzie fundament-wieża-łopaty omówione na początku artykułu i specyfikacja obciążeń turbiny nie obowiązuje (rosną wartości zastępczych oddziaływań statycznych).

W sytuacji opisanej w punkcie C prawdopodobieństwo wystąpienia wporu wody jest większe w kombinacji quasi-stałej (prawdopodobieństwo zdarzenia 10^{-2}) niż w przypadku kombinacji ekstremalnej (podmuch wiatru o okresie powrotu pięćdziesiąt lat). Choć warunek położenia wypadkowej w I rdzeniu zaliczany jest do wymogów SGU, wystarczające jest kilkukrotne wystąpienie takiego zdarzenia w okresie użytkowania fundamentu, aby warunek ten nie był spełniony. Warto podkreślić, że wielkość fundamentu jest z reguły określona właśnie przez ten warunek. Z drugiej strony wymóg położenia wypadkowej obciążeń ekstremalnych w obrębie II rdzenia jest warunkiem SGN i jego niespełnienie wiąże się z większym niebezpieczeństwem niż wcześniejszego warunku. Jednakże prawdopodobieństwo wystąpienia wporu wody w gruncie spoiwym jednocześnie z dużym podmuchem wiatru jest małe.

W dyskusji należy wspomnieć o niebezpieczeństwach związanych z przyjęciem braku działania wporu wody pod fundamentem palowym. Ponownie zagadnienie wporu wody w ekstremalnej kombinacji oddziaływań jest związane z warunkiem SGN. I choć, jak przy fundamencie bezpośrednim, prawdopodobieństwo wystąpienia maksymalnego momentu wywracającego jednocześnie z maksymalnym wyporem wody jest niskie, ewentualne zniszczenie obejmuje utratę nośności pali na wyciąganie i/lub utratę nośności zbrojenia podłużnego pali. Obie formy mogą mieć charakter zniszczenia kruchego. Drugim aspektem występowania wody w gruncie jest problem występowania sił wyciągających w palach pod działaniem kombinacji quasi-stałej. Nie wszyscy producenci turbin stawiają tego rodzaju wymóg, a spośród tych, którzy go określają, nie wszyscy rygorystycznie wymagają jego przestrzegania. Wytyczna braku wyciągania w palach w kombinacji quasi-stałej wynika z obaw o zmianę charakterystyki pali pod wpływem oddziaływań cyklicznych, w skrajnym przypadku prowadzącej do utraty ich nośności. Obawy dotyczą głównie nośności na wyciąganie. Na podstawie wytycznych normowych nie sposób jasno zdefiniować, czy jest

to warunek SGN czy SGU. Zdaniem autora, inaczej niż przy fundamencie bezpośrednim, jedno- lub kilkukrotne wystąpienie wporu wody w połączeniu z działaniem sił kombinacji quasi-stałej nie powoduje istotnego wzrostu ryzyka zniszczenia, gdyż nie następuje znaczna zmiana długoterminowych oddziaływań cyklicznych na pal.

Podsumowując, autor jest zdania, że przy doborze wymiarów fundamentu bezpośredniego w kombinacji quasi-stałej wypór wody powinien być uwzględniany przy założeniu położenia ZWG w poziomie otaczającego terenu. Wyjątki od tej reguły omówiono powyżej.

Niezależnie od wyników wierceń, w przypadku fundamentów palowych z bryłą fundamentu w gruncie spoiwym należy przyjmować działanie wporu wody na fundament. W kombinacji ekstremalnej stałej lub przejściowej (współczynniki częściowe 1,35 / 0,90) przy obliczaniu sił wyciągających w palach zasadą powinno być przyjmowanie działania na fundament wporu wody o zwierciadle w poziomie otaczającego terenu. W przypadku kombinacji wyjątkowej (współczynniki częściowe 1,10 / 0,90) możliwość działania na fundament wporu wody o zwierciadle w poziomie terenu jest bardzo konserwatywnym podejściem przy obliczaniu maksymalnych wartości sił wyciągających w palach. W przypadku wymogu braku występowania sił wyciągających w palach w kombinacji quasi-stałej warunek ten można sprawdzać przy braku wporu, chyba że w rejonie poziomu posadowienia stwierdzono występowanie gruntów piaszczystych lub przewarstwień z gruntów piaszczystych i jednocześnie w wierceniach wykazano występowanie ZWG stabilizującego się powyżej poziomu posadowienia. W tej ostatniej sytuacji należy z definicji (kombinacja quasi-stała) przyjąć działanie wporu wody o zwierciadle na średnim poziomie (nie najwyższym). Maksymalne siły wciskające w palach powinno się wyznaczać przy założeniu braku działania wporu wody na fundament niezależnie od kombinacji obliczeniowej i niezależnie od warunków gruntowo-wodnych.

W artykule nie omawia się sposobu obliczania nośności podłoża pod fundamentem elektrowni wiatrowej lub sposobu obliczania sztywności dynamicznej na obrót. Część zagadnień związanych z obliczaniem fundamentów palowych zostanie poruszona w kolejnym artykule, który będzie stanowił kontynuację niniejszego.

EKONOMICZNE ASPEKTY DOBORU RODZAJU POSADOWIENIA

Decyzja o wyborze posadowienia elektrowni wiatrowej jest podejmowana często na etapie Projektu Budowlanego. Decyzja zapada na korzyść jednego z trzech rodzajów posadowienia: fundamentu bezpośredniego na podłożu rodzimym (FB), fundamentu bezpośredniego na podłożu wzmocnionym (FW) lub fundamentu palowego (FP). Jeśli warunki gruntowe są sprzyjające, najczęściej wybierany jest fundament bezpośredni. W warunkach gruntowych, w których jest niemożliwe zastosowanie posadowienia na podłożu rodzimym, z reguły zakłada się, że posadowienia FW jest tańsze niż FP. Wśród projektantów, wykonawców i zamawiających częste jest przekonanie na temat uszeregowania kosztów wymienionych posadowień rosnąco według schematu FB→FW→FP. Przekonanie to często nie

znajduje potwierdzenia w przypadku relacji kosztów między posadowieniami FW i FP. W przypadku dużych turbin wiatrowych w sprzyjających warunkach gruntowych autor kilkakrotnie stwierdził, że również relacja kosztów fundamentów FB i FP nie jest jednoznaczna. W celu poparcia powyższych tez, poniżej przedstawia się systematyczną analizę techniczno-ekonomiczną poszczególnych rodzajów posadowień. W zakresie fundamentu bezpośredniego na podłożu wzmocnionym analizę prowadzi się przy zastosowaniu kolumn DSM wykonywanych na mokro, a w przypadku fundamentu palowego, przy zastosowaniu pali wbijanych żelbetowych.

W tabl. 1 przedstawiono zestawienie obciążeń od dwóch turbin stosowanych na rynku polskim. Zakres wartości obciążeń na fundament od mniejszej z przedstawionych turbin jest reprezentatywny dla większości elektrowni wiatrowych, przy których projektowaniu autor brał udział w ciągu ostatnich 3 ÷ 4 lat. Większa turbina stanowi przykład standardu na rynku polskim w ciągu najbliższych lat.

W przypadku każdej z turbin jest analizowane posadowienie w różnych warunkach gruntowych z zastosowaniem różnych rodzajów fundamentów. Do analizy wybrano sześć profili gruntowych (numeracja 1 ÷ 6). Każdy z profili pochodzi z rzeczywistej inwestycji, na której realizowano elektrownie wiatrowe. W tabl. 2 przedstawiono krótkie omówienie każdego z profili ze względu na techniczne i ekonomiczne uwarunkowania doboru poszczególnych rodzajów posadowienia, a na rys. 2 wyniki sondowań CPT w postaci profili oporu stożka q_c . Warunki gruntowe wybrano tak, aby reprezentowały zakres w różnym stopniu sprzyjający wyborowi wymienionych rodzajów fundamentów.

W warunkach gruntowych nr 2 zastosowanie pali wbijanych może być korzystne ekonomicznie ze względu na występowanie na niewielkiej głębokości piasków średnio zagęszczonych i zagęszczonych, w których pale te uzyskują wysokie nośności przy niewielkim zagłębieniu. Mniej sprzyjające są warunki gruntowe nr 1 zdominowane przez gliny o średniej wytrzymałości, gdzie będzie wymagana większa długość pali. Z kolei w warunkach

Tabl. 1. Specyfikacja charakterystycznych wartości oddziaływań wybranych turbin wiatrowych

| Kombinacja oddziaływań | Moment wywracający M_x [kNm] | Sila pionowa F_z [kN] | Sila pozioma F_{xy} [kN] | Współczynnik częściowy γ_a / γ_Q |
|--|--------------------------------|-------------------------|----------------------------|--|
| Turbina 2,5 + 2,75 MW | | | | |
| Ekstremalna trwała / przejściowa | 57 959,0 | 3 738,0 | 629,0 | 1,35/0,9/1,0 ⁽²⁾ |
| Wyjątkowa | 76 760,0 | 3 650,0 | 921,0 | 1,1/0,9/1,0 ⁽²⁾ |
| Quasi-stała, brak odrywania | 33 609,0 | 3 454,0 | 358,0 | 1,0 |
| Quasi-stała, brak wyciągania w palach | 44 814,0 | 3 731,0 | 558,0 | 1,0 |
| Turbina 3,3 MW | | | | |
| Ekstremalna trwała / przejściowa | 85 450,0 | 5 034,0 | 702,0 | 1,35/0,9/1,0 ⁽²⁾ |
| Wyjątkowa | 107 900,0 | 4 968,0 | 919,0 | 1,1/0,9/1,0 ⁽²⁾ |
| Quasi-stała, brak odrywania | 66 540,0 | 5 071,0 | 547,0 | 1,0 |
| Quasi-stała, brak wyciągania w palach ⁽¹⁾ | 66 540,0 | 5 071,0 | 547,0 | 1,0 |

⁽¹⁾ producent nie wymaga spełnienia warunku, przyjęto opcjonalnie wartości oddziaływań jak przy braku odrywania,

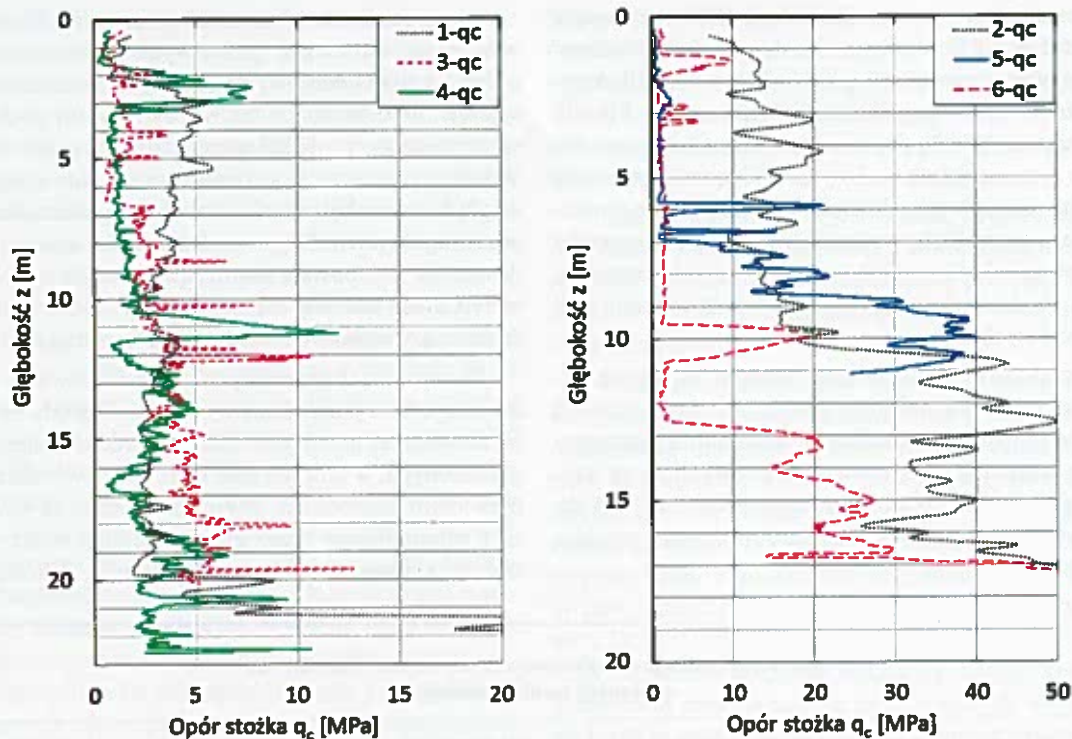
⁽²⁾ wartość > 1,0 lub < 1,0 uwzględniono w celu uzyskania najniekorzystniejszej wartości efektów oddziaływań (np. sił w palach), wartość 1,0 dotyczy wyporu wody w terenie i wartości innych oddziaływań przy określaniu zasięgu odrywania

Tabl. 2. Charakterystyka profili gruntowych z punktu widzenia doboru rodzaju fundamentu

| Profil | Charakterystyka profilu gruntowego | Analizowany aspekt | | | | | |
|--------|--|--------------------|----|----|-------------|--------------------|----|
| | | techniczny | | | ekonomiczny | | |
| | | FB | FW | FP | FB | FW | FP |
| 1 | Spoiste tpi do pzw | + | + | + | ++ | -(¹⁾) | + |
| 2 | Piaski szg do zg | + | + | + | ++ | -(¹⁾) | ++ |
| 3 | Spoiste: mpt do pt do głęb. 6,8 m, głębiej tpi do pzw | - | + | + | n/d | ++ | + |
| 4 | Spoiste: mpt do pt do głęb. 12,4 m, głębiej tpi do pzw | - | + | + | n/d | + | + |
| 5 | Spoiste/piaski: mpt do pt do głęb. 7 m, głębiej piaski szg do zg | - | + | + | n/d | ++ | ++ |
| 6 | Spoiste/piaski: mpt do pt do głęb. 12,6 m, głębiej piaski zg | - | + | + | n/d | + | ++ |

⁽¹⁾ bryła fundamentu na podłożu wzmocnionym i rodzimym podlega tym samym wymogom

(-) niedopuszczalne / niekorzystne ekonomicznie, (+) dopuszczalne / umiarkowanie korzystne ekonomicznie, (++) korzystne ekonomicznie



Rys. 2. Profile sondowań CPT na budowach 1 + 6

gruntowych nr 3, korzystne w stosunku do pali wbijanych mogą okazać się kolumny DSM. Na głębokości 6,8 m p.p.t. pojawiają się gliny twardoplastyczne, które można uważać za wystarczające do zapewnienia odpowiedniej nośności i sztywności kolumn DSM. Pale wbijane w tych warunkach uzyskują znaczną nośność przy dużym zagłębieniu. Warunki gruntowe nr 4 są umiarkowanie korzystne zarówno w przypadku kolumn DSM, jak i pali wbijanych. Gлина twardoplastyczna zalega na głębokości 12,4 m, co sprawia, że jest konieczne zastosowanie długich pali i kolumn DSM. Warunki gruntowe nr 5 sprzyjają zastosowaniu zarówno kolumn DSM, jak i pali wbijanych ze względu na występowanie piasków średnio zagęszczonych już na głębokości 7 m. W profilu nr 6 należy spodziewać się przewagi ekonomicznej pali wbijanych w stosunku do kolumn DSM. Ze względu na występowanie zagęszczonych piasków na głębokości 12,6 m, bezpośrednio pod warstwą gruntu słabonośnego, pale wbijane uzyskują wysokie nośności przy zagłębieniu porównywalnym z kolumnami DSM. Z technicznego punktu widzenia warunki gruntowe nr 1 i nr 2 sprzyjają zastosowaniu fundamentu bezpośredniego bez konieczności modyfikacji podłoża. W warunkach gruntowych nr 3 ÷ 6 ze względu na występowanie gruntów spoiowych w stanie miękkoplastycznym do plastycznego, przy posadowieniu FB nie jest możliwe spełnienie wymogów SGU i konieczne jest wzmocnienie podłoża. Nie prowadzono analizy sztywności dynamicznej fundamentu na obrót. Na podstawie wcześniejszych doświadczeń przyjęto, że w gruntach spoiowych posadowienie bezpośrednie jest możliwe, jeśli wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu wody z porów gruntu wynosi minimum $c_u = 120$ kPa. Uwzględniając rodzaje gruntów na analizowanych budowach (Gp do Gpz), taka wytrzymałość odpowiada oporowi stożka sondy CPT $q_c = 2,1 \div 2,3$ MPa przy głębokości zalegania $6 \div 9$ m oraz $q_c = 2,3 \div 2,5$ MPa przy głębokości zalegania $9 \div 13$ m. W uproszczeniu można przy-

jąć, że takie grunty charakteryzują się stopniem plastyczności $I_L = 0,15 \div 0,25$, choć ten parametr ma wątpliwą wartość przy określaniu sztywności dynamicznej gruntu. W przypadku wzmocnienia podłoża przyjęto, że w celu spełnienia wymogów SGU podstawy kolumn DSM o średnicy 1200 mm muszą być zagłębione w podobne grunty na 1 m.

W tabl. 3 przedstawiono wskaźnikowe ceny jednostkowe robót związanych z realizacją fundamentów. Wszystkie ceny wyrażono w odniesieniu do umownej jednostki, to znaczy do ceny metra pala prefabrykowanego wbijanego z betonu klasy C35/45 na kruszywie płukany, ze zbrojeniem podłużnym TYP12 według katalogu Aarsleff (dostępny na www.aarsleff.com.pl). Ceny uwzględniają wszystkie koszty związane z wyprodukowaniem, transportem, wbiciem i rozkuciem głowic pali oraz transportem maszyn i wykonaniem badań nośności. W przypadku kolumn DSM ceny jednostkowe uwzględniają wszystkie koszty związane z transportem, wykonaniem kolumn na budowie oraz przeprowadzeniem badań wytrzymałości próbek cementogruntu.

Ceny dotyczą farmy wiatrowej składającej się z 15 turbin, co jest istotne ze względu na udział kosztów mobilizacji sprzętu i ludzi, przerzutów maszyn. Ceny mają charakter orientacyjny, choć są to realne wartości rynkowe. Koszty faktycznie realizowanych robót mogą odbiegać od przedstawionych wartości w zależności od:

- Firmy realizującej roboty – Generalny Wykonawca wykonujący roboty ziemne we własnym zakresie może wycenić roboty poniżej poziomu rynkowego. Koszt zależy też od rodzaju gruntu, w tym od możliwości jego sprzedaży lub wykorzystania w docelowym fundamencie;
- Wielkości zadania – cena jednostkowa pala lub kolumny DSM pod park wiatrowy złożony z dwóch turbin jest

Tabl. 3. Ceny jednostkowe wskaźnikowe robót

| Rodzaj robót | Jednostka | Cena wskaźnikowa netto za jednostkę |
|---|------------------|-------------------------------------|
| Roboty ziemne, wykopy | m ³ | 0,071 |
| Roboty ziemne, warstwa transmisyjna (określone uziarnienie i zagęszczenie) | m ³ | 0,390 |
| Roboty ziemne, zasypki z zagęszczeniem bez kontroli uziarnienia | m ³ | 0,059 |
| Beton podkładowy, C12/15 | m ³ | 1,052 |
| Żelbet o stopniu zbrojenia 110 kg/m ³ (fundament bezpośredni), beton C30/37 | m ³ | 2,338 |
| Żelbet o stopniu zbrojenia 130 kg/m ³ (fundament palowy), beton C30/37 | m ³ | 2,533 |
| Pał wbijany o przekroju 400 × 400 mm, długość 6 + 10 m, beton C35/45 na kruszywie płukany, zbrojenie TYP12 | m ⁽¹⁾ | 1,000 |
| Pał wbijany o przekroju 400 × 400 mm, długość 11 + 16 m, beton C35/45 na kruszywie płukany, zbrojenie TYP12 | m ⁽¹⁾ | 0,880 |
| Pał wbijany o przekroju 400 × 400 mm, długość 16 + 20 m, beton C35/45 na kruszywie płukany, zbrojenie TYP12, złączka P8 | m ⁽¹⁾ | 1,000 |
| Pał wbijany o przekroju 400 × 400 mm, długość 6 + 10 m, beton C40/50 na kruszywie łamanym bazaltowym, zbrojenie TYP12 | m ⁽¹⁾ | 1,027 |
| Pał wbijany o przekroju 400 × 400 mm, długość 11 + 16 m, beton C40/50 na kruszywie łamanym bazaltowym, zbrojenie TYP12 | m ⁽¹⁾ | 0,908 |
| Pał wbijany o przekroju 400 × 400 mm, długość 16 + 20 m, beton C40/50 na kruszywie łamanym bazaltowym, zbrojenie TYP12, złączka P8 | m ⁽¹⁾ | 1,025 |
| Wzrost lub redukcja ceny przy zmianie typu zbrojenia z TYP12 na TYP16 lub z TYP12 na TYP8 niezależnie od długości pała i rodzaju betonu | m ⁽¹⁾ | 0,046 |
| Wzrost ceny przy zmianie typu zbrojenia z TYP12 na TYP20 niezależnie od długości pała i rodzaju betonu | m ⁽¹⁾ | 0,093 |
| Kolumna DSM D = 1200 mm (zawartość cementu 300 kg/m ³), długość 5 + 8 m | m ⁽²⁾ | 1,103 |
| Kolumna DSM D = 1200 mm (zawartość cementu 300 kg/m ³), długość 8 + 13 m | m ⁽²⁾ | 0,987 |

wyższa niż przy realizacji 20 turbin. Jest to związane głównie z kosztem mobilizacji sprzętu i ludzi;

- Lokalizacji – ceny, na przykład betonu zmieniają się na terenie Polski, istotna jest odległość dowozu mieszanki.

Przy doborze wymiarów fundamentu przyjęto następujące kryteria:

- Wysokość bryły fundamentu w cokole wynika z dążenia do osadzenia dolnego pierścienia klatki kotwiącej poniżej siatki dolnego zbrojenia płyty – w przypadku każdego rodzaju turbiny przyjęto stałą wysokość niezależnie od sposobu posadowienia (por. tabl. 4);
- Spadek górnej powierzchni płyty fundamentowej nie przekracza 24% w celu umożliwienia doboru mieszanki betonowej. Mieszanka powinna być na tyle plastyczna, aby umożliwić penetrację pomiędzy prętami zbrojenia i ich otulenie. Jednocześnie nie może być zbyt płynna, aby było możliwe ukształtowanie spadku górnej powierzchni płyty. Wartości spadku różnią się pomiędzy fundamentami ze względu na inne wymogi, na przykład spadek 21% w FB z wyporem wody pod większą turbinę, co wynika z ograniczenia grubości krawędzi fundamentu (warunek poniżej);
- Grubość płyty fundamentowej na krawędzi nie może być mniejsza niż 0,5 m – wartości grubości różnią się w zależności od konieczności spełnienia innych wymagań (na przykład spadku górnej powierzchni płyty);

- Grubość płyty fundamentowej na styku z cokołem wynika z możliwości zbrojenia płyty na zginanie pod działaniem maksymalnych sił przekrojowych – przyjęto stałą wartość w przypadku każdego rodzaju turbiny.

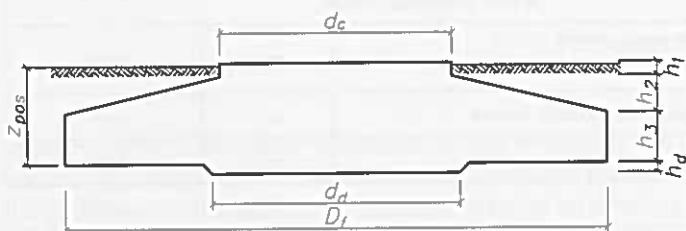
Przy posadowieniu bezpośrednim wymiary fundamentu były zdeterminowane przez wymogi statyczne związane z położeniem wypadkowej obciążeń quasi-stałych i ekstremalnych odpowiednio w I i II rdzeniu podstawy fundamentu. W sytuacji, gdy ze względu na wymogi statyczne można było uzyskać bryły fundamentu o różnych wymiarach w planie i różnych grubościach, przyjęto bryłę, która pozwalała na zastosowanie najmniejszej ilości betonu liczonej w m³. W każdym z przypadków o wielkości bryły fundamentu decydował warunek położenia wypadkowej obciążeń quasi-stałych w I rdzeniu podstawy fundamentu. W tabl. 4 oraz na rys. 3 przedstawiono wymiary fundamentów dobranych ostatecznie do analizy kosztów.

Fundament bezpośredni na podłożu rodzimym lub wzmocnionym w gruntach spoistych (grunty nr 1 i nr 3 + 6) przy założeniu braku wyporu wody nie był analizowany. Ze względów opisanych wcześniej takie założenie w quasi-stałej kombinacji obliczeniowej jest, zdaniem autora, błędne. W warunkach gruntowych nr 2 zgodnie z tabl. 2 zwierciadło wody gruntowej według wierceń było położone ponad 1,5 m głębiej niż spód płyty fundamentowej. Mimo to analizę posadowienia bezpośredniego i fundamentu palowego przeprowadzono w dwóch wariantach:

- a) przy założeniu braku wyporu wody – zwierciadło wody według wierceń na głębokości 4,7 m p.p.t.;

Tabl. 4. Wymiary fundamentów dobrane do analizy kosztów poszczególnych rodzajów posadowienia

| Rodzaj fundamentu | D_f [m] | d_f [m] | h_1 [m] | h_2 [m] | h_3 [m] | d_d [m] | h_d [m] | z_{pos} [m] | żelbet V_{zb} [m ³] |
|------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------------|-----------------------------------|
| Turbina 2,5 + 2,75 MW | | | | | | | | | |
| FP | 14,0 | 6,0 | 0,35 | 0,95 | 1,30 | 6,4 | 0,25 | 2,55 | 296,0 |
| FP | 15,0 | 6,0 | 0,35 | 1,05 | 1,20 | 6,4 | 0,25 | 2,55 | 326,0 |
| FP | 17,8 | 6,0 | 0,35 | 1,40 | 0,85 | 6,4 | 0,25 | 2,55 | 397,0 |
| FB, FW | 17,2 | 6,0 | 0,35 | 1,30 | 0,95 | 6,4 | 0,25 | 2,55 | 386,0 |
| FB, FW | 20,8 | 6,0 | 0,35 | 1,75 | 0,50 | 6,4 | 0,25 | 2,55 | 459,0 |
| Turbina 3,3 MW | | | | | | | | | |
| FP | 16,0 | 5,8 | 0,6 | 1,22 | 1,30 | 6,4 | 0,285 | 3,05 | 405,0 |
| FP | 17,0 | 5,8 | 0,6 | 1,32 | 1,20 | 6,4 | 0,285 | 3,05 | 440,0 |
| FP | 18,8 | 5,8 | 0,6 | 1,52 | 1,00 | 6,4 | 0,285 | 3,05 | 497,0 |
| FB, FW | 20,4 | 5,8 | 0,6 | 1,72 | 0,80 | 6,4 | 0,285 | 3,05 | 539,0 |
| FB, FW | 25,0 | 5,8 | 0,6 | 2,02 | 0,50 | 6,4 | 0,285 | 3,05 | 692,0 |



Rys. 3. Objasnienie oznaczeń stosowanych w tabl. 4

- b) przy założeniu działania wyporu wody na fundament – przyjęto zwierciadło wody w terenie we wszystkich kombinacjach oddziaływań; jest to przypadek dodatkowy, hipotetyczny, mający na celu przedstawienie kosztów w możliwej w realiach sytuacji gruntów sprzyjających posadowieniu na palach.

Wymiary fundamentu palowego we wszystkich warunkach gruntowo-wodnych były uzależnione od wymogów analizowanego zagadnienia. W przypadku mniejszej turbiny producent stawia wymóg braku siły wyciągającej w palach w quasi-stałej kombinacji oddziaływań. Producent nie precyzuje, jakie założenie dotyczące wyporu należy tutaj przyjąć. W warunkach gruntowo-wodnych analizowanych w pracy przyjęto, że wymóg braku siły wyciągającej pod działaniem quasi-stałej kombinacji obliczeniowej oddziaływań ze współczynnikami częściowymi $\gamma_Q = \gamma_G = 1,0$ powinien być spełniony przy następujących założeniach:

- a) przy braku wyporu wody w warunkach gruntowych nr 1, nr 3 i nr 5, to znaczy tam, gdzie od poziomu terenu do głębokości 1 m poniżej spodu fundamentu występują grunty spoiste bez przewarstwień piaszczystych;
- b) przy założeniu działania wyporu wody w warunkach gruntowych nr 6, to znaczy tam, gdzie w wyżej wymienionym przedziale występują grunty spoiste z przewarstwieniami piaszczystymi i nawiercono w nich wodę

gruntową; w tych warunkach przyjęto wodę gruntową na rzędnej odpowiadającej poziomowi ustabilizowanemu tj. 1,0 m p.p.t.;

- c) przy założeniu działania wyporu wody w warunkach gruntowych nr 4, to znaczy tam, gdzie w wyżej wymienionym przedziale występują grunty spoiste z przewarstwieniami piaszczystymi, ale wykonane badania nie wystarczają do określenia położenia ZWG; w tych warunkach przyjęto wodę gruntową na rzędnej terenu;
- d) przy braku wyporu wody w warunkach gruntowych nr 2, to znaczy w gruntach niespoistych, w których zwierciadło wody nawiercono na głębokości 4,7 m poniżej terenu; przypadek ten oznaczono jako 2a;
- e) przy założeniu wyporu wody w warunkach gruntowych nr 2, to znaczy w gruntach niespoistych, w których zwierciadło wody nawiercono na głębokości 4,7 m p.p.t.; jest to przypadek dodatkowy, hipotetyczny, który w zakresie kosztów jest porównywany jedynie z analogicznym założeniem w przypadku posadowienia bezpośredniego; przypadek ten oznaczono jako 2b.

Niezależnie od wymogu braku wyciągania w palach pod działaniem quasi-stałej kombinacji oddziaływań przeprowadzono też analizę z pominięciem wyżej wymienionego wymogu. Wielu producentów turbin dopuszcza taką sytuację pod warunkiem wykonania odpowiednich obliczeń.

Podsumowaniem przeprowadzonych analiz jest zestawienie materiałów koniecznych do wykonania wszystkich analizowanych fundamentów. Przedstawiono je w tabl. 5.

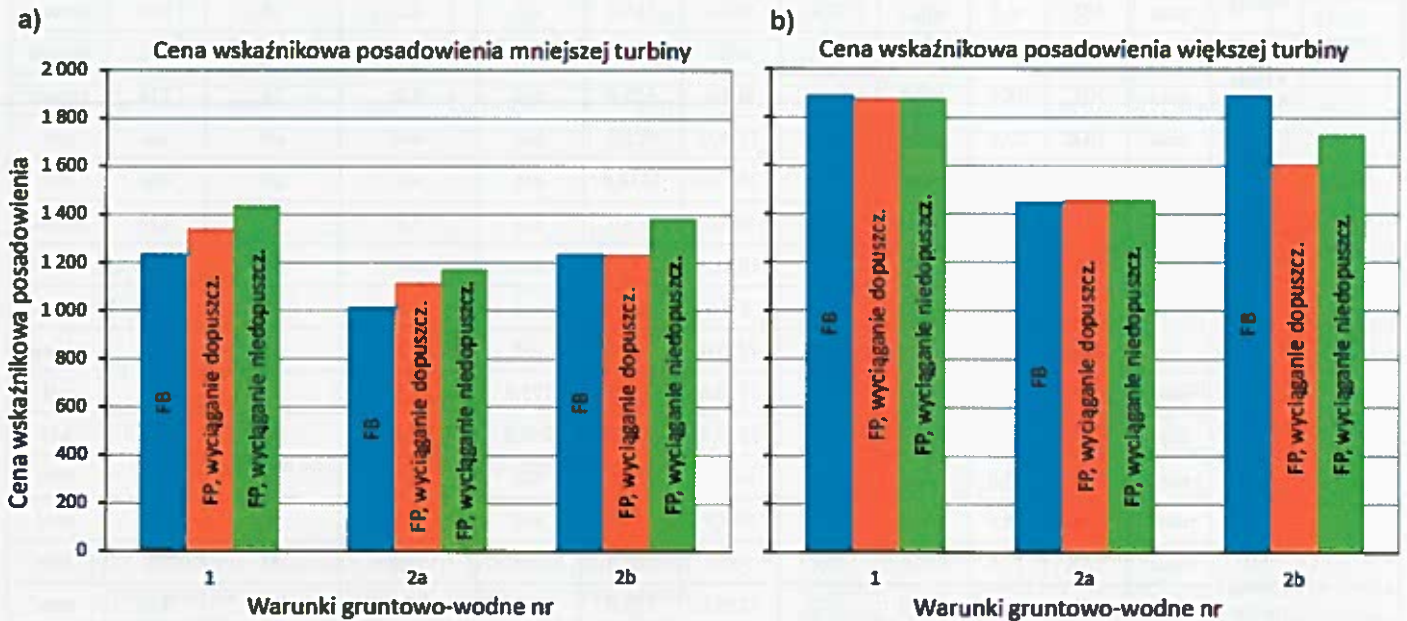
Na rys. 4 przedstawiono porównanie cen wskaźnikowych fundamentu bezpośredniego na gruncie rodzimym (FB) i fundamentu na palach wbijanych (FP) w analizowanych przypadkach.

Na podstawie wyników analizy przedstawionych na powyższym rysunku można wyciągnąć następujące wnioski:

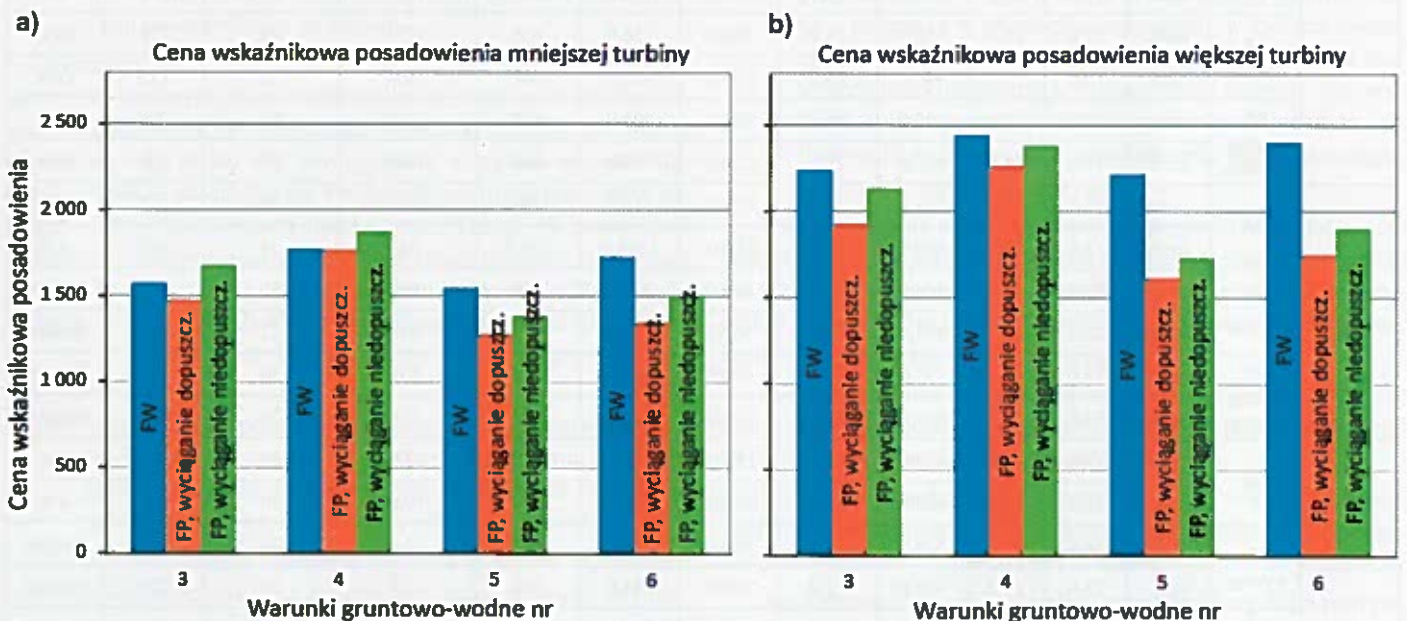
Tabl. 5. Zestawienie materiałów do analizy kosztów poszczególnych rodzajów posadowienia

| Warunki gruntowe Nr | Rodzaj posadowienia | Turbina | Wypór wody | D_f [m] | Żelbet V_{fb} [m ³] | Chudy beton V_b [m ³] | Wykopy V_w [m ³] | Zasyпки V_z [m ³] | Warunki transm. V_p [m ²] | długość pali / kolumn DSM [m] | liczba pali / kolumn DSM [szt] | Zbrojenie pala TYP | Beton rodzaj |
|---------------------|---------------------|---------|------------|-----------|-----------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|---|-------------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------|
| 1 | FB | mała | TAK | 20,8 | 459,0 | 35,0 | 1180,0 | 721,0 | n/d | n/d | n/d | n/d | n/d |
| | | duża | TAK | 25,0 | 692,0 | 50,0 | 2030,0 | 1338,0 | n/d | n/d | n/d | n/d | n/d |
| | FP, wyciąg. | mała | TAK | 14,0 | 296,0 | 16,0 | 610,0 | 314,0 | n/d | 11,0 | 48 | T20 | żwir |
| | | duża | TAK | 16,0 | 405,0 | 21,0 | 960,0 | 555,0 | n/d | 15,0 | 50 | T20 | żwir |
| | FP, wyciąg. niedop. | mała | TAK | 15,0 | 326,0 | 18,0 | 680,0 | 354,0 | n/d | 15,0 | 36 | T20 | żwir |
| | | duża | TAK | 16,0 | 405,0 | 21,0 | 960,0 | 555,0 | n/d | 15,0 | 50 | T20 | żwir |
| 2a | FB | mała | NIE | 17,2 | 386,0 | 24,0 | 850,0 | 464,0 | n/d | n/d | n/d | n/d | n/d |
| | | duża | NIE | 20,4 | 539,0 | 34,0 | 1440,0 | 901,0 | n/d | n/d | n/d | n/d | n/d |
| | FP, wyciąg. | mała | NIE | 14,0 | 296,0 | 16,0 | 610,0 | 314,0 | n/d | 8,0 | 32 | T20 | łamane |
| | | duża | NIE | 16,0 | 405,0 | 21,0 | 960,0 | 555,0 | n/d | 8,0 | 36 | T16 | łamane |
| | FP, wyciąg. niedop. | mała | NIE | 15,0 | 326,0 | 18,0 | 680,0 | 354,0 | n/d | 7,0 | 36 | T12 | łamane |
| | | duża | NIE | 16,0 | 405,0 | 21,0 | 960,0 | 555,0 | n/d | 8,0 | 36 | T16 | łamane |
| 2b | FB | mała | TAK | 20,8 | 459,0 | 35,0 | 1180,0 | 721,0 | n/d | n/d | n/d | n/d | n/d |
| | | duża | TAK | 25,0 | 692,0 | 50,0 | 2030,0 | 1338,0 | n/d | n/d | n/d | n/d | n/d |
| | FP, wyciąg. | mała | TAK | 15,0 | 326,0 | 18,0 | 680,0 | 354,0 | n/d | 8,0 | 36 | T20 | łamane |
| | | duża | TAK | 17,0 | 440,0 | 23,0 | 1060,0 | 620,0 | n/d | 8,0 | 40 | T20 | łamane |
| | FP, wyciąg. | mała | TAK | 17,8 | 397,0 | 26,0 | 900,0 | 503,0 | n/d | 8,0 | 30 | T16 | łamane |
| | | duża | TAK | 18,8 | 497,0 | 28,0 | 1250,0 | 753,0 | n/d | 8,0 | 36 | T16 | łamane |
| 3 | FW | mała | TAK | 20,8 | 459,0 | 35,0 | 1350,0 | 716,0 | 175,0 | 5,5 | 42 | n/d | n/d |
| | | duża | TAK | 25,0 | 692,0 | 50,0 | 2280,0 | 1338,0 | 250,0 | 5,0 | 42 | n/d | n/d |
| | FP, wyciąg. | mała | TAK | 15,0 | 326,0 | 18,0 | 680,0 | 354,0 | n/d | 16,0 | 36 | T20 | żwir |
| | | duża | TAK | 16,0 | 405,0 | 21,0 | 960,0 | 555,0 | n/d | 16,0 | 50 | T20 | żwir |
| | FP, wyciąg. niedop. | mała | TAK | 17,8 | 397,0 | 26,0 | 900,0 | 503,0 | n/d | 15,0 | 44 | T8 | żwir |
| | | duża | TAK | 18,8 | 497,0 | 28,0 | 1250,0 | 753,0 | n/d | 15,0 | 54 | T12 | żwir |
| 4 | FW | mała | TAK | 20,8 | 459,0 | 35,0 | 1350,0 | 716,0 | 175,0 | 11,0 | 42 | n/d | n/d |
| | | duża | TAK | 25,0 | 692,0 | 50,0 | 2280,0 | 1338,0 | 250,0 | 10,5 | 42 | n/d | n/d |
| | FP, wyciąg. | mała | TAK | 15,0 | 326,0 | 18,0 | 680,0 | 354,0 | n/d | 17,0 | 48 | T16 | żwir |
| | | duża | TAK | 17,0 | 440,0 | 23,0 | 1060,0 | 620,0 | n/d | 16,0 | 72 | T12 | żwir |
| | FP, wyciąg. niedop. | mała | TAK | 17,8 | 397,0 | 26,0 | 900,0 | 503,0 | n/d | 16,0 | 56 | T8 | żwir |
| | | duża | TAK | 18,8 | 497,0 | 28,0 | 1250,0 | 753,0 | n/d | 16,0 | 72 | T8 | żwir |
| 5 | FW | mała | TAK | 20,8 | 459,0 | 35,0 | 1350,0 | 716,0 | 175,0 | 5,5 | 38 | n/d | n/d |
| | | duża | TAK | 25,0 | 692,0 | 50,0 | 2280,0 | 1338,0 | 250,0 | 5,0 | 38 | n/d | n/d |
| | FP, wyciąg. | mała | TAK | 15,0 | 326,0 | 18,0 | 680,0 | 354,0 | n/d | 9,0 | 36 | T20 | łamane |
| | | duża | TAK | 16,0 | 405,0 | 21,0 | 960,0 | 555,0 | n/d | 8,0 | 52 | T20 | łamane |
| | FP, wyciąg. niedop. | mała | TAK | 17,8 | 397,0 | 26,0 | 900,0 | 503,0 | n/d | 8,0 | 30 | T16 | łamane |
| | | duża | TAK | 18,8 | 497,0 | 28,0 | 1250,0 | 753,0 | n/d | 8,0 | 36 | T16 | łamane |
| 6 | FW | mała | TAK | 20,8 | 459,0 | 35,0 | 1350,0 | 716,0 | 175,0 | 11,0 | 38 | n/d | n/d |
| | | duża | TAK | 25,0 | 692,0 | 50,0 | 2280,0 | 1338,0 | 250,0 | 10,5 | 38 | n/d | n/d |
| | FP, wyciąg. | mała | TAK | 15,0 | 326,0 | 18,0 | 680,0 | 354,0 | n/d | 12,0 | 36 | T20 | łamane |
| | | duża | TAK | 16,0 | 405,0 | 21,0 | 960,0 | 555,0 | n/d | 12,0 | 50 | T20 | łamane |
| | FP, wyciąg. niedop. | mała | TAK | 17,8 | 397,0 | 26,0 | 900,0 | 503,0 | n/d | 13,0 | 30 | T16 | łamane |
| | | duża | TAK | 18,8 | 497,0 | 28,0 | 1250,0 | 753,0 | n/d | 12,0 | 44 | T12 | łamane |

1. W przypadku mniejszej turbiny koszt FP jest wyższy lub zbliżony do kosztu FB, nawet w warunkach gruntowo-wodnych sprzyjających zastosowaniu pali wbijanych. W przypadkach, gdy koszty te są zbliżone, stosowanie fundamentu palowego jest niezasadne, gdyż wydłuża całkowity czas realizacji.
2. W przypadku większej turbiny wiatrowej koszt posadowienia na FP jest zbliżony do kosztu FB lub niższy również w warunkach gruntowo-wodnych umiarkowanie sprzyjających zastosowaniu pali wbijanych. Stwierdzono, że w sytuacji korzystnej do zastosowania pali wbijanych (wysoki poziom wody gruntowej w piaskach średnio zagęszczonych i zagęszczonych) fundament bezpośredni jest o 17% droższy niż palowy (cena wskaźnikowa 1878 vs 1609 jednostek).
3. Z ekonomicznego punktu widzenia za warunki sprzyjające zastosowaniu pali wbijanych należy uważać grunty niespoiste w stanie przynajmniej średnio zagęszczonym. Podobna zależność wystąpi również w przypadku gruntów spoistych o wysokiej wytrzymałości (opór stożka sondy CPT $q_c > 7$ MPa), choć wniosek ten nie wynika bezpośrednio z przeprowadzonych analiz.
4. Występowanie wysokiego poziomu wody w gruntach piaszczystych sprzyjających zastosowaniu pali wbijanych dodatkowo poprawia relację kosztów fundamentu palowego do bezpośredniego, niezależnie od tego, czy relacja ta była pierwotnie na korzyść FP czy FB.
5. Niezależnie od warunków gruntowych i wielkości turbiny relacja między kosztem FP i FB jest zależna od faktu, czy producent turbiny stawia wymóg braku sił wyciąga-



Rys. 4. Porównanie cen wskaźnikowych posadowień FB i FP w przypadku mniejszej turbiny (a) i większej turbiny (b)



Rys. 5. Porównanie cen wskaźnikowych posadowień FW i FP mniejszej turbiny (a) i większej turbiny (b)

jących w palach w kombinacji quasi-stałej oddziaływań. Występowanie tego wymogu jest niekorzystne ekonomicznie w przypadku fundamentu palowego.

Na rys. 5 przedstawiono porównanie cen wskaźnikowych fundamentu bezpośredniego na podłożu wzmocnionym (FW) i fundamentu na palach wbijanych (FP) w analizowanych przypadkach.

Na podstawie wyników analizy przedstawionych na powyższym rysunku można wyciągnąć następujące wnioski:

1. W przypadku mniejszej turbiny koszt posadowienia na palach wbijanych może być zarówno niższy, jak i wyższy niż koszt posadowienia na podłożu wzmocnionym. Należy podkreślić, że w przypadkach, gdy koszty te są zbliżone, stosowanie fundamentu na palach wbijanych jest bardziej korzystne technicznie, a także skraca całkowity czas realizacji przy wyższym stopniu kontroli robót.
2. W przypadku większej turbiny wiatrowej koszt posadowienia FP jest niższy niż FW. W przypadku najbardziej niekorzystnym dla FP, koszt FW jest o 3% wyższy niż FP (cena wskaźnikowa 2444 vs 2382 jednostek). W sytuacji korzystnej dla FP fundament na podłożu wzmocnionym jest o 37% droższy niż palowy (cena wskaźnikowa 2402 vs 1749 jednostek).
3. Z ekonomicznego punktu widzenia za warunki sprzyjające zastosowaniu pali wbijanych należy uważać grunty niespoiste w stanie przynajmniej średnio zagęszczonym. Podobna zależność wystąpi również w przypadku gruntów spoistych o wysokiej wytrzymałości (opór stożka sondy CPT $q_c > 7$ MPa). Wbrew oczekiwaniom i założeniom przyjętym w tabl. 2, głębokość zalegania gruntu o wysokiej wytrzymałości nie wpływa znacząco na relację kosztów między FP i FW.
4. Analogicznie do przypadku FB vs FP występowanie wysokiego poziomu wody w gruntach piaszczystych sprzyjających zastosowaniu pali wbijanych dodatkowo poprawi też relację kosztów FP do FW.
5. Niezależnie od warunków gruntowych i wielkości turbiny relacja między kosztem fundamentu palowego i fundamentu na podłożu wzmocnionym jest zależna od faktu, czy producent turbiny stawia wymóg braku sił wyciągających w palach w kombinacji quasi-stałej oddziaływań. Występowanie tego wymogu osłabia konkurencyjność FP względem FW. Jednak nawet w takim przypadku fundament palowy jest korzystniejszy niż fundament na podłożu wzmocnionym, a jego konkurencyjność jest tym lepsza, im większa jest turbina.

W ramach podsumowania powyższych analiz i wniosków można stwierdzić, że zgodnie z tezą postawioną na wstępie artykułu, relacja kosztów pomiędzy posadowieniem FB i FP nie jest jednoznaczna. Założenie, że koszt posadowienia bezpośredniego na podłożu rodzimym jest niższy niż fundamentu palowego, jest nieuzasadnione. W sprzyjających warunkach gruntowych fundament palowy może być tańszy niż fundament bezpośredni na podłożu rodzimym. Relacja kosztów jest tym korzystniejsza w przypadku fundamentu na palach wbijanych, im większa jest turbina.

PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W artykule omówiono wybrane aspekty techniczne projektowania fundamentów elektrowni wiatrowych. Jednym z elementów, które w sposób znaczący wpływają na wyniki obliczeń fundamentu elektrowni wiatrowej jest wypór wody. Jest to również jedna z tych składowych obciążeń fundamentów, która budzi duże wątpliwości. Z tego względu zagadnieniu wyporu poświęcono w artykule szczególną uwagę. Najważniejsze wnioski dotyczące działania wyporu wody na fundament można podsumować następująco:

- podstawowe techniki rozpoznania podłoża, to jest wiercenia i sondowania CPT(u), nie są narzędziami pozwalającymi na stwierdzenie występowania wody gruntowej w niespękanym gruncie spoistym bez przewarstwień piaszczystych; poziom ZWG w takim gruncie może być określony za pomocą długotrwałej obserwacji, na przykład przy zastosowaniu piezometru Casagrandego;
- brak ZWG w gruncie spoistym nie wyklucza możliwości wystąpienia wyporu wody na fundament w gruncie spoistym, na przykład w wyniku gromadzenia w obrębie zasypki fundamentu wód opadowych lub wody z sąsiedztwa;
- szczególnie duże prawdopodobieństwo okresowego gromadzenia się wody w obrębie zasypki występuje w przypadku fundamentów na podłożu wzmocnionym, w których poniżej spodu płyty zastosowano warstwę transmisyjną z gruntu przepuszczalnego; jednocześnie warstwa ta jest istotna z punktu widzenia prawidłowej pracy fundamentu na podłożu wzmocnionym, szczególnie w przypadku kolumn DSM.

Podsumowując rozważania na temat działania wyporu wody na fundament elektrowni wiatrowej, należy stwierdzić, że za wyjątkiem uzasadnionych przypadków wypór wody powinien być uwzględniany przy założeniu położenia zwierciadła wody w poziomie otaczającego terenu.

Uwzględniając omówioną problematykę techniczną, w artykule przeprowadzono analizę trzech metod posadowienia turbin wiatrowych w warunkach gruntowych typowych dla północno-zachodniej i północnej Polski. Wybrano sześć profili gruntowych pochodzących z inwestycji, na których zrealizowano farmy wiatrowe. Techniki posadowienia uwzględnione w artykule obejmują fundament bezpośredni na podłożu rodzimym (FB), fundament bezpośredni na podłożu wzmocnionym kolumnami DSM (FW) i fundament na palach wbijanych (FP). Obliczenia fundamentu palowego wykonano we wszystkich warunkach gruntowych, zaś dwóch pozostałych rodzajów posadowienia, w warunkach gruntowych odpowiednich dla ich zastosowania. Do analizy wybrano dwa rodzaje turbin: jedna o mocy 2,5 + 2,75 MW, druga o mocy 3,3 MW. Łącznie przedstawiono wyniki z 42 obliczeń, których podsumowaniem było zestawienie materiałów niezbędnych do zrealizowania posadowienia oraz analiza kosztów fundamentowania.

Zgodnie z tezą postawioną na wstępie artykułu relacja kosztów pomiędzy posadowieniem FB i FP nie jest jednoznaczna.

Założenie, że koszt posadowienia bezpośredniego na podłożu rodzimym jest zawsze niższy niż fundamentu palowego, jest nieuzasadnione. W sprzyjających warunkach gruntowych fundament palowy może być tańszy niż fundament bezpośredni na podłożu rodzimym, choć oczywiście wykonanie pali wydłuży czas realizacji. Relacja kosztów jest tym korzystniejsza w przypadku fundamentu na palach wbijanych, im większa jest turbina. Z ekonomicznego punktu widzenia za warunki sprzyjające zastosowaniu pali wbijanych należy uważać grunty niespoiste w stanie przynajmniej średnio zagęszczonym lub spoiste o wysokiej wytrzymałości (opór stożka sondy CPT $q_c > 7$ MPa).

Podobnie należy stwierdzić, że przekonanie o konkurencyjności fundamentu na podłożu wzmocnionym względem fundamentu palowego jest nieuzasadnione. Fundament na palach wbijanych okazał się w większości przypadków tańszy niż fundament bezpośredni na podłożu wzmocnionym. Relacja kosztów jest tym korzystniejsza w przypadku fundamentu na palach wbijanych, im większa jest turbina. Warunki gruntowe sprzyjające posadowieniu FB w stosunku do FW są analogiczne jak przy porównaniu fundamentów FB i FP. Posadowienie na palach wbijanych jest tym bardziej konkurencyjne w stosunku do FW, im większa jest turbina.

Niezależnie od warunków gruntowych konkurencyjność fundamentu palowego przy porównaniu pomiędzy FP i FB oraz FP i FW ulega pogorszeniu w przypadkach, w których producent turbiny stawia wymóg braku sił wyciągających w palach w quasi-stałej sytuacji obliczeniowej. W przypadku warunków gruntowych zdominowanych przez piaski konkurencyjność fundamentu na palach ulega poprawie przy wysokim poziomie ZWG.

LITERATURA

1. Duncicliff J.: Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, Inc, New York 1993.

2. Mandolini A., Russo G, Viggiani C.: Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design. Proc. XVI ICSMGE, Osaka 2005.
3. Robertson P.: The J.K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests – some insights. Proc. of the 4th Int. Conf. on site characterization, Pernambuco 2013, Brazylia.
4. Sahajda, K.: Calculation of piles based on CPT results in Poland. Proc. of the 4th International Young Geotechnical Engineers Conference, Alexandria, 3-6 October 2009, 223-226.
5. Seidel M.: Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 11, 2002.
6. Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G.: Soil mechanics in engineering practice. Wiley, New York 1996.
7. Topolnicki M.: Wzmocnianie i uszczelnianie gruntu metodą wglębnego mieszania na mokro (DSM). XXIV ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji, Wisła, 17 – 20 marca 2009.
8. Det Norske Veritas (DNV) (2002). Guidelines for Design of Wind Turbines.
9. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) (2012). Richtlinie für Windenergieanlagen. Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung.
10. DIN 1054: 2005-01. Baugrund. Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Januar 2005.
11. IEC 61400-1:2005. Wind turbines, Part 1: design requirements.
12. IEC 61400-3:2009. Wind turbines, Part 3: design requirements for offshore wind turbines.
13. PN-EN 1990: Październik 2004. Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji.
14. PN-EN 1997-1: Październik 2005. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
15. PN-EN 1997-1:2-8/Ap2 Poprawka do Polskiej Normy PN-EN 1997-1: 2008 Eurokod 7. Projektowanie Geotechniczne, Część 1: Zasady ogólne.

PODZIĘKOWANIE: Autor dziękuje dr. Dariuszowi Sobali za wnikliwe przejrzenie artykułu i cenne uwagi.

Krzywa depresji w ziemnych zaporach wodnych przy uwzględnieniu sezonowych zmian temperatury

Doc. mgr inż. Konstanty Anisimow, doc. dr inż. Sergiusz Dmitrijew,
doc. dr inż. Włodzimierz Osadczy, mgr inż. Denis Velykyi

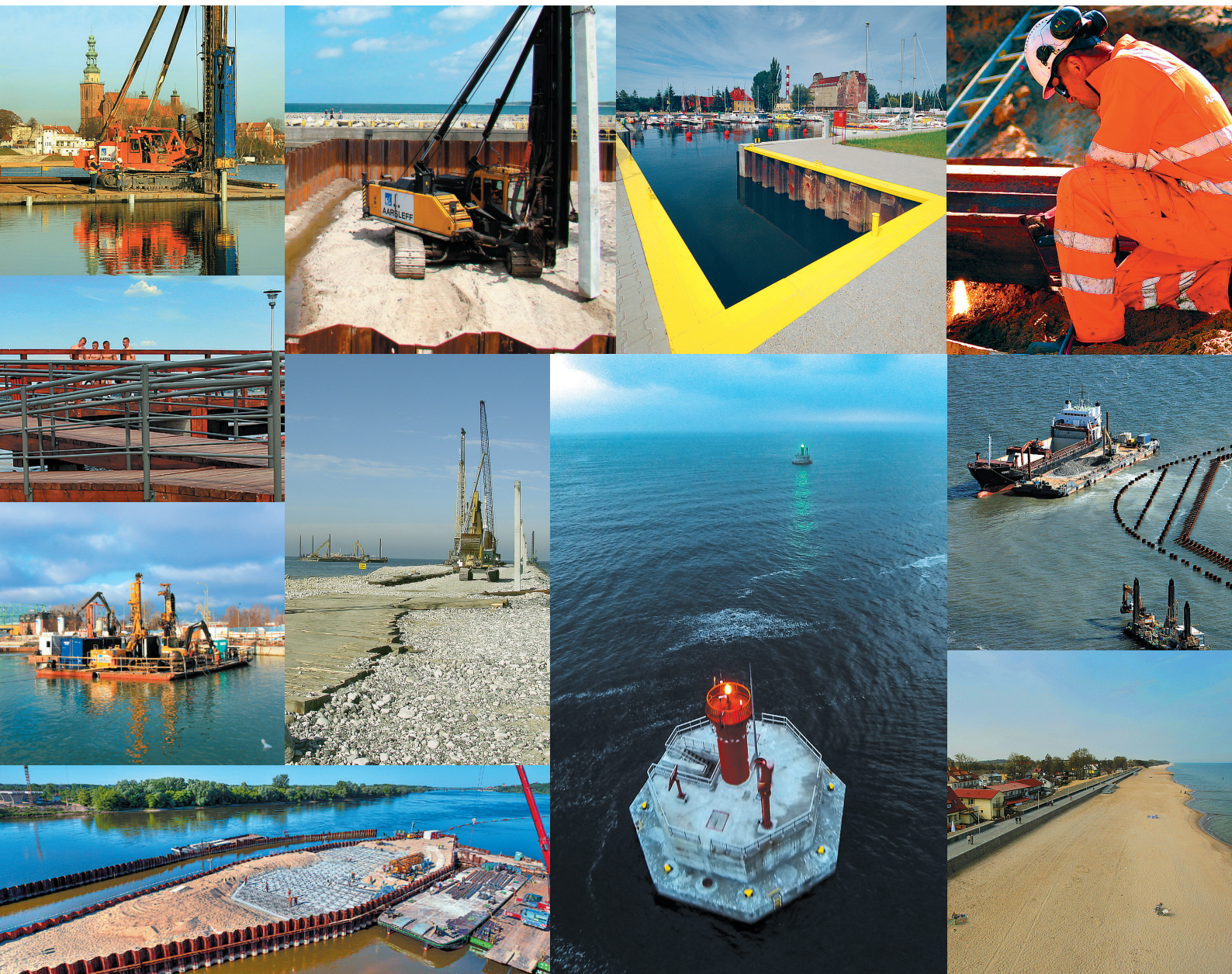
Państwowa Akademia Budownictwa i Architektury w Odessie,
Katedra budownictwa energetycznego i wodno-gospodarczego

Negatywne oddziaływanie procesów filtracyjnych w budowach hydrotechnicznych w znaczącym stopniu wyznacza rodzaj konstrukcji oraz wymiary tych budowli. Tak jest w przypadku projektowania wszystkich rodzajów zapór wodnych. Woda filtruje także pod podstawą tych budowli oraz w miejscu ich styku ze skarpami. Przy tym strumień filtracyjny wywiera parcie na konstrukcje, usiłując wymyć spod nich grunt. Badania awarii konstrukcji hydrotechnicznych prowadzą do wniosku, że duża część z nich jest efektem destrukcyjnego działania filtracji.

Oddziaływanie wód gruntowych na stan osuwającej się skarpy przejawia się w różny sposób. Nasycając grunty, woda zmienia ich charakterystyki fizyko-mechaniczne i częściowo

charakterystyki odkształceń, zmniejszając wartość oporu na przesuw. Oprócz tego, wody gruntowe zwilżając ewentualne powierzchnie poślizgu, zmniejszają siły tarcia. Przy tym, woda wypełniając szkielet gruntowy, obniża normalne naprężenia σ w płaszczyźnie przesuwu i może doprowadzić do prawie całkowitego zaniku tarcia wewnętrznego w gruncie [1]. Zmiana położenia krzywej depresji również prowadzi do zmiany wartości mas przyłączonych w obliczeniach sejsmicznych.

W szeregu badań [2 ÷ 5] odnotowano fakt, że w ziemnych konstrukcjach i filtrach odwrotnych obserwowano wahania krzywej depresji niezwiązane ze zmianą poziomów górnej i dolnej wody. Te wahania często mają cykliczny charakter w okresie



Aarsleff → budownictwo mieszkaniowe, kubaturowe, przemysłowe, hydrotechniczne, kolejowe, elektrownie wiatrowe, drogi i autostrady, obiekty sportowe i rekreacyjne. na zdjęciach budowa moła w Chełmży, budowa Marina Royale w Darłowie, marina w Elblągu, fragment moła w Nleporęciu, budowa falochronu w Śwnoujściu, Bałtyk — stawy nawigacyjne, budowa falochronu w Śwnoujściu, budowa Muzeum II Wojny Światowej w Gdańsku, budowa wyspy na Wiśle pod podporę mostu w Toruniu, nabrzeże w Sarbinowie.



Aarsleff →
budownictwo mieszkaniowe,
kubaturowe, przemysłowe,
hydrotechniczne, kolejowe,
elektrownie wiatrowe,
drogi i autostrady, obiekty
sportowe i rekreacyjne.

na zdjęciach
budowa fundamentu palowego pod zakład produkcyjny Gryfia w Szczecinie, budowa kanalizacji
w ciągu ul. Dźwigowej w Warszawie, posadowienie dzwonnicy w Białymstoku, roboty klejowe,
budowa stadionu narodowego w Warszawie, budowa oczyszczalni ścieków we Wrocławiu, prace
fundamentowe — farma wiatrowa, marina w Elblągu, na budowie budynku wielorodzinnego, budowa
terminala Kraków-Balice, estakady i most w Kwidzynie, budynek dworca Wrocław Główny — podczas
jego modernizacji wykonaliśmy ponad 7000 m² stalowych ścian szczelnych jako zabezpieczenie
wykopów niezbędnych do przeprowadzenia przebudowy obiektu (FOT. EMIL123. WIKIMEDIA)