

Badania presjometryczne i ich zastosowanie w obliczeniach geotechnicznych

Pressiometric tests and their application in geotechnical calculations

dr inż. Bogdan Rymsza, em. prac. Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej, dr Rafał Kuszyk (ORCID: 0000-0001-8657-1215), Instytut Dróg i Mostów, Politechnika Warszawska

DOI 10.5604/01.3001.0053.8516

Streszczenie: W artykule omówiono zastosowanie i sposób przeprowadzenia badań presjometrem Ménarda. Szczególną uwagę zwrócono na interpretację wyników badań, zestawiając w analizie porównawczej krzywą presjometryczną z wykresem fazowych osiadań fundamentu. Istotną częścią pracy są przykłady wykorzystania parametrów presjometrycznych przy wyznaczaniu nośności podłoża, wymiarowaniu fundamentów (w tym płyt pod turbiny wiatrowe) i przy projektowaniu kotwionych ścian oporowych.

Słowa kluczowe: badania presjometryczne, wyniki badań, wymiarowanie fundamentów, kotwione ściany oporowe.

Abstract: The application and tests carried on by Ménard Pressurometer method are presented in the paper. Main attention was paid to the interpretation of the test results, comparing the pressuremeter curve with the foundation settlements diagram. An important part of the work are examples of the use of pressuremeter parameters in determining the bearing capacity of the basement, dimensioning of the foundations (including wind turbines slabs) and in the design of anchored retaining walls.

Keywords: pressuremetric tests, test results, dimensioning of foundations, anchored retaining walls.

1. Wprowadzenie

Badania presjometryczne (PMT – *Pressuremeter Ménard Test*) jakkolwiek są jedną z podstawowych metod polowego rozpoznawania podłoża gruntowego, wskazaną w normie [7] i w innych aktach prawnych dotyczących budownictwa drogowego, kolejowego i posadowienia obiektów budowlanych – to w praktyce krajowej są stosunkowo rzadko wykonywane. W ramach badań polowych, oprócz zwykłych wierceń i sondowań dynamicznych najczęściej przeprowadza się sondowania statyczne (CPT, CPTU) i sondowania dylatometryczne (DMT).

Pomysł ekspansywnej sondy gazowej przedstawił blisko 100 lat temu F. Kögler [11], jednakże rzeczywistym twórcą presjometru, który go skonstruował, opracował zasady interpretacji wyników i opatentował w 1955 r., nadając mu nazwę Pressiomètre był Luis Ménard – stąd nazwa norma MPM (*Ménard Pressuremeter Method*). Charakteryzując klasyczne badanie PMT, należy na wstępie zauważyć, iż przeprowadza się je w otworze wiertniczym o średnicy zbliżonej do średnicy presjometru (rys. 1). Przy gruntach nawodnionych otwór stabilizowany jest płuczką wiertniczą lub rurą szczelinową, w której umieszcza się sondę presjometryczną. Znajomość rodzaju gruntu w poszczególnych warstwach ułatwia więc ustalenie głębokości kolejnych badań. W każdym badaniu wyznacza się zależność między radialnymi naprężeniami naciskowymi $\sigma_r \approx p$ działającymi na umownie walcową powierzchnię wnęki pomiarowej

o promieniu $R = R_c + r$, wysokości l_c a odkształceniami objętościowymi gruntu $\Delta V [r(\sigma_r)] = V$. Naprężenia są przekazywane przez cylindryczną sondę z elastycznie rozszerzalną membranę, których wartość określająca „i-ty” stopień naprężenia/odkształcenia przy idealnie podatnej membranie byłaby równa ciśnieniu cieczy wzbudzonemu w sondzie ($\sigma_{ri} = p_i$). Ponieważ bezpośredni pomiar odkształcenia radialnego r – nawet pomijając pewną nierównomierność rozkładu odkształceń – byłby trudny ze względów technicznych, mierzony jest przyrost objętości rozszerzającej się komory „KP” $V_i = \Delta V_{w0} (p_i) = \pi l_c [(R_c + r)^2 - R_c^2]$ (rys. 1). Przy każdym stopniu ciśnienia p_i , utrzymywanym przy badaniach standardowych przez 1 min, należy wykonać 3 odczyty zmian objętościowych $\Delta V_{w0-i} = V_i \cdot$ po czasie 15 s (V_{15}), po 30 s (V_{30}) i po 60 s (V_{60}), gdzie odczyt $V_{60} = V_i(p_i)$ jest przyjmowany jako wskazanie końcowe (rys. 2). Wartości pomiarowe p_i oraz $V_i = \Delta V_{KP}(p_i) = \pi l_c [(R_c + r)^2 - R_c^2]$, gdzie $R_c = 0,5D_c$ są odczytywane na manometrze (M_p) i objętościomierzu (WO) lub zapisywane automatycznie, przy czym dalej uwzględnia się skorygowane wartości pomiarowe:

$$p_{is} = p_i + p_H - p_e(V_i) \quad (1a)$$

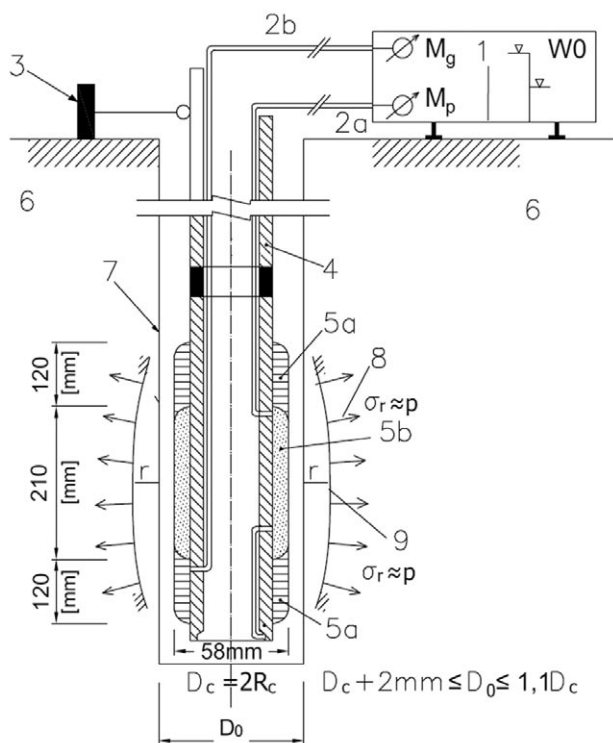
$$V_{is} = V_i - a p_i \quad (1b)$$

gdzie:

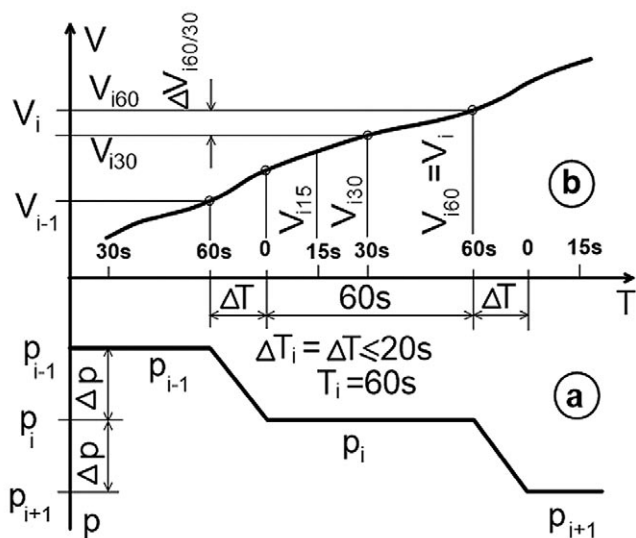
$p_H = \Delta H \gamma_w$ – przyrost ciśnienia hydrostatycznego wody (cieczy) przy zagłębieniu sondy ΔH ;

$p_e(V_i)$ – poprawka na stratę ciśnienia przy rozszerzeniu sondy do objętości V_{ip} ;

a – poprawka na stratę objętości.



Rys. 1. Schemat presjometru Ménarda (typ BX wg [12]): 1 – urządzenie pomiarowe UP, 2a – przewód z ciekłą, 2b – przewód z gazem, 3 – pomiar głębokości, 4 – żerdzie, 5a – komory wyrównawcze KW, 5b – komora pomiarowa KP, 6 – podłoże, 7 – wnęka badawcza, 8 – naprężenie naciskowe $\sigma_r \approx p$, 9 – odkształcenia radialne gruntu r



Rys. 2. Programowanie obciążeń i odczytów pomiarowych: a – stopniowanie przyrostów ciśnienia, b – zasady odczytów objętościowych

Wartości poprawek p_e , a określa się na podstawie kontrolnego cechowania presjometru [8]. Na podstawie wyników $p_{is} = p$ i $V_{is} = V$ sporządza się wykres zależności i wyznacza się umowne wielkości presjometryczne charakteryzujące nośność/wytrzymałość i odkształcalność/ściśliwość badanego gruntu. Badanie presjometryczne jest więc w istocie

próbny obciążeniem gruntu, podobnym do badania PLT (Plate Loading Test) [7], tyle że ukierunkowanym na działanie sił poziomych.

Schemat trójkomorowego presjometru Ménarda połączonego z naziemnym urządzeniem kontrolno-pomiarowym przedstawiono na rysunku 1. Właściwa komora pomiarowa (KP) o wysokości $l_{KP} = l_c = 210$ mm i nominalnej średnicy $D_c = 58$ mm jest napełniona wodą, a zimą – płynem o obniżonej temperaturze zamarzania. Dwie, również rozszerzalne komory wyrównawcze (KW); $l_{KW} = 120$ mm) są wypełniane gazem pod ciśnieniem. Szczegółowe omówienie różnych kwestii dotyczących programowania i wykonywania badań presjometrycznych można znaleźć w instrukcjach normowych [7, 8] i w literaturze, gdzie szczególnie cenne są wskazania i zalecenia podane w pracy [12].

2. Interpretacja i analiza wyników badania presjometrycznego

2.1. Interpretacja graficzna i ogólna analiza wyników badań

Odwzorowując skorygowane wyniki pomiarów, otrzymuje się wykres $V(p)$ nazywany krzywą presjometryczną (rys. 3a). Na wykresie tym można wydzielić trzy fazy.

- Faza I określa naprężenie radialne $\sigma_r = p_A$, przy którym następuje pełny docisk sondy do wnęki otworu niwelujący skutki naruszenia struktury gruntu i odprężenia, jakie nastąpiło w pierścieniu przyobwodowym przy wykonywaniu otworu. Niektórzy autorzy traktują ciśnienie p_A jako wtórne naprężenie radialne odtwarzające w przybliżeniu stan naprężenia i odkształcenia in-situ $p_A \approx p_0 = \sigma_{ho}$ [11, 14]. Z dokładniejszej analizy porównawczej uwzględniającej zakres zmienności współczynnika parcia spoczynkowego K_0 wynika, że rzeczywiste „ciśnienie wyrównawcze” jest większe $p_w \approx \sigma_{ho} = \sigma_{vo} K_0 > p_A$ [3, 12].

- Faza II określa zakres naprężeń, w którym przyrosty objętości ΔV są w przybliżeniu proporcjonalne do przyrostu ciśnienia Δp . Granicę odkształceń quasi-sprężystych określa ciśnienie $p_B = p_f = p_{kr}$ nazywane naprężeniem/ciśnieniem pełzania lub płynięcia. Naprężenie pełzania jest odpowiednikiem pionowych naprężeń krytycznych $\sigma_v = q_{kr}$ określających powstawanie przykrawędziowych stref uplastycznienia przy fundamentach bezpośrednich [14]. W tym przypadku należy przyjąć, że uplastycznienie następuje na całej cylindrycznej powierzchni wnęki [11].

- W fazie odkształceń plastycznych III, nazywanej też fazą pełzania, naprężenia naciskowe przekazywane przez sondę na powierzchnię cylindryczną gruntu zwiększają się od naprężeń krytycznych do granicznych $\sigma_{kr} = p_f < \sigma_f < \sigma_{gr} = p_L$. Określenie „naprężenie graniczne” w odniesieniu do gruntu jest tu umowne, gdyż w istocie dotyczy ciśnienia p_L , jakie jest wzbudzone w centralnej komorze sondy przy maksymalnym, ale bezpiecznym jej odkształceniu objętościowym (rys. 3a). Ciśnienie p_L odpowiadające objętości $V_{max} = V_L$

(mierzone lub ekstrapolowane, jak na rysunku 3a) jest istotnym parametrem presjometrycznym wyznaczanym przy interpretacji wyników badań. Objętość V_{\max} przyjmuje się równą:

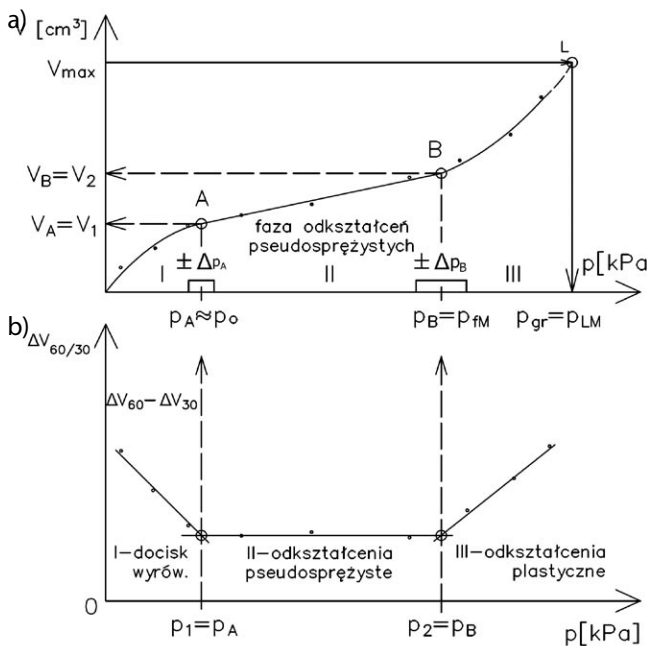
$$V_{\max} = V_c + 2V_A \quad (2)$$

gdzie:

$V_c = V_{KP}$ – objętość sondy określana objętością centralnej komory pomiarowej (KP),

$V_A = V(p_A)$ – przyrost objętości sondy determinujący przejście fazowe I/II.

Na rysunku 3a zaznaczono przedziały Δp_A i Δp_B , które mają ilustrować pewną możliwą dowolność oznaczenia punktów przegięcia krzywej A, B określających fazę odkształceń pseudosprężystych (II). Dla uściślenia wartości ciśnienia porównawczego $p_A \approx p_0$ i ciśnienia pełzania $p_B = p_r$ sporządza się fazowe wykresy zmian objętościowych $\Delta V_{60/30} = \Delta V_{60} - \Delta V_{30} = f(p)$ (rysunek 3b w nawiązaniu do rysunku 2). Wyjaśniając powiązanie wykresów funkcyjnych $F_v(p)$ i $f(p)$, zwraca się uwagę na podobieństwo interpretacyjne zależności $f(p) \approx F(p) = dF/dp$.



Rys. 3. Interpretacja badań presjometrycznych wg L. Ménarda: a) wykres krzywej presjometrycznej $V=F(p)$, b) wykres pomocniczy $\Delta V_{60/30} = f(p)$

Najważniejszym parametrem geotechnicznym jest moduł, który charakteryzuje odkształcalność gruntu, a pośrednio i jego wytrzymałość. Dla zdefiniowania modułu należy określić stan naprężenia i warunki odkształcenia gruntu, a niekiedy również zasięg oddziaływania naprężeń. W rozważanym przypadku żaden ze znanych modułów określanych stosunkiem $\Delta\sigma:\Delta\varepsilon$ (sprężystości, edometrycznej ściśliwości czy odkształcenia) nie odpowiada warunkom pracy gruntu, jakie występują przy badaniu presjometrycznym. Określając moduł, który w przybliżeniu charakteryzowałby

zależność $V=F(p)$ w fazie pseudosprężystej (rys. 3a – faza II), L. Ménard nawiązuje do modułu odkształcenia postaciowego G (modułu ścinania) i jego powiązania z modułem Younga E :

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3)$$

gdzie:

τ – naprężenie ścinające [kPa],

γ – kąt odkształcenia postaciowego [rd],

ν – współczynnik Poissona,

E – moduł sprężystości.

Przekształcając wzór (3) do postaci $E = 2(1+\nu)\tau/\gamma$, Ménard przyjmuje założenie upraszczające, właściwe w fazie sprężystej przy małych odkształceniach (4):

$$\frac{\tau}{\gamma} \approx \frac{\Delta p}{\varepsilon_v} = \frac{(p_B - p_A)V_p}{V_B - V_A} \quad (4)$$

gdzie:

$\varepsilon_v = \Delta V:V_p$ – jednostkowe odkształcenie objętościowe,

$V_p = V_c + 0,5(V_A + V_B)$ – przyjęta arbitralnie objętość porównawcza (rys. 3a).

Utożsamiając zaś moduł E_p z modułem E ze względu na podobne cechy sprężyste, moduł presjometryczny staje się określony wzorem:

$$E_p = 2(1+\nu) \frac{p_B - p_A}{V_B - V_A} \left(V_c + \frac{V_A + V_B}{2} \right) \quad (5)$$

W instrukcji normowej [8] podaje się szereg wskazań uściślających sposób wyznaczania wartości naprężeń p_r , p_L oraz modułu presjometrycznego E_p zarówno, gdy w badaniu stosuje się standardową osłonę elastyczną (co przyjęto w artykule) jak też, gdy używana jest rura szczelinowa. Wskazania te są też szeroko omówione w pracy [12].

Odnosnie do przedstawionych tu badań presjometrycznych i zasad interpretacji wyników można podnieść pewne zastrzeżenia i uwagi:

- nawiązanie w opisie modułu presjometrycznego do modułu G , przy którym zakłada się brak odkształceń objętościowych, jest niespójne z podstawowym założeniem metody badawczej, gdzie charakterystykę gruntu „naprężenie-odkształcenie” wyznacza się na podstawie pomiarów zmian jego objętości przy wzroście naprężeń naciskowych;
- przy gruntach bardzo spoistych ($I_L > 0$, $S_r = 1$), ze względu na krótki czas badania należałoby przyjmować, że nie zachodzi proces konsolidacji (badanie bez odpływu wody; w stanie ścinania $\varphi_u = 0$, $\tau_f = c_u$). Powstają więc pewne niejasności interpretacyjne:
 - jak mierzone są odkształcenia objętościowe wnęki, gdy przy gruntach nawodnionych ($S_r=1$, $\nu = 0,5$) grunt jest nieściśliwy ($E \rightarrow E_{H_2O}$),
 - jakkolwiek moduł E_p jest zależny od współczynnika Poissona, to wartość $\nu \rightarrow 0,5$ nie wpływa znacząco na zwiększenie wartości E_p ,

• przyjmując, że po przekroczeniu fazy odkształceń pseudosprężystych naprężenie pełzania p_f występuje na całej cylindrycznej powierzchni wnęki, to jak zinterpretować fizycznie powstanie strefy uplastycznienia, gdy otaczający walcowy pierścień gruntu jest w fazie odkształceń sprężystych (w przypadku fundamentów przy uplastycznieniu podłoża następuje strefowe wypieranie gruntu; przy badaniu presjometrycznym jest to niemożliwe).

Przedstawione uwagi nie deprecjonują presjometrycznej metody badania gruntu. Choć są tu – podobnie jak w innych metodach badawczych – pewne uproszczenia i umowne założenia interpretacyjne, metoda Ménarda ma dwie istotne zalety:

• w odróżnieniu od metod badawczych traktujących grunt jako ośrodek sztywno-plastyczny, w których wyznaczane parametry na ogół charakteryzują grunt w granicznym stanie naprężenia, w metodzie presjometrycznej bada się sprężysto-plastyczną odkształcalność gruntu przy narastaniu granicznego stanu obciążenia;

• wyznaczane parametry p_{fM} , p_{LM} , E_{PM} oraz wielkości porównawcze E_{PM} ; p_{LM} i p_{LM} ; p_{fM} przez wiele lat były podstawą projektowania fundamentów, pali, czy konstrukcji oporowych. Zgromadzony bogaty materiał porównawczy stał się podstawą opracowania wzorów i zależności korelacyjnych, z których znaczna część jest już podawana w literaturze i w normach, co umożliwia wykonywanie alternatywnych lub weryfikacyjnych obliczeń projektowych.

2.2. Wyznaczanie parametrów obliczeniowych

Wyniki badań presjometrycznych są bezpośrednio wykorzystywane przy projektowaniu fundamentów bezpośrednich lub palowych, zwłaszcza w krajach frankofońskich. W obliczeniach projektowych „punktem wyjścia” jest właściwe określenie nośności podłoża, a więc przy uwzględnieniu przyrostów naprężenia, jakie mogą być granicznie przenoszone przez poszczególne warstwy występujące w strefie aktywnej podłoża $z_a = h_a$ (przy zwykłych fundamentach $z_a = 3B$, przy fundamentach płytowych $z_a = 1,5B$ – norma [7], zał. B). W tym celu w poszczególnych warstwach wyznacza się nadwyżkowe naprężenia pełzania p_{fM}^* i nad-

wyżkowe naprężenia graniczne p_{LM}^* które odpowiadałyby odpowiednim przyrostom obciążeń dodatkowych; w stosunku do stanu pierwotnego są to więc „wartości netto”:

$$p_{fM}^* = p_{fM} - p_0 \tag{6}$$

$$p_{LM}^* = p_{LM} - p_0 \tag{7}$$

gdzie:

$p_0 \approx \sigma_{h0}$ – naprężenie wyrównawcze (rys. 3), umownie przyjmowane jako pierwotne naprężenie poziome na rozpatrywanej głębokości $\sigma_{h0} = \sigma_{vc} K_0$.

Uwzględniając niejednorodność podłoża, gdzie wartości p_{LM}^* nawet w obrębie tej samej warstwy gruntu mogą się różnić o 10–20% [2, 14] – przy wyznaczaniu nośności podłoża i/lub przy sprawdzaniu stateczności bryłowej fundamentu, przyjmuje się równoważne (ekwiwalentne) naprężenie graniczne „netto” $p_{LMe}^* = p_{Le}^*$ obliczane jako średnia geometryczna wartości q_{LMI}^* (przy $1 \leq i \leq n$) pomierzonych w strefie h_a [5, 12].

$$p_{Le}^* = \sqrt[n]{p_{L1}^* \cdot p_{L2}^* \dots p_{Li}^* \dots p_{Ln}^*} \tag{8}$$

gdzie:

$p_{Li}^* = p_{LMI}^*$ – naprężenie graniczne „netto” określone wzorem (7).

W analizach obliczeniowych prowadzonych według wskazań Ménarda należy przyjmować zastępczą głębokość posadowienia fundamentu D_e (ekwiwalentną z wytrzymałością podłoża), wyznaczaną jak niżej:

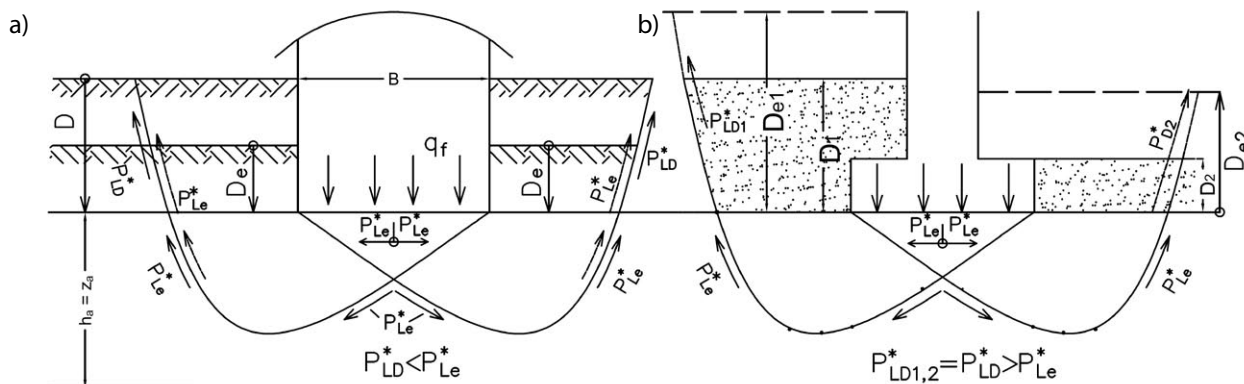
$$D_e = \frac{D \cdot p_{LD}^*}{p_{Le}^*} \tag{9}$$

gdzie:

D – rzeczywista głębokość posadowienia odpowiadająca grubości nadkładu lub obsypki (przy różnych poziomach obsypki należy uwzględnić D_{min}),

p_{LD}^* – naprężenie graniczne „netto” w strefie nadkładu (wynik badania – w przypadku wykopu o szerokości B i pozostawienia gruntu rodzimego (rys. 4a); wartość szacowana uwzględniająca rodzaj gruntu i sposób jego zagęszczenia – w przypadku układania zasyпки (rys. 4b),

p_{Le}^* – uśrednione naprężenie graniczne „netto” (8) traktowane tu jako parametr wytrzymałościowy podłoża w strefie $D \leq h \leq D + h_r$.



Rys. 4. Wyznaczanie zastępczej głębokości posadowienia D_e : a) przy słabych gruntach nakładowych, b) przy bardzo zagęszczonej obsypce fundamentu

Wyjaśniając sens fizyczny wzoru (9) zwraca się uwagę, że głębokość posadowienia, a ściślej, ciężar powierzchniowy nadkładu $q = \gamma D$, ma wpływ na nośność podłoża, gdyż stanowi balast przeciwdziałający wypieraniu gruntu spod fundamentu (por. człon $qN_q(\varphi)b_q s_q i_q$ we wzorze (D2) [6] – tamże, zał. D). Przy wyznaczaniu nośności podłoża metodą Ménarda, a więc na podstawie uśrednionego zastępczego naprężenia granicznego p_{Le}^* (8), opór nadkładu „dolicza się” do oporu ścinania bliżej nieidentyfikowanej tu bryły wypierania (rys. 7a). Ponieważ w modelu obliczeniowym Ménarda nie uwzględnia się innych klasycznych parametrów gruntu, np. γ, φ, c , zakłada się, że naprężenia graniczne p_{Li}^* charakteryzuje zarazem wytrzymałość gruntu na ścinanie $\tau_{fi}^* \approx p_{Li}^*$. Można więc umownie przyjąć relację porównawczą $D \cdot p_{LD}^* = D_e \cdot p_{LE}^*$, przekształcając tę zależność, otrzymuje się wzór (9).

Wartość D_e ma istotny wpływ na ustalenia projektowe. Stosownie do wskazań normowych – zarówno Eurokodowych [6], jak i francuskich „Arkuszy krajowych” [5] w analizach obliczeniowych związanych z głębokością posadowienia należy uwzględniać stosunek $D_e : B$, gdzie B – szerokość fundamentu. W przypadku wykonywania umacnianych wykopów i posadawiania budowli na mocnym podłożu przy jednoczesnym pozostawieniu słabych gruntów nadkładowych (rys. 7a), niekiedy otrzymuje się $D_e = (0,4 \div 0,6)D$, co znacząco zmniejsza obliczeniową nośność podłoża. Przy posadowieniu budowli na gruntach słabych, gdy przewiduje się ułożenie odpowiednio zagęszczonej obsypki fundamentów (wartość szacowana $p_{LD}^* > p_{Le}^*$ – rysunek 4b), można zwiększyć zastępczą głębokość posadowienia $D_e > D$, a tym samym i nośność podłoża.

3. Analizy obliczeniowe przy zastosowaniu parametrów presjometrycznych

3.1. Nośność podłoża przy posadowieniu bezpośrednim

Przy fundamentach o szerokości znacząco mniejszej od strefy aktywnej podłoża ($B < h_a = z_a$, rys. 5a) nadmierne zwiększanie obciążenia q może skutkować zniszczeniem

podłoża, co poglądowo ilustruje wykres osiadania fundamentu (rys. 5b, linia 1). Na wykresie tym, rozpatrując przyrosty osiadania Δs przy równych przyrostach obciążenia Δq można wydzielić trzy fazy:

- I (zakres naprężeń wtórnych $0 < q_i \leq q_c = \sigma_{vc}$) – początkowo dość znaczne, a następnie malejące osiadania konsolidacyjne, niwelujące skutki odprężenia podłoża i naruszenia struktury gruntu przy wykonywaniu wykopu;
- II (zakres bezpiecznych naprężeń dodatkowych $q_0 < q_{II} \leq q_f = \sigma_{kr}$) – praktycznie równomierny przyrost osiadania odpowiadający quasi-sprężystym odkształceniom podłoża, gdzie ograniczeniem są naprężenia krytyczne σ_{kr} przy których powstają przykrawędziowe strefy uplastycznienia gruntu (rys. 5a, vide – wzory Maaga i Masłowa [14]);
- III (faza uplastycznienia podłoża $q_f < q_{III} < q_L = \sigma_{gr}$) – rosące przyrosty osiadania $\Delta s(\Delta q)$ na skutek powiększających się stref uplastycznienia, gdzie w stanie granicznym następuje wypieranie gruntu spod fundamentu.

Na rysunku 5b zestawiono dwa wykresy: krzywą osiadania fundamentu do granicznego stanu zniszczenia podłoża $s(q)$ – linia 1 i krzywą presjometryczną $V(p)$ – linia 2. Podobieństwo obu wykresów, przy oczywistych różnicowaniach ilościowych, może być przesłanką do przyjęcia założenia, że również graniczne przyrosty naprężeń dodatkowych $\sigma_{dod} = \sigma_a$:

- poziomych – $(\sigma_{ha})_{max} = p_{LM}^* = p_{LM} - p_{0r}$ gdzie $p_0 = \sigma'_{ho}$
 - i pionowych – $(\sigma_{va})_{max} = q_L^* = q_L - q_{0r}$ gdzie $q_0 = \sigma'_{v0}$
- są wzajemnie proporcjonalne, co można zapisać jako zależność:

$$q_L - q_0 = k_p(p_{LM} - p_0) \quad (10)$$

gdzie:

k_p – współczynnik proporcjonalności (nazywany też współczynnikiem nośności [6, 12] lub współczynnikiem oporu podłoża [7]).

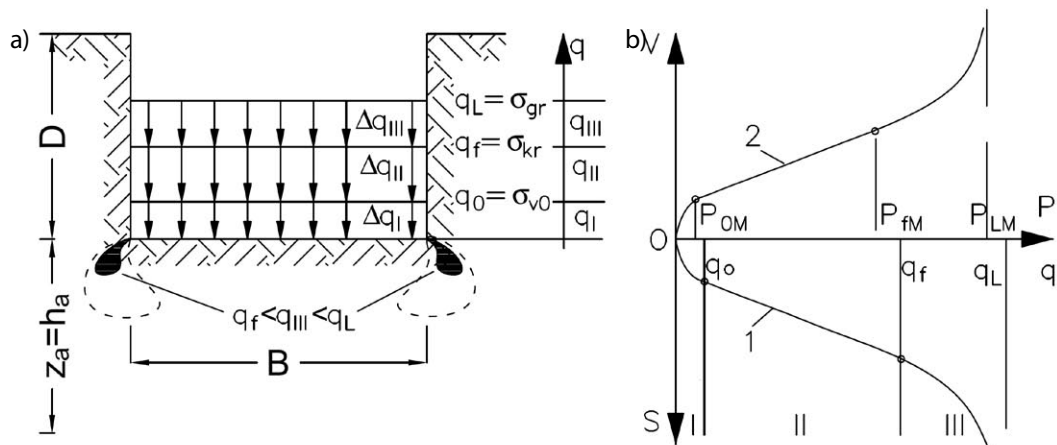
Końcowy wzór na naprężenie graniczne w poziomie posadowienia fundamentu ma postać:

$$q_L = q_0 + k_p(p_{LM} - p_0) \quad (10a)$$

gdzie:

$q_0 = \sigma_{v0}$ – pionowe naprężenie pierwotne w poziomie dna wykopu.

Rys. 5. Narastanie granicznego stanu naprężenia i odkształcenia gruntu: a) fazowy przyrost obciążenia fundamentu, b) wykres odkształceń gruntu (1 – krzywa osiadania fundamentu, 2 – porównawcza krzywa presjometryczna)



Wzór (10a) stał się podstawą do określenia bezpiecznej nośności podłoża i wymiarowania fundamentów. W początkowym okresie jego stosowania w obliczeniach przyjmowano globalny współczynnik bezpieczeństwa SF , różnicując wartości współczynnika k_p ze względu na rodzaj gruntu lub skały i kształt fundamentu. W późniejszych latach, na bazie szerszych badań porównawczych wprowadzono pewne modyfikacje, doprecyzując wpływ głębokości posadowienia fundamentu oraz uwzględniono ustalenia eurokodowe. Dla pełniejszego zilustrowania tych modyfikacji przedstawia się trzy ujęcia obliczeniowe.

- W początkowym okresie (lata 1960–1990) na podstawie wzoru (10a) wyznaczano naprężenia dopuszczalne w poziomie posadowienia przy współczynniku bezpieczeństwa $n = SF = 3$:

$$q_{dop} = \sigma_{dop} = \sigma_{v0} + \frac{k_p(p_{LM} - p_0)}{3} \quad (11)$$

– gdzie wartości współczynnika k_p uwzględniające rodzaj gruntu (podział 4-grupowy) i kształt fundamentu (stopy, ławy) są podane w pracy [14].

- Wprowadzając do Eurokodu 7 presjometryczną metodę badania gruntu, w normie [7] podano też wzór określający graniczne naprężenie podłoża przy posadowieniu bezpośrednim:

$$R:A' = \sigma_{v0} + k(p_{LM} - p_0) \quad (12)$$

gdzie:

R – opór podłoża pod fundamentem obciążonym pionowo, A' – efektywna powierzchnia podstawy zgodnie z definicją w EN [6],

σ_{v0} – (początkowe) pionowe naprężenia całkowite w poziomie podstawy fundamentu,

p_{LM} – reprezentatywna wartość granicznego ciśnienia Ménarda w podstawie fundamentu,

p_0 – pierwotne jednostkowe parcie spoczynkowe gruntu w poziomie posadowienia,

k – współczynnik oporu podłoża podany w tabeli 1, zależny od kształtu fundamentu ($B:L$, gdzie B – szerokość, L – długość) i względnego zagłębienia ($D_e:B$, D_e – zastępcza głębokość posadowienia (9)).

- Nieco inne ujęcie granicznego stanu nośności przyjmuje się we francuskim „Arkuszu krajowym” do Eurokodu 7 [5]. Podstawą wyznaczenia obliczeniowej nośności podłoża

Tabela 1. Współczynnik oporu podłoża k dla fundamentów bezpośrednich (według [7])

Rodzaj gruntu	Kategoria p_{LM}	p_{LM} [MPa]	k (Pominięto wskazania dla skał)
Ił i pył (Cl, Si)	A	< 0,7	$0,8[1+0,25(0,6+0,4 B/L) \times De/B]$
	B	1,2-2,0	$0,8[1+0,35(0,6+0,4 B/L) \times De/B]$
	C	> 2,5	$0,8[1+0,5(0,6+0,4 B/L) \times De/B]$
Piasek i żwir (Sa,Gr)	A	< 0,5	$[1+0,35(0,6+0,4 B/L) \times De/B]$
	B	1,0-2,0	$[1+0,5(0,6+0,4 B/L) \times De/B]$
	C	> 2,5	$[1+0,8(0,6+0,4 B/L) \times De/B]$

jest wzór na tak zwane naprężenie referencyjne, oznaczane też $q_{ELU} = q_{ULS}$ (États Limites Ultimes – fr.; Ultimate Limit State – ang.)

$$q_{ref} = p_{Le}^* k_p i_\delta i_\beta \quad (13)$$

gdzie:

p_{Le}^* – równoważne (ekwiwalentne) naprężenie graniczne netto (8),

k_p – współczynnik nośności określony według nomogramu (rys. 6),

i_δ – współczynnik redukcyjny uwzględniający wpływ obciążenia poziomego, które determinuje kąt odchylenia od pionu δ obciążenia wypadkowego,

i_β – współczynnik redukcyjny zależny od kąta β nachylenia prostej łączącej dolną krawędź fundamentu z podnóżem skarpy (uwzględniany w przypadku posadowienia fundamentu powyżej podnóża skarpy).

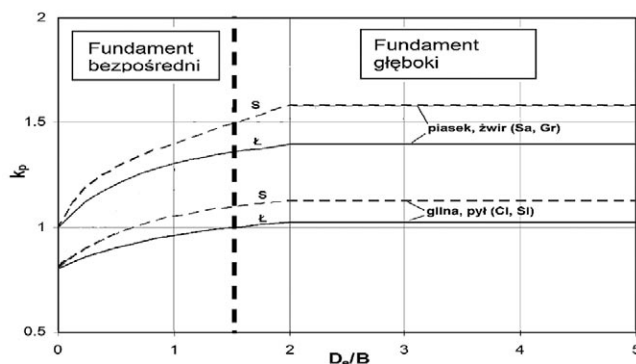
Współczynniki i_δ, i_β mogą znacząco zmniejszyć nośność podłoża, zwłaszcza przy płytkim posadowieniu budowli w pobliżu skarpy. Szczegółowe wskazania dotyczące wyznaczenia wartości tych współczynników są podane w normie [5] (zał. D). Zagadnienia te omówiono również w pracy [12]. Współczynnik k_p zależy od rodzaju gruntu, wielkości fundamentu i zastępczej względnej głębokości jego posadowienia ($D_e:B$). W przypadku fundamentów prostokątnych ($B:L \leq 1$) wartość k_p wyznacza się, stosując wzór interpolacyjny

$$k_p = k_{pS}(B:L) + k_{pL}(1-B:L) \quad (14)$$

gdzie:

k_{pS} – wartość współczynnika nośności odczytana z nomogramu dla stopy „S”,

k_{pL} – wartość współczynnika nośności dla ławy fundamentowej „Ł”.



Rys. 6. Nomogram zmienności współczynnika nośności k_p : S-stopy kwadratowe i kołowe, Ł-ławy [5]

Przy projektowaniu fundamentów kołowych pod turbiny wiatrowe ($D_f = 2R_f \approx B$) stosownie do wskazań w normie [5] należy przyjmować ograniczenie $D_e:B \leq 2$. Wzór (14) określa naprężenie $q_{ref} = q_{SGN}$ przekazywane przez fundament na grunt w stanie granicznej nośności podłoża SGN/ELU. We francuskim „Arkuszu krajowym” [5] zachowano

wcześniejszą zasadę różnicowania nośności podłoża przy rozpatrywaniu warunków SGN/ELU i przy analizowaniu stanu granicznej użyteczności SGU/ELS (*États Limites de Service* – fr.). W drugim przypadku (np. przy wyznaczaniu osiadania fundamentu) „użytkowe” naprężenie graniczne wyznacza się według wzoru:

$$q_{\text{ELS}} = \frac{q_{\text{net}}}{\gamma_{\text{Rv}} \gamma_{\text{Rdv}}} \quad (15)$$

gdzie:

$q_{\text{net}} = k_p \cdot p_{\text{Le}}^*$ – graniczne naprężenie netto, jakie może znieść grunt pod fundamentem po umownym odtworzeniu warunków pierwotnych ($q = \sigma_{\text{vo}}$), obciążony do stanu zniszczenia podłoża ($q_L = \sigma_{\text{vgr}}$);

$\gamma_{\text{Rv}} = 2,3$ – współczynnik przy quasi-stałych obciążeniach charakterystycznych ([5], p.13.4);

$\gamma_{\text{Rdv}} = 1,2$ – dodatkowy współczynnik przyjmowany przy występowaniu zmiennych obciążeń dynamicznych ([5], tab. 9.8.1).

Zależnie od warunków obciążenia fundamentu przy sprawdzaniu kryteriów użyteczności budowli przyjmuje się $q_{\text{ELS}} = q_{\text{net}}/2,30$ lub $q_{\text{ELS}} = q_{\text{net}}/2,76$. Jakkolwiek naprężenie q_{ELS} nie występuje bezpośrednio przy obliczaniu osiadań – wyznacza się je bowiem, przyjmując charakterystyczne wartości obciążenia i modułu E_{PM} – to ogranicza wartość naprężeń, jakie mogą być przekazywane przez fundament na grunt. Uzasadnieniem różnicowania naprężeń $q_{\text{ELS}} < q_{\text{ELU}}$ jest przypuszczalnie zamysł, aby w przypadku, gdy wiodące są warunki SGU/ELS, odkształcenia podłoża były wyznaczane wg naprężeń $q_{\text{II}} \leq q_f = \sigma_{\text{kr}}$ (rys. 5b, faza II). Zwraca się bowiem uwagę, że przy większych obciążeniach przekazywanych przez fundament ($q_f < q_{\text{III}} < q_L$ – rysunek 5b, faza III) stateczność budowli ze względu na warunki SGN/ELU może być zachowana, ale osiadania – które oblicza się przy założeniu proporcjonalności odkształceń do naprężeń – stają się niemiernodajne, gdyż naprężenia przekraczają zakres pseudosprężystej pracy podłoża.

* * *

Opracowanie metody określania nośności podłoża na podstawie parametrów presjometrycznych było „punktem wyjścia” do poszukiwania zależności korelacyjnych umożliwiających rozszerzenie zakresu ustaleń projektowych. W normie [7] (zał. E) podaje się wzory określające osiadania fundamentów bezpośrednich oraz graniczną nośność pali na podstawie badań PMT. Te pierwsze (dotyczące osiadań) mogą budzić niejasności, gdyż w normie brak jest wskazań, jak wyznaczyć średnią harmoniczną wartość modułu E_{Md} , gdy głębokość rozpoznania presjometrycznego jest mniejsza od podanego w normie założenia $h_a \geq 8B$ (pewne wskazania są podane w normie francuskiej [5]). Zagadnienia te nie są tu bliżej omawiane ze względu na ograniczenia ramowe artykułu.

3.2. Obliczanie ścian oporowych metodą Ménarda

Zarys algorytmu obliczeniowego, opartego na metodzie Winklera-Zimmermanna L. Ménard z zespołem przedsta-

wił w 1964 roku [1]. Głównym założeniem metody jest sprężystość ośrodka gruntowego. Przyjmując jako stan wyjściowy obustronne działanie na ścianę parcia spoczynkowego ($e_0 = p_0 = \sigma_v K_0$) zakłada się, że dalsze zmiany jednostkowego nacisku lub oporu Δp [kPa] są proporcjonalne do występującego na tym poziomie odkształcenia ściany Δy [m]:

$$\Delta p = \Delta y k_h \quad (16)$$

gdzie:

k_h [kN/m³] – moduł sztywności poziomej gruntu (moduł reakcji; *Coefficient of subgrade reaction* – ang., *Module de réaction du sol* – fr.)

I tu pierwsza uwaga: moduł k_h , podobnie jak wyjściowy moduł Winklera $k \equiv k_v = \sigma_v : s(\sigma_v)$ – definiowany jako stosunek naprężenia naciskowego do osiadania (odkształcenia) gruntu – nie jest cechą materiałową gruntu, gdyż wartość modułu sztywności zależy również od wymiarów fundamentu, ściany czy tunelu [9, 10, 13]. Najprostszym uzasadnieniem może być przykład dwóch fundamentów o różnej szerokości $B_1 < B_2$, posadowionych na tym samym podłożu i przekazujących te same naprężenia na grunt $q_1 = q_2$; uwzględniając rzeczywistą relację osiadań ($s_1 < s_2$), przy definicji modułu sztywności ($k = q/s$) otrzymuje się $k_1 > k_2$ [10]. Należy nadmienić, że K. Terzaghi krytycznie ocenił stosowanie w obliczeniach inżynierskich metod wymagających oszacowania wartości modułu k . Odnosząc się zaś do ówczesnych sugestii adaptowania metody Winklera do wymiarowania ścian oporowych wyraził pogląd, że są to propozycje chybione, nie tylko ze względu na niemożliwość fizycznego zbadania modułu poziomej reakcji gruntu, ale również błędne ujęcie współzależności parcia gruntu i przemieszczenia konstrukcji [13].

Można przypuszczać, że L. Ménard znał zastrzeżenia K. Terzaghiego, a potwierdzeniem jest wzór empiryczny (17), który umożliwia strefowe różnicowanie wartości modułu reakcji k_h ze względu na cechy mechaniczne i reologiczne gruntu oraz zmienne wymiary poszczególnych segmentów ściany. Wzór ten, podawany tu według pracy [1], ma postać:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{B\alpha}{2} + 0,133(9B)^\alpha \right] \quad (17)$$

gdzie:

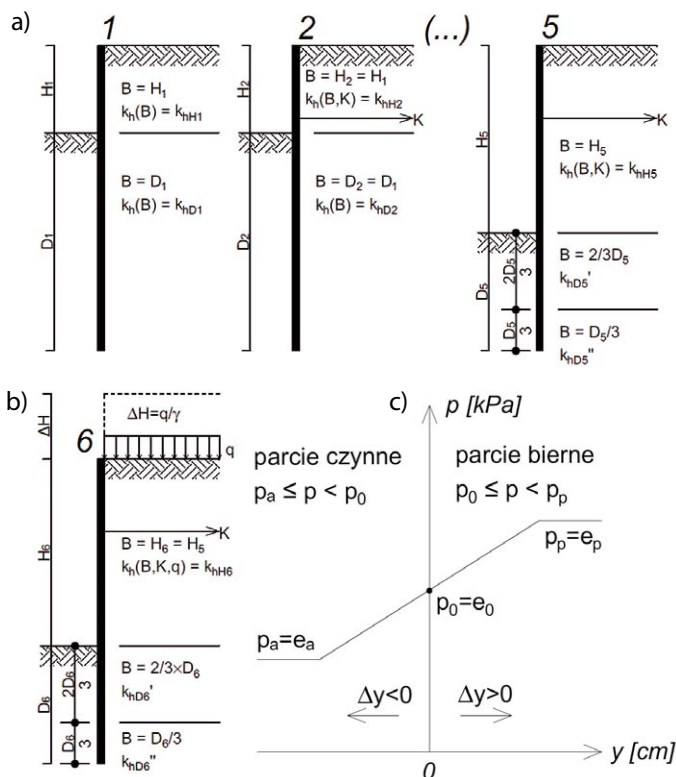
B – szerokość rozpatrywanego segmentu ściany [m];

α – współczynnik reologiczny gruntu (wartości α : 1/4 – żwirry, 1/3 – piaski, 1/2 – pyły, 2/3 – gliny);

E_M – średnia wartość modułu presjometrycznego w rozpatrywanym pasie ściany [kPa].

Ogólne zasady podziału ściany na segmenty (pasy obliczeniowe „B”) przedstawiono na rysunku 7a,b. Ze względu na zmienność wymiarów „B”, jaka następuje w strefie naporu gruntu H i w strefie oporu D przy pogłębianiu wykopu, a zatem i zmienność wartości modułów k_h (17), obliczenia odkształceń i obciążeń ściany przeprowadza się uwzględniając kolejne fazy wykonawcze. Liczba rozpatrywanych

faz zależy od wysokości ściany, liczby poziomów (rzędów) kotwi lub rozpór usztywniających, które zmieniają schemat statyczny ściany oraz od wymaganej dokładności obliczeń projektowych. Dla dokładniejszego zilustrowania zależności modułu k_h od szerokości segmentu „B” i jego umiejscowienia, na poglądowym rysunku 7 przyjęto jednorodność gruntu na całej wysokości ściany $h_s = D+H$. Założenie to warunkuje pominięcie wpływu parametrów α , E_M na relacje porównawcze modułów k_h .



Rys. 7. Obliczeniowy podział ściany w kolejnych fazach wykonania wykopu: a) fazy początkowe ($D \geq H$ – podział 2-segmentowy), b) fazy końcowe ($D < H$ – podział 3-segmentowy), c) zmienność jednostkowego parcia i oporu gruntu

Zwraca się uwagę na duży zakres zmienności modułów: skrajne wartości k_{hr} nawet przy założeniu jednorodności gruntu, mogą różnić się 4-5-krotnie. Przy ścianach kotwionych lub rozpartych, w obliczeniach uwzględnia się dodatkowo współczynniki określające wpływ usztywnień na wartość wyznaczanych modułów (współczynniki te są podane w pracy [1]). Wykres zmienności jednostkowego parcia gruntu $e = p = f(y)$, gdzie zakres możliwych zróżnicowań parcia określają wartości przedstawiono na rysunku 7c:

$p_{\min} = p_a$ – graniczne parcie czynne (minimalne naprężenie naciskowe gruntu na ścianę),

$p_{\max} = p_p$ – graniczne parcie bierne (maksymalnie możliwy jednostkowy odpór gruntu).

Liniowy wykres zmienności parcia jest konsekwencją przyjęcia sprężystego modelu gruntu. Zasadne są jednak dwie inne uwagi.

- W przyjętym modelu obliczeniowym nie ma uwarunkowań określających bezpośrednio lub pośrednio odkształcenia (przesunięcia) ściany, przy których mogą wystąpić graniczne stany parcia lub oporu gruntu. Przesunięcia te: $\rho_a = v_a \cdot h_{sa}$ i $\rho_p = v_p \cdot h_{sp}$, gdzie liniowym przesunięciem ściany „v” odpowiadają wprowadzone tu odkształcenia „y” – są podawane w literaturze i normach, np. [3, 6, 9, 13], i z założenia dotyczą sił granicznych $E(\rho_a) = E_a$ i $E(\rho_p) = E_p$ działających w strefie ściany h_{sa} i h_{sp} . Powstaje więc pytanie, czy w ogóle można określić graniczne odkształcenia w odniesieniu do jednostkowego parcia lub oporu gruntu, a więc „punktowych” naprężeń?

- Z wykresu $p(y)$ (rys. 7c) wynika, iż moduł sztywności k_h determinuje tę samą intensywność zmniejszania jednostkowego parcia czynnego $\Delta p_{o-a} \cdot |\Delta y_{o-a}|$ (przy odkształceniach $y < 0$), jak też zwiększania oporu $\Delta p_{o-p} \cdot |\Delta y_{o-p}|$ (przy $y > 0$). Badania doświadczalne dotyczące zmienności parcia gruntu $E_a \leq E(p) \leq E_p$ wskazują, że przy porównywalnych przesunięciach ściany intensywność tych zmian jest różna i zależy od rodzaju i stanu gruntu [3, 13].

* * *

Przedstawiona metoda obliczania ścian oporowych, zarysowana przez L. Ménarda i dopracowana pod kierunkiem J. Balay’a [1], ma szereg uproszczeń i umownych założeń interpretacyjnych. Jednakże bezsporną jej zaletą jest możliwość komputerowego (a więc szybkiego) wyznaczenia orientacyjnych odkształceń ściany oraz wartości i rozkładu momentów zginających i sił poprzecznych we wszystkich fazach wykonywania konstrukcji.

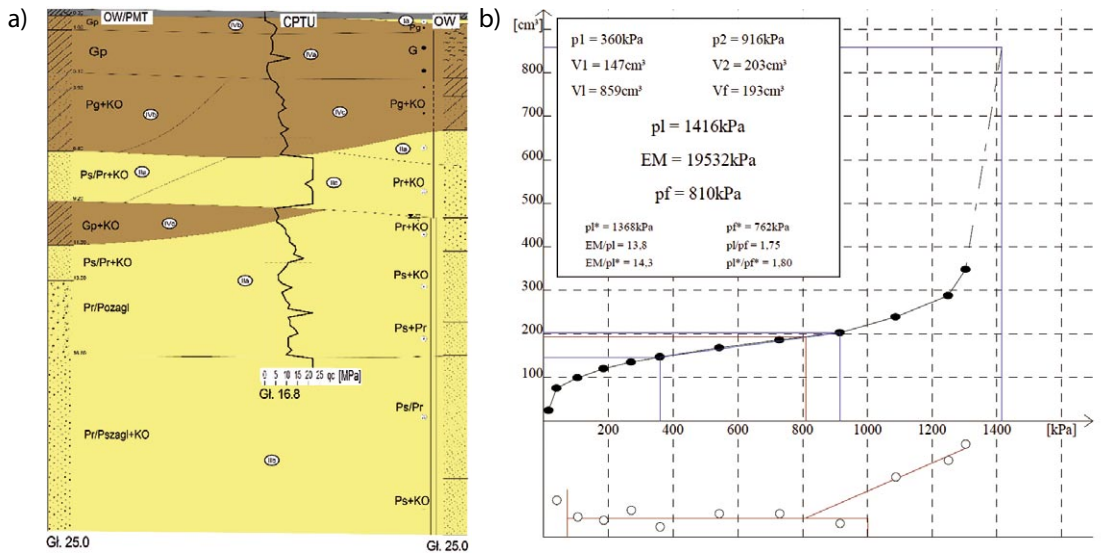
4. Posadowienie turbin wiatrowych na podstawie badań presjometrycznych

4.1. Rozpoznanie podłoża gruntowego

W rozdziale tym przedstawia się zrealizowany już projekt dużej farmy wiatrowej zlokalizowanej w północno-wschodniej Polsce, gdzie fundamenty turbin zostały zaprojektowane na podstawie badań presjometrycznych. Badania polowe i uzupełniające badania laboratoryjne wykonała firma HGS Consulting z Warszawy pod kierunkiem drugiego autora, zaś obliczenia projektowe dotyczące posadowienia płyt fundamentowych przeprowadziła firma Alios Ingé-nierie z Bordeaux [2]. W ramach inwestycji wybudowano 25 turbin wiatrowych o mocy 3 MW, każda wraz z infrastrukturą towarzyszącą. Stosownie do wstępnego rozpoznania terenu i uzgodnień z zespołem projektowym dla każdej turbiny w rejonie przewidywanego jej posadowienia wykonano:

- jedno wiercenie badawcze rdzeniowane do głębokości ok. 25 m;
- jeden otwór wiertniczy profilowany o średnicy $D_0 = 6,0$ cm, w którym przeprowadzono badania presjometryczne (przeciętnie 14–15 badań, co 1,5 m);

Rys. 8. Przykładowe wyniki badań polowych w rejonie projektowanej farmy wiatrowej: a) przekrój geotechniczny terenu z wykresem sondowania CPTu, b) wyniki przykładowego badania presjometrycznego w otworze OW-PMT/14



- jedno sondowanie statyczne CPTu do głębokości determinowanej oporem penetracji ($h = 8-17$ m – zależnie od warunków gruntowych);
- dwa wykopy badawcze do głębokości 2,7–3,5 m.

Na terenie prezentowanej inwestycji podłoże jest zbudowane z gruntów polodowcowych – glin zwałowych, wykształconych w postaci glin piaszczystych i piasków gliniastych ze żwirami i gładzami oraz piasków wodnolodowcowych różnych frakcji. Pod glinami, od głębokości średnio 8–10 m zalegają grunty niespoiste – piaski różnych frakcji z przewarstwieniami żwirów. Właśnie te nieregularnie występujące przewarstwienia materiału grubookruchowego stanowiły największe „ograniczenie głębokościowe” przy rozpoznawaniu podłoża sondą CPTu. Woda gruntowa występowała tu stosunkowo płytko. Analizując warunki hydrogeologiczne (w tym konfigurację terenu) i możliwe okresowe podnoszenie się lustra wody, dla niektórych wiatraków jako wskazanie obliczeniowe podano rzędną PWG przewyższającą o ok. 1,5 m przewidywany poziom posadowienia fundamentów.

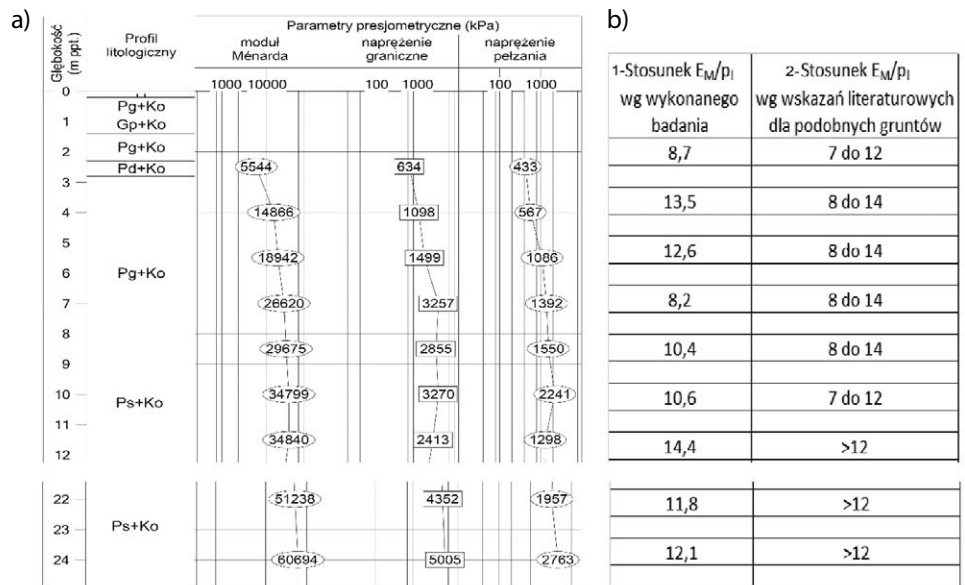
Przykładowy przekrój geotechniczny ilustrujący warunki gruntowo-wodne w centralnym rejonie inwestycji przedstawiono na rysunku 8a. Na przekroju

tym zaznaczono też wykres sondowania $q_c(h)$ [MPa] oraz wydzielono 4 uogólnione warstwy obliczeniowe, dla których wyznaczono uśrednione wartości parametrów geotechnicznych. Obok, na rysunku 8b, przedstawiono wyniki jednego z badań presjometrycznych (krzywą $V(p)$ i wartości p_{FM} , p_{LM} , E_M), jakie przeprowadzono w otworze WO-PMT/14. Zestawienie wyników badań presjometrycznych dla badanego profilu podano na rysunku 9.

Charakteryzując ogólnie wyniki badań presjometrycznych przeprowadzonych na terenie farmy wiatrowej, dalej podaje się też zakres zróżnicowań wartości p_{LM} i E_M :

- strefa gruntów spoistych (piaski gliniaste i gliny piaszczyste):
 - ciśnienie graniczne 0,78–1,99 MPa, moduł presjometryczny 5,9–23,6 MPa;
- strefa gruntów niespoistych (piaski drobne i średnie przewarstwione żwirem):
 - ciśnienie graniczne 0,91–3,49 MPa, moduł presjometryczny 10,3–35,9 MPa.

Rys. 9. Zestawienie wyników badań presjometrycznych gruntu w otworze WO-PMT/14: a) profil litologiczny otworu i wykresy zmienności parametrów presjometrycznych E_M , p_{LM} , p_{FM} ; b) zestawienie wartości wskaźnika presjometrycznego $w_p = E_M \cdot p_{LM}$ (1 – wg wyników badania, 2 – wg wskazań [12])



4.2. Zakres obliczeń i ustaleń projektowych

Turbina jako obiekt energetyczny (minielekrownia wiatrowa) jest zaliczana do III kategorii geotechnicznej. Przy projektowaniu fundamentów turbin rozpatruje się nie tylko zwykłe warunki granicznego stanu nośności (SGN/SLS – fr. ELU) i użytkowe (SGU/SLS – ELS), ale ze względu na drgania przy pracy turbiny i zmienne kierunkowo uderzeniowe działanie wiatru, również dodatkowe uwarunkowania dynamiczne. Przedstawiając skrótkowo zakres obliczeń i analiz, jakie były wykonane przez francuską firmę Alios Ingénierie [2] projektującą farmę wiatrową, naświetla się cztery zagadnienia.

Określanie nośności podłoża

Nośność podłoża wyznacza się na podstawie wyników badań presjometrycznych, uwzględniając założoną głębokość posadowienia D , głębokość zastępczą D_e (9) i przewidywaną średnicę płyty fundamentowej D_F . Dla przykładowych 3 turbin, gdzie warunki gruntowe są podobne do przedstawionych na przekroju geotechnicznym (rys. 8a), wyliczono:

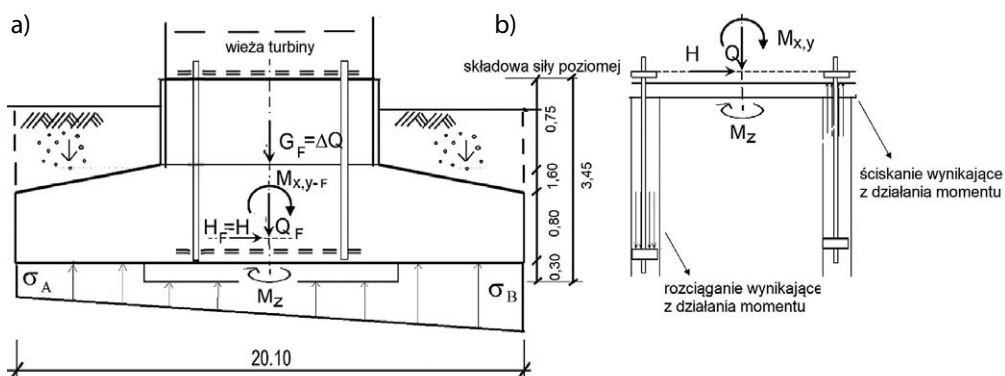
- naprężenie graniczne – $q^*_L = 1,12$ MPa,
- naprężenie przyjmowane przy uwarunkowaniach SGN/ULS/ELU (13) – $q_{ref} = q_{ELU} = 340$ kPa,
- naprężenie przyjmowane przy analizowaniu stanów SGU/SLS/ELS (15) – $q_{ELS} = 220$ kPa.

Przy niewystarczającej nośności podłoża przewidywano wymianę górnej warstwy gruntu.

Wyznaczanie obciążeń i wymiarów płyt fundamentowych

Obciążenia charakterystyczne przekazywane przez wieżę na fundament Q_{wF} , H_w , $M_{x,y-w}$, M_{z-w} są podane przez producenta turbin i stalowych elementów kotwiących (rys. 10b). Przyjmując normowe współczynniki γ_{gr} wyznacza się wartości obliczeniowe, a uwzględniając również ciężar fundamentu z kołnierzami stalowymi, kotwiami i obsypką gruntową $G_F = \Delta Q$ oraz zmianę poziomu odniesienia momentu $M_{x,y}$ – wyznacza się obciążenia obliczeniowe przekazywane na grunt (tab. 2).

Rys. 10. Przekrój projektowanego fundamentu wraz z układem działających sił od turbiny wiatrowej



Uwzględniając nośność podłoża i obciążenia przekazywane w poziomie posadowienia na grunt (pomniejszone w kilku przypadkach o siłę wyporu) – wyznaczono wyjściową średnicę kołowych płyt fundamentowych. W końco-

Tabela 2. Wartości obciążeń przyjmowanych w obliczeniach projektowych

Rodzaj obciążenia	Obciążenia charakterystyczne w poziomie cokołu	Obciążenia obliczeniowe w poziomie cokołu	Obciążenia obliczeniowe w poziomie posadowienia
Siła pionowa Q [kN]	4521	6066	35057
Siła pozioma H [kN]	754	829	829
Moment zginający M_{xy} [kNm]	95730	105303	107831
Moment skręcający M_z [kNm]	3644	4008	4008

wych ustaleniach przyjęto: 8 płyt o średnicy 19,1 m, 9 płyt o średnicy 20,1 m i 8 płyt o średnicy 21,4 m.

Obliczenia sprawdzające

W ramach tej części analiz projektowych przeprowadzono następujące obliczenia:

- sprawdzenie stateczności fundamentu na możliwość przesuwu przy współczynniku tarcia $f = \text{tg}10^\circ$ wskazanym przez producenta turbin;
- sprawdzenie osiadania i odkształcenia kąтового fundamentu, gdzie przy wyznaczonych rozkładach naprężeń (rys. 10a) dla wszystkich wiatraków spełnione były warunki $s < s_{dop} = 5$ cm i $\Delta s_{AB}:D_F < 3$ mm/m;
- określenie dynamicznej sztywności fundamentu na odkształcenie liniowe i kątowe (obrotowe), gdzie wyznaczone moduły sztywności $K_{v,h}$ [MPa/m] i K_ϕ [MNm/rd] były większe od wymaganych (minimalnych) wartości.

Analizy wytrzymałościowe

W ramach obliczeń wytrzymałościowych wyznaczano:

- wyjściowy rozkład naprężeń przekazywanych przez fundament na grunt (rys. 10a),
- odkształcenia i wartości momentów zginających w płycie fundamentowej oraz wymagane zbrojenie fundamentu,
- klasę betonu zapewniającą wymaganą wytrzymałość cokołu fundamentowego i monolityczne utwierdzenia elementu kotwiącego w płycie fundamentowej (warunek sztywnego osadzenia masztu w bloku betonowym – rysunek 10b),

- „nośność zmęczeniową” trzonu fundamentu i zbrojenia płyty fundamentowej (analizy według wskazań producenta turbin i elementów kotwiących [2]).

* * *

Obliczenia projektowe i sposób realizacji inwestycji nie budzą zastrzeżeń, czego potwierdzeniem jest kilkuletni już okres bezawaryjnej pracy farmy wiatrowej.

5. Podsumowanie

Przedstawiona w artykule presjometryczna metoda badania gruntów i zakres stosowania otrzymanych wyników w obliczeniach projektowych upoważniają do poniższych wniosków.

- Badanie presjometryczne jest jednym z nielicznych badań polowych, które pozwala rozpoznać pracę podłoża we wszystkich fazach działania narastającego obciążenia, a więc od etapu naprężeń wtórnych wyrównujących stan pierwotny (in-situ), przez naprężenia dodatkowe wywołujące odkształcenia pseudosprężyste gruntu, do naprężeń granicznych powodujących postępujące zniszczenie fundamentu. Jakkolwiek badania podłoża przeprowadza się przy naciskach poziomych, to wyznaczana krzywa presjometryczna stanowiąca charakterystykę gruntu „naprężenie – odkształcenie” odwzorowuje również przebieg osiadania fundamentu przy zwiększającym się obciążeniu pionowym.
 - Zaletą metody presjometrycznej, górującą nad innymi częściej stosowanymi badaniami podłoża (CPT/CPTU, DMT i in.), jest znacząco większa powierzchnia nacisku na grunt (pole komory presjometru APMT $\approx 370 \text{ cm}^2$, pole powierzchni stożka ACPT $\approx 12 \text{ cm}^2$). Abstrahując od dokładności końcowych ustaleń korelacyjnych, bazowe (wyjściowe) wyniki pomiarów PMT vs CPT można porównać z hipotetycznymi wynikami badań powierzchniowych gruntu przez nacisk stopą i przez opór wciskania gwoźdźcia.
 - Metoda presjometryczna jest szczególnie przydatna przy badaniu gruntów polodowcowych o dużym stopniu prekonsolidacji ($\text{OCR} > 3$). Przykładowo, przy sondowaniu stożkowym należy mieć na uwadze:
 - konieczność (a czasami niemożliwość) odpowiedniego zbalastowania lub zakotwienia urządzenia badawczego;
 - zakończenie badania na niewystarczającej głębokości ze względu na zbyt małą moc urządzenia naciskowego (stosowanie przekładni zwiększającej siłę nacisku może uniemożliwić utrzymanie stałej prędkości penetracji lub powodować uszkodzenie stożka);
 - konieczność wykonania przy dużej niejednorodności podłoża niezależnych odwiertów warunkujących poprawną interpretację wyników sondowania.
- Przy badaniach presjometrycznych nie ma tych uwarunkowań, a głębokość rozpoznania podłoża zależy jedynie od możliwości technicznych wiertnicy.
- Bezsporną zaletą presjometrycznej metody badania podłoża jest możliwość bezpośredniego wykorzystania wyników

(parametrów p_{0r} , p_{fM} , p_{LM} , E_M) w obliczeniach projektowych dotyczących nie tylko nośności podłoża, ale również osiadania fundamentów, nośności pali czy prognozowania stanu obciążenia i odkształcenia konstrukcji oporowych. Również w przypadku, gdy obliczenia wykonywane są innymi metodami, szacowania według parametrów presjometrycznych mogą stanowić bazę porównawczą, co zwiększa dokładność ustaleń projektowych.

- Metoda presjometryczna, jak każda metoda badawcza, ma pewne wady, w tym szczególne wymagania wykonawcze. Najistotniejsze uwagi dotyczą następujących kwestii:
 - właściwego wykonania i wyprofilowania otworu badawczego, co jest warunkiem przeprowadzenia pomiarów w wymaganym zakresie odkształceń;
 - odpowiednich kwalifikacji posiadanych przez operatora prowadzącego badania;
 - dużej umowności założeń dotyczących ciśnienia granicznego p_{LM} i odkształceń quasi-sprężystych przyjmowanych przy wyznaczaniu modułu presjometrycznego E_{pM} .
- Przedstawione tu uwagi nie deprecjonują presjometrycznej metody badania gruntów, gdyż jej zalety są bezsporne. Na wstępie artykułu wspomniano, że w praktyce krajowej badania te nie znalazły dotychczas szerszego zastosowania. Można jednak przewidywać, że wydanie instrukcji ISO [8] wspartej cennymi wskazaniem M. Tarnawskiego [12] dotyczącymi prowadzenia badań polowych metodą Ménarda oraz informacje i analizy przedstawione w tym artykule przyczynią się do bliższego zainteresowania presjometryczną metodą badania podłoża.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Balay J., Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modèles de réaction. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1985
- [2] Bourne G., Chassaine P., Kuszyk R., Etude géotechnique. Parc éolien Pologne, Grupa HGS & Alios Inżynierie, Warszawa, Bordeaux 11.2015
- [3] Dembicki E., Rymśa B., Obliczanie parcia i odporu gruntu według Eurokodu, Postęp czy regres? Inżynieria Morska i Geotechnika 3/2015, str. 237–246
- [4] Ménard L., The Pressuremeter: Interpretation and Application of the Pressuremeter Test Results to Foundations Design, Sols-Soils. 26, Paris, 1975
- [5] NF P94-261 Justification des ouvrages géotechniques, Normes d'applications nationale de l'Eurocode 7. Fondations superficielles
- [6] PN-EN 1997-1 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1 Zasady ogólne
- [7] PN-EN 1997-2 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego
- [8] PN-EN ISO 22476-4:2012: Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania polowe. Część 4: Badanie presjometrem Ménarda
- [9] Rymśa B., Influence of earth pressure on the inner forces in the tunnel lining, XIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, tom 2, 2003, str. 831–836
- [10] Rymśa B., Obliczanie krawędziowych osiadań sztywnego fundamentu obciążonego mimośrodowo, XV Russian-Slovak-Polish Seminar Theoretical Foundation of Civil Engineering, Warsaw, 2006, str. 305–314
- [11] Schlosser F., Presjometr. Wybrane Zagadnienia Geotechniki, Wydawnictwo Ossolineum PAN-IBW, Wrocław 1978, str. 59–72
- [12] Tarnawski M., Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2007
- [13] Terzaghi K., Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Institution of Civil Engineers, London & Beccles, 1956, str. 298–325
- [14] Wiłun Z., Zarys geotechniki, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2001, str. 207–263