STANISŁAW P. GLINICKI¹⁾

ELEMENTY DYNAMIKI PODŁOŻA GRUNTOWEGO WYKORZYSTYWANE W GEOTECHNICE

STRESZCZENIE. W pracy przedstawiono wyniki badań własnych i obcych określające parametry dynamiki podłoża gruntowego. Zwrócono uwagę na istniejące zależności między parametrami podłoża gruntowego, a zjawiskami zachodzącymi w trakcie wykonywania robót budowlanych oraz w okresie użytkowania obiektu. Przedstawiono także zależności pomiędzy:

- modułem odkształcenia gruntu (piasku średniego) a stopniem zagęszczenia gruntu,
- modułem podatności gruntu (piasku średniego) a dynamicznym modułem odkształcenia,
- stosunkami modułów odkształcenia a stopniem zagęszczenia gruntu (piasku średniego).

W dalszych rozdziałach pracy przedstawiono wyniki badań, które dotyczyły warstwy piasku średniego i obejmowały następujące zależności pomiędzy:

- stosunkami modułów odkształcenia (E_D / E_{p0} oraz E_D / E_p), a stopniem zagęszczenia gruntu (piasku średniego) przy grubości warstwy $a = 0,30$ m i przy grubości warstwy $0,05$ m,
- modułami odkształcenia gruntu (E_D, E_{p0}, E_p) a stopniem zagęszczenia piasku średniego,
- modułami podatności gruntu E_{p0}, E_p dla piasku średniego a dynamicznym modułem odkształcenia E_D .

1. WPROWADZENIE

Wskutek oddziaływań dynamicznych budowli i urządzeń w ośrodku gruntowym występują zjawiska dynamiczne w postaci drgań i propagującej się fali naprężenia. Zjawiska te mogą przyczynić się do powstawania korzystnej stabilizacji podłoża

¹⁾ doc. dr inż. – emeryt Politechniki Białostockiej

gruntowego lub mogą mieć także inny wpływ, np. spowodować osiągnięcie stanu granicznego podłoża, czy też jego zmianę w przejściu do stanu rozluźnienia.

Praca ma charakter przeglądowny i wykorzystuje także wyniki badań własnych. Przedstawiono tutaj metodę:

- a) określenia siły dynamicznej przekazywanej przez fundament na podłoże,
- b) wyznaczenia statycznych i dynamicznych modułów odkształcenia rodzimych gruntów niespoistych i gruntów nasypowych,
- c) określenia wpływu drgań na stateczność zboczy i podłoża.

W pracy zestawiono podstawowe metody opisu zjawisk dynamicznych ośrodka gruntowego oraz zależności do wyznaczania podstawowych parametrów dynamicznych ośrodka gruntowego, między innymi przedstawiono wzory do wyznaczania największej siły dynamicznej przekazywanej na podłoże gruntowe przez fundament, określono statyczne i dynamiczne moduły odkształcenia niespoistych gruntów nasypowych, podano zależności umożliwiające określenie wpływu drgań na stateczność zboczy oraz podłoża. Przedstawione zależności mogą być wykorzystane w projektowaniu ośrodka gruntowego oraz fundamentów pod maszyny, budynków i konstrukcji pomocniczych, jak: ścian oporowych [1], podbudów nawierzchni drogowych [2].

Obecnie intensywnie rozwijanym kierunkiem będącym uzupełnieniem badań teoretycznych i eksperymentalnych jest modelowanie i symulacja komputerowa. Trzeba podkreślić, że symulacja komputerowa nie jest metodyką prowadzenia badań alternatywną do teorii i eksperymentu [3]. Jest to jedynie podejście komplementarne, ujawniające swoje zalety i siłę w powiązaniu z dwoma pozostałymi.

2. PODŁOŻE GRUNTOWE JAKO ROZBUDOWANE CIAŁO PRANDTLA-MAXWELLA

Geotechnika zajmuje się badaniami ośrodka gruntowego w celu ich wykorzystania do projektowania i wykonawstwa budowli ziemnych i podziemnych oraz fundamentów budynków i budowli drogowych [4]. Henri Poincaré (1854 - 1912) głosił „Matematycy nie badają przedmiotów, tylko związki między przedmiotami. Materia nie przyciąga ich uwagi, zajmuje ich wyłącznie kształt”. W klasycznej teorii sprężystości przyjmuje się, że związki między składowymi stanu odkształcenia i naprężenia są liniowe i niezależne od czasu. Robert Hooke w 1678 roku opublikował pracę „De Potentia Restitutiva” czyli „O sprężynach” [5], w której stwierdza liniową zależność między naprężeniem σ i odkształceniem ε . Zależność $\sigma = E \cdot \varepsilon$ nazwano prawem Hooke’a. Przy założeniu małych odkształceń istnieje możliwość stosowania zasady superpozycji obciążeń i odkształceń, często wykorzystywanych w praktyce inżynierskiej.

Z szeregu doświadczeń wiadomo, że grunt spoisty jako podłoże budowlane odbiega od założeń liniowej teorii sprężystości; w równaniach stanu występuje nowy czynnik – czas t . W takim ujęciu dla ciała sprężystego równanie stanu ośrodka ma więc postać $f(\sigma, \varepsilon, t) = 0$. Prawo lepkości Newtona (1687) jest modelowane elementem w postaci tłoczka i opisane równaniem:

$$\sigma = \eta \frac{ds}{dt}, \quad (2.1)$$

gdzie:

η – współczynnik lepkości.

Trzeci podstawowy model ośrodka przedstawiający płytki, które mogą przesuwać się względem siebie z uwzględnieniem tarcia suchego ilustruje ciało Saint – Venanta (1864). Przez kombinację dwóch modeli pojedynczych ciała Hooke’a i ciała Newtona otrzymuje się złożony model ciała Maxwella.

Systematyka podstawowych modeli materiału zaproponowana została przez Hoehensera – Pragera (1932). Ogólny model jest opisany wzorem:

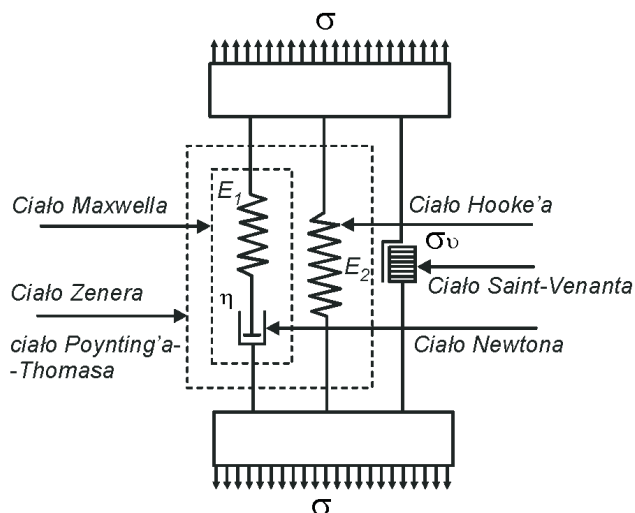
$$\sigma + c_1 \dot{\sigma} + c_2 \varepsilon + c_3 \dot{\varepsilon} + c_4 = 0. \quad (2.2)$$

W stanie jednowymiarowym tworzywo idealne określają szczególne przypadki związku (2.2), w którym współczynniki $c_1 \div c_4$ to znamiona zależne od stanu i rodzaju gruntu.

Przy $c_4 = 0$ równanie (2.2) definiuje ciało Zenera, które zostało zastosowane przez Buflera – Mertensa (1969) do opisu dewiatora spójności. Garbsch (1973), Urlich (1980) i Steimann (1985) zastosowali ten model do opisu zależnego od czasu zachowania się szkieletu gruntowego w problemach konsolidacji. Urlich i Reiner (1958) oznaczyli model Zenera jako ciało Poynting’a – Thomsona, ponieważ Poynting – Thomson już w 1902 r. zastosowali ten model do interpretacji zachowania się włókien szklanych, na co także zwracał uwagę Zener (1948).

Przypadek $c_4 = 0$ w równaniu (2.2) został zdefiniowany przez Zenera jako szczególny przypadek ogólnego prawa lepko-sprężystości; dopuszczono nieliniowość oraz rozdzielenie naprężeń i odkształceń (Kröner 1968). Zener wprowadził pojęcie „dosprężynowania”. Inni autorzy, np. Freudenthal/Geiringer (1958) określili zakres lepko-sprężystego zachowania się materiału jako „dosprężynowanie”. Kröner stwierdził całkiem ogólnie: „dosprężynowanie” jest szczególną formą zachowania się w zakresie lepko-sprężystym.

Na rys. 1 przedstawiono w sposób poglądowy fizyczną interpretację równania (2.2) i zaznaczono użyteczne przypadki prostych modeli.



Rys.1. Systematyka pojedynczego tworzywa idealnego
 Fig.1. Systematic of single perfect materials

3. PODSTAWOWE PARAMETRY DYNAMIKI GRUNTÓW

Wprowadzając w problematykę parametrów dynamiki gruntów trzeba zaznaczyć, że:

- wartości dynamicznych modułów odkształcenia oraz modułów podatności niespoistego gruntu nasypowego zależą od stanu zagęszczenia podłoża – wraz ze wzrostem stopnia zagęszczenia wzrastają wartości modułów odkształcenia, wartości modułów (E_D) dla gruntu zagęszczonego odpowiadają wartościom modułów podatności pierwotnej (E_{po}),
- istnieją wyraźne korelacje między dynamicznymi modułami odkształcenia a modułami podatności gruntu,
- można zauważyć związek ilorazów modułów (E_D / E_{po}) i (E_D / E_p) od stopnia zagęszczenia badanej warstwy o grubości ($a = 0,30$ m); dla warstwy o grubości ($a = 0,50$ m) powyższe stosunki nie wykazują zależności od stopnia zagęszczenia i wynoszą odpowiednio: $0,83 \div 11,23$ i $0,37 \div 0,25$; E_p – moduł podatności wtórnej.

W pracy [6] informuje się o przeprowadzeniu badań za pomocą tej samej płyty naciiskowej obciążanej w sposób statyczny w jednym punkcie badawczym oraz w sposób dynamiczny w dwóch innych punktach badawczych. Przeanalizowano 30 zbiorów wartości zmiennych, które były scharakteryzowane za pomocą parametrów statystycznych wyszczególnionych w tabelicy 1.

Tablica 1. Parametry statystyczne zmiennych ($E_D, E_{po}, E_p, E_D / E_{po}, E_D / E_p, I_D$) w zależności od grubości badanej warstwy gruntu a [6]
 Table 1. Statistical parameters of variables ($E_D, E_{po}, E_p, E_D / E_{po}, E_D / E_p, I_D$) in relation to thickness of tested soil layer a [6]

a [m]	Parametr gruntu	Liczba obserwacji	Wartość minimalna	Wartość maksymalna	Wartość średnia	Odczylenie-standarde	Współczynnik zmienności	Współczynnik asymetrii	Współczynnik spłaszczenia
0,30	E_D [MPa]	14	16,11	36,17	28,63	6,22	21,72	-0,85	-0,15
	E_{po} [MPa]	7	11,25	39,47	28,10	9,46	33,67	-0,74	0,66
	E_p [MPa]	7	38,14	112,50	91,50	25,59	27,97	-1,91	3,75
	E_D / E_{po}	14	0,87	1,59	1,08	0,21	19,70	1,47	1,70
	E_D / E_p	14	0,26	0,47	0,33	0,06	17,69	1,44	2,38
0,50	I_D [-]	7	0,311	0,784	0,621	0,164	26,47	-1,36	1,26
	E_D [MPa]	16	10,96	38,79	29,32	8,03	27,39	-1,10	0,35
	E_{po} [MPa]	8	13,24	36,89	27,93	7,80	27,93	-1,07	0,53
	E_p [MPa]	8	44,12	112,50	92,17	22,96	24,91	-1,61	2,20
	E_D / E_{po}	16	0,83	1,23	1,05	0,10	9,59	-0,04	0,67
	E_D / E_p	16	0,25	0,37	0,32	0,03	10,79	-0,06	-0,56
	I_D [-]	8	0,403	0,759	0,626	0,116	18,51	-1,10	0,92

W celu ustalenia wpływu grubości a badanej warstwy gruntu na wartość rozpatrywanych parametrów dokonano weryfikacji hipotez o równości średnich w grupach. Aby uprawomocnić wnioski wynikające z analizy, sprawdzono założenia:

- o normalności rozkładów cech w grupach (za pomocą testu zgodności Kołmogorowa – Smirnowa, na poziomie istotności $\alpha = 0,05$,
- o jednorodności wariancji w grupach (za pomocą testów Cochrańa i Bartletta na poziomie istotności $\alpha = 0,05$). Wyniki tych badań podano w tablicy 2.

Tablica 2. Analiza założeń na podstawie analizy wariancji [6]

Table 2. Analysis of assumptions implemented by variance analysis [6]

Parametr gruntu	Test Kołmogorowa-Smirnowa P^*		Testy Cochrańa i Bartletta P^*		Założenia	
	$a = 0,30$ m	$a = 0,50$ m	$a = 0,30$ m	$a = 0,50$ m	o rozkładzie normalnym	o jednorodności wariancji
I_D	0,111	0,194	0,211	0,208	przyjęto	przyjęto
E_D	0,594	0,279	0,349	0,353	przyjęto	przyjęto
E_{po}	0,903	0,349	0,492	0,491	przyjęto	przyjęto
E_p	0,122	0,167	0,706	0,706	przyjęto	przyjęto
E_D / E_{po}	0,299	0,736	0,008	0,008	przyjęto	odrzucono
E_D / E_p	0,304	0,903	0,061	0,058	przyjęto	do odrzucenia

Przedstawiona analiza daje możliwość sformułowania wniosku, że grubość warstwy badanej gruntu ma wpływ na wartości stosunków modułów (E_D / E_{po}) i (E_D / E_p). Oddzielnie ustalono korelacje między zmiennymi dla zbiorów przy pomiarze ($a = 0,30 \div 0,50$ m), oddzielnie dla zbiorów wyników badań przy ($a = 0,30$ m) i ($a = 0,50$ m). Macierz współczynników korelacji liniowej badanych zmiennych zilustrowano w tablicy 3. W pracy [6] przedstawiono również stanowisko badawcze oraz sposoby dynamicznych i statycznych przyłożeń nacisków na podłoża.

Przy analizie dynamicznych zagadnień współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym ważnymi parametrami gruntu są:

- G – moduł ścinania,
- D – współczynnik tłumienia,
- ν – współczynnik Poissona.

Częstotliwość rezonansowa (krytyczna) określona jest pozornym (umownym) modułem ścinania G_F

$$G_F = \frac{3}{16} \frac{K_{ap}}{r_o^3} \left[\left(\frac{f_n}{f_{ap}} \right)^2 - 1 \right], \quad (3.1)$$

gdzie:

K_{ap} – stała sprężynowania [$\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$],

r_o – promień podstawy płyty urządzenia naciskowego, [m],

f_{ap} – częstotliwość krytyczna urządzenia, [Hz],

f_n – częstotliwość rezonansowa określona badaniami, [Hz]; [7].

Tablica 3. Macierz współczynników korelacji liniowej badanych zmiennych [6]

Table 3. Matrix of linear correlation coefficients of tested variables [6]

a [m]	Parametr	E_D	E_{po}	E_p	E_D / E_{po}	E_D / E_p	I_D
0,3 ÷ 0,5	E_D	1,000					
0,3 ÷ 0,5	E_{po}	0,926	1,000				
0,3 ÷ 0,5	E_p	0,911	0,902	1,000			
0,30 0,50	E_D / E_{po}	-0,764 0,243	-0,900 -0,030	-0,833 -0,078	1,000		
0,30 0,50	E_D / E_p	-0,507 0,494	-0,529 0,350	-0,817 0,208	0,743 0,654	1,000	
0,30 0,50 0,3 ÷ 0,5	I_D	– – 0,918	– – 0,950	– – 0,958	-0,856 0,113 –	-0,664 0,327 –	1,000

Współczynnik poślizgu SF jest określony jako stosunek wartości pozornego (umownego) modułu ścinania G_F do wartości modułu ścinania rzeczywistego G_R uzyskane-go z badań „in situ”.

Przy wyborze charakterystyk gruntów kierowano się nazwami i rodzajami gruntów oraz ich stanami.

Wskaźnik prekonsolidacji (ang. *overconsolidation ratio*, OCR) według [7] wyznacza się z wzoru:

$$OCR = \sigma'_z / \sigma'_o, \quad (3.2)$$

gdzie:

σ'_z – efektywne naprężenie hydrostatyczne, [kPa],

$\sigma'_o = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3}$ – efektywne średnie naprężenie główne, [kPa].

Sposób określenia naprężeń w ośrodku gruntowym zilustrowano na rys. 2. Wprowadzono następujące zależności i oznaczenia:

Δh – wysokość ciśnienia włoskowatego,

γ' – ciężar objętościowy gruntu z uwzględnieniem wyporności wody,

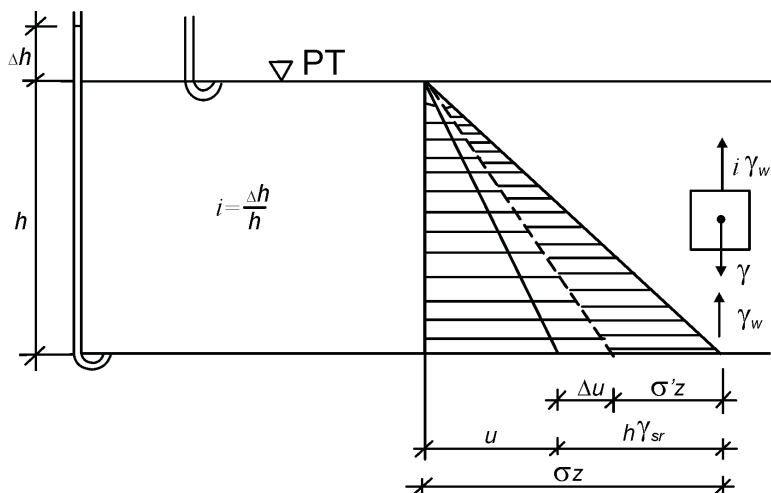
γ – ciężar objętościowy gruntu,

$$\Delta u = \Delta h \cdot \gamma_w,$$

$\sigma'_z = h \cdot \gamma - (h + \Delta h) \gamma_w$ – naprężenie efektywne,

$u = h \cdot \gamma_w$ – ciśnienie wody w porach gruntu,

$\sigma_z = h \cdot \gamma$ – naprężenie normalne.



Rys.2. Naprężenia w ograniczonym ośrodku gruntowym

Fig.2. Stress in limited soil medium

Przy zaniku naprężeń efektywnych otrzymuje się:

$\sigma'_z = h \cdot \gamma - (h + \Delta h) \gamma_w = 0$, czyli $h \cdot \gamma - h \cdot \gamma_w - \Delta h \cdot \gamma_w = 0$, stąd otrzymuje się:

$$(\gamma - \gamma_w) / \gamma_w = \Delta h_{kryt} / h = i_{kryt} = \gamma' / \gamma_w. \quad (3.3)$$

Parametry geotechniczne gruntów niespoistych mogą być określone na podstawie wyników sondowania dynamicznego [8]. Prędkości przy ściskaniu i przy ścinaniu można wyrazić następującymi zależnościami:

$$v_p^2 = v_s^2 [(2\nu - 2) / (2\nu - 1)] \quad (3.4)$$

$$v_p^2 = E_0(1 - \nu) / \rho(1 + \nu)(1 - 2\nu) \quad (3.5)$$

w których:

v_p – prędkość odkształcenia przy ściskaniu, [m/s],

v_s – prędkość odkształcenia przy ścinaniu, [m/s],

ν – współczynnik Poissona,

ρ – gęstość objętościowa gruntu, [kg/m^3],

E_0 – moduł pierwotnego odkształcenia gruntu, [kPa].

Przyjmując wartości współczynnika Poissona na podstawie tabl. 4, ze wzoru (3.4) można wyznaczyć:

$$v_p^2 / v_s^2 = (2 \times 0,20 - 2) / (2 \times 0,20 - 1) = 2,67 ,$$

$$v_p^2 / v_s^2 = (2 \times 0,30 - 2) / (2 \times 0,30 - 1) = 3,50 .$$

Stosunek v_p^2 / v_s^2 mieści się w zakresie $2,67 \div 3,50$ i $v_p > v_s$.

Tablica 4. Wartości współczynnika Poissona, przyjęte według [9]
Table 4. Values of Poisson's ratio, according to [9]

Rodzaj gruntu	\dot{Z} , Po	Pr, Ps	Pd, P π
ν - współczynnik Poissona	0,20	0,25	0,30

Korelacja między modułem ścinania G a wskaźnikiem porowatości e określona jest następująco:

a) wg Hardina i Blancka – (1968); piasek o ziarnach kanciastych oraz $0,66 < e < 1,3$ według wzoru:

$$G = \frac{1230 (2,97 - e)^2}{1 + e} (OCR)^K \sqrt{\sigma'_o} , \quad (3.6)$$

b) wg Hardina i Drnevicha – (1971); glina według wzoru:

$$G = \frac{3230 (2,97 - e)^2}{1 + e} (OCR)^K \sqrt{\sigma'_o} . \quad (3.7)$$

gdzie:

K – współczynnik, który charakteryzuje wpływ wtórnej konsolidacji na moduł ścinania gliny,

ρ_s – gęstość właściwa szkieletu gruntowego,

ϕ_u – kąt tarcia wewnętrznego gruntu nawodnionego,

w_l – granica płynności,

w_p – granica plastyczności, [9].

W przypadku, gdy $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_1 K_0$, to wówczas współczynnik parcia gruntu w spoczynku K_0 wynosi: $K_0 = 1 - \sin \phi_u$.

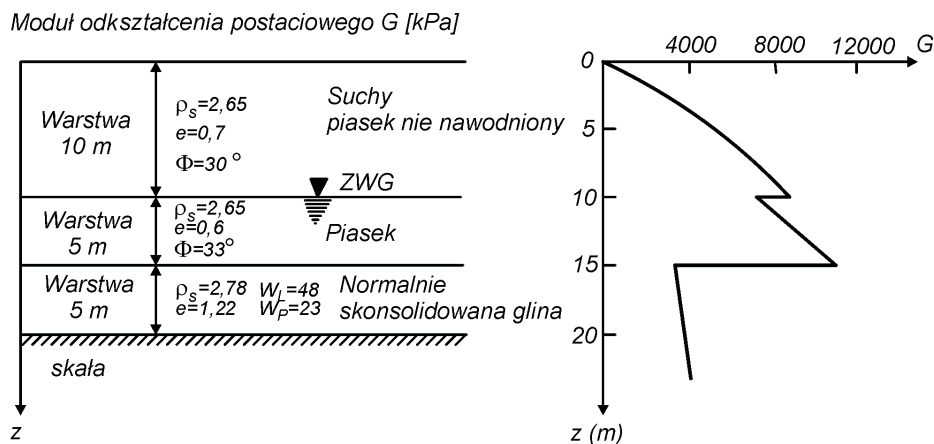
Przez konsolidację podłoża należy rozumieć odkształcenia podłoża wynikające z wymuszonego obciążeniem odpływu wody z porów gruntu, którego efektem jest zmniejszenie jego objętości.

Współczynnik parcia gruntu w spoczynku normalnie skonsolidowanej gliny wg Brokera i Irelanda (1965) można obliczyć w zależności od wskaźnika plastyczności $I_p = w_l - w_p$:

$$\text{a) } 0 \leq I_p \leq 40, \text{ wówczas } K_0 = 0,4 + 0,007 \cdot I_p, \quad (3.8)$$

$$\text{b) } 40 \leq I_p \leq 80, \text{ to } K_0 = 0,68 + 0,001 (I_p - 40). \quad (3.9)$$

Na rysunku 3 przedstawiono przykładową zależność zmian pomiędzy modułem ściskania G , a głębokością zalegania warstwy piasku suchego oraz warstw piasku i gliny zalegającej poniżej poziomu wody gruntowej.



Rys.3. Efekt wtórnej konsolidacji gliny
Fig.3. Effect of secondary consolidation of clay

Styczny moduł sprężystości E_t można obliczyć z wzoru:

$$E_t = [(A + B)(1 - \sin \phi_u) \gamma H] [1 - \gamma H (1 - \sin \phi_u) \sin \phi_u \gamma / 2c_u \cos \phi_u + \sin \phi_u (\gamma H / K_a - 2c_u / K_a)]^2 \quad (3.10)$$

w którym:

c_u – graniczna spójność, [kPa],

ϕ_u – graniczny kąt tarcia wewnętrznego gruntu, [°],

γ – ciężar objętościowy gruntu, [kN/m³],

H – głębokość obciążenia nadkładem, [m],

$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi_u / 2)$ – współczynnik parcia czynnego gruntu wg Rankine'a,
 A, B – stałe uzyskane z próbek gruntu stosowanych do badania modułu początkowego i ciśnienia granicznego.

Znana jest zależność między modułem sprężystości Younga „z odplywem” a modułem odkształcenia postaciowego:

$$E_m = 2(1 + \nu) G \quad (3.11)$$

Prędkości odkształceń, które powstają przy ściskaniu i ścinaniu gruntu, mogą być wyrażone wzorami:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.12)$$

$$v_p = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \sqrt{2(1 - \nu) / (1 - 2\nu)} \quad (3.13)$$

w których v_p, v_s oznaczenia jak w wzorach (3.4) i (3.5).

Przy wibrowaniu gruntu podstawowe zależności rozprzestrzeniania się i pochłaniania fal sprężystych można ująć równaniem:

$$v_R = v_s \delta \quad (3.14)$$

w którym:

v_R – prędkość wg Rayleigh'a [m/s],

v_s – prędkość przy ścinaniu [m/s],

δ – współczynnik liczbowy wynoszący $0,874 \leq \delta \leq 0,956$ przy współczynniku Poissona ν zawartym w granicach $0 \leq \nu \leq 0,5$.

Przyjmuje się, że $v_p / v_s = v_r$, wówczas współczynnik Poissona może być przyjęty z wzoru:

$$\nu = (v_r - 2) / 2(v_r^2 - 1) \quad (3.15)$$

W tabelicy 5 podano wartości v_p / v_s i v_R / v_s w zależności od współczynnika Poissona.

Tablica 5. Zależność współczynnika Poissona od różnych prędkości fal
 Table 5. Relationship between Poisson's ratio and wave velocity

Współczynnik Poissona ν	$v_p / v_s = v_r$	v_R / v_s
0	1,418	0,875
0,1	1,493	0,893
0,2	1,626	0,911
0,3	1,869	0,927
0,4	2,439	0,942
0,5	0	0,955

Dynamikę konstrukcji drogowej w sensie jej rozpoznania i modelowania ujmuje praca G. Martinček [10]. Metody diagnozowania konstrukcji nawierzchni drogowych oparte są na bezpośrednim i pośrednim pomiarze fal naprężeń i ich tłumienia w ośrodku. Źródła wibracji mają przeważnie małą energię wzbudzenia i dlatego próba nie daje efektu zniszczenia ośrodka. Można jednak zastosować metody dynamiczne [11] z dużą energią wzbudzenia, która może być użyta do oszacowania nośności konstrukcji nawierzchniowych. Badania dynamiczne mogą być zakwalifikowane w stacjonarnych metodach drgających oraz metodach uderzeniowych.

W projektowaniu konstrukcji wymagane jest przestrzeganie następujących zasad:

- model konstrukcji służący do obliczania efektów oddziaływania powinien uwzględniać wszystkie istotne cechy konstrukcji, ich masy, wytrzymałości, sztywności i elementy charakterystyczne wszystkich części nie konstrukcyjnych i ich właściwości,
- przyjęte w modelu warunki brzegowe powinny odwzorowywać warunki istniejące w konstrukcji,
- jeżeli uznano za właściwe oddziaływania dynamiczne jako quasi - statyczne, to części dynamiczne tych oddziaływań można uwzględnić; do wyznaczania wartości równoważnych współczynników dynamicznych może być potrzebna znajomość częstotliwości drgań własnych,
- w przypadku interakcji podłoże – konstrukcja, udział podłoża można modelować za pomocą odpowiednich równoważnych sprężyn i tłumików,
- oddziaływania można przedstawić także w dziedzinie czasu albo częstotliwości i wyznaczyć odpowiedź konstrukcji posługując się odpowiednimi metodami,
- jeżeli wywoływane są drgania o amplitudzie lub częstotliwości, które mogą być większe niż dopuszczają to wymagania użytkowania, to wskazane jest sprawdzić stan graniczny ze względu na użytkowanie.

Parametry gruntu takie jak: moduł ścinania G , współczynnik tłumienia D i współczynnik Poissona ν zależą od: odkształcenia ścinającego, wartości składowych stanu naprężenia, wskaźnika porowatości gruntu, historii obciążenia, liczby

cykli obciążenia, czasu trwania badania, stopnia wilgotności, kapilarności, rodzaju obciążenia i jego częstotliwości. Moduł ścinania w gruntach obciążonych dynamicznie osiąga wartość maksymalną G_0 , z którą empirycznie są powiązane: średnie naprężenie efektywne σ_0 oraz wskaźnik porowatości gruntu e .

Wpływ dynamiki ruchów podłoża gruntowego na budowlę został omówiony w pracy [12]. Drgania budynków mogą być generowane wewnątrz tego budynku i są to najważniejsze przypadki wzbudzenia drgań i przekazywania ich z budynku na podłoże. Charakterystyki dynamiczne budynków stanowią: częstości i odpowiadające im postaci drgań własnych, tłumienie oraz w pewnych przypadkach droga propagacji drgań wewnątrz budowli.

4. ZALEŻNOŚCI PARAMETRÓW GRUNTU OD WSPÓŁPRACY UKŁADU KONSTRUKCJA – GRUNT

Autorzy pracy [13] przeanalizowali przydatność niektórych gruntów jako podłoża budowlanych. Zdefiniowany przez nich został stan graniczny podłoża, który powiązano ze spostrzeżonymi w czasie badań sposobami jego zniszczenia. Analizowali postacie odkształcenia gruntu, które w granicznym stanie, uzależnione są od rodzaju i stanu gruntu. Postacie te można podzielić według trzech schematów, a mianowicie: ścięcie ogólne, ścięcie miejscowe i ścięcie wrzynające.

Mechanizm stanu granicznego, opisany w [14] jest następujący: w miarę zwiększania obciążenia fundamentu, ponad wartość krytyczną, początkowo niewielkie strefy uplastycznienia rozszerzają się pod fundament i wreszcie łączą się tworząc zamkniętą bryłę. Wewnątrz bryły wzrost ciśnienia gruntu uplastycznionego działa na ośrodek znajdujący się poza obrysem bryły. Doprowadza to do odkształceń objętościowych poza strefami uplastycznienia, a przy dużej ściśliwości gruntu nie powoduje wyparcia do góry, lecz jego zagęszczenie. Obciążenie graniczne zależy nie tylko od wytrzymałości gruntu na ścinanie, lecz również od jego ściśliwości.

Jeśli siły obciążające masę gruntową zmieniają się na tyle szybko, że siły bezwładności stają się znaczne w porównaniu ze statycznymi, to trzeba stosować specjalne obliczenia do oceny odkształceń gruntu. Tego rodzaju zagadnienia występują głównie przy fundamentach pod maszyny, wbijaniu pali oraz wibracyjnym zagęszczaniu gruntu. Prędkość obciążenia, przy której zagadnienie trzeba traktować dynamicznie, zależy głównie od wymiarów współdziałającej bryły gruntu. Najczęściej spotykanym układem dynamicznym jest fundament pod maszynę. Podstawowe wzory i pojęcia dynamiki w tej mierze znajdujemy w pozycjach literatury [15 - 17].

W pracy [13] przedstawiono badania modelowe nośności granicznej podłoża dwuwarstwowych. Górną warstwę wykonano z piasku drobnego, a dolną z torfu. Poszczególne podłoża różniły się grubością warstwy piasku wynoszącą od 1 do 3 szerokości fundamentu i wilgotnością torfu $w = 200 \div 250 \%$. Podłoża obciążano pionowo i osiowo sztywnym stemplem pasmowym o stałej szerokości wynoszącej 15 cm.

Z przedstawionych wyników badań wynikają następujące wnioski:

1. Obciążając większość gruntów budowlanych nie uda się spowodować odkształcenia ściśle odpowiadającego definicji stanu granicznego.
2. Jedynie w przypadku zagęszczonych nieściśliwych gruntów niespoistych obciążenie graniczne wywołuje niestateczne osiadanie fundamentu lub plastyczne płynięcie podłoża. W gruntach o znacznej ściśliwości, a także mniej zagęszczonych gruntach niespoistych, nie można spowodować takich zjawisk, nawet wówczas, gdy podłoże ulega zniszczeniu przez ściecie ogólne.
3. Obciążenie fundamentów grupowych zmniejsza prawdopodobieństwo płynięcia podłoża.
4. Brak wyraźnych zjawisk charakteryzujących stan graniczny uniemożliwia określenie precyzyjnego jednoznacznego stanu naprężenia granicznego. Utrudnia również porównywanie wyników uzyskiwanych przez różnych badaczy.
5. Wydaje się celowe kontynuowanie badań, które umożliwią ściśle określenie kryteriów pomiaru obciążenia granicznego podłoża, nie obrazujących zjawiska nagłego wyczerpania nośności czy wyraźnych odkształceń plastycznych.
6. W podłożach ulegających zniszczeniu przez ściecie „wrzynające” zasięg stref plastycznych jest prawdopodobnie mniejszy niż przyjmuje się to w klasycznych schematach stanu granicznego odpowiadających ściciu ogólnemu. Wydaje się celowe opracowanie modeli lepiej dostosowanych do mechanizmu stanu granicznego takich podłoży.

Na podstawie badań cytowanych w pracy [18] poniżej omówiono parametry wpływające na maksymalną wartość modułu ścinania G_o oraz na współczynnik tłumienia D .

Według badań Hardina i Blacka (1966) wykonanych w kolumnie rezonansowej przy $e < 0,8$ uzyskano zależności:

$$G_o = 6931 \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0,5} \quad \text{dla piasków obtoczonych,} \quad (4.1)$$

$$G_o = 3230 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o'^{0,5} \quad \text{dla piasków nie obtoczonych.} \quad (4.2)$$

Według Roeslera [18] została sformułowana zależność:

$$G_o = C \text{ Pa}^{(1-m-n)} \sigma_a^D \sigma_b^m, \quad (4.3)$$

w której:

C – stała zależna od rodzaju gruntu i wskaźnika porowatości,

stała $\text{Pa} = 98,1 \text{ kPa}$,

m, n – wielkości zależne od rodzaju gruntu i sposobu konsolidacji próbki (konsolidacja anizotropowa poprzez trójosiowe ściskanie lub rozciąganie),

σ_a – naprężenie efektywne w kierunku rozchodzenia się fali,

σ_b – naprężenie efektywne w kierunku drgań cząstek gruntu.

Zachowanie się gruntu poddanego obciążeniom dynamicznym zależy od historii obciążenia. Anderson i Richart (por. [18]) wykazali, że wartość G_o zredukowana wskutek działania obciążeń o dużej amplitudzie zostanie odtworzona po pewnym czasie. Czas ten zależy od rodzaju gruntu, wartości odkształcenia i liczby cykli obciążenia. Odkształcenie progowe γ_t , przy którym następuje wzrost ciśnienia wody w porach gruntu, dla ziaren kwarcowych określone zostało następującą zależnością od średniego naprężenia efektywnego σ_o :

$$\gamma_t [\%] = 6,34 \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_o^{2/3}, \quad (4.4)$$

przy czym współczynnik tarcia między ziarnami kwarcu wynosił 0,5; moduł liniowej odkształcalności $E = 75,9$ MPa; współczynnik Poissona $\nu = 0,31$.

Prekonsolidacja gruntu wpływa na maksymalną wartość modułu ścinania G_o . Efekt prekonsolidacji uwzględniany jest za pomocą czynnika $(OCR)^k$. W przypadku glin ustalona została następująca zależność, (według [18])

$$G_o = 3230 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} (OCR)^k (\sigma'_o)^{0,3}, \quad (4.5)$$

w której wykładnik k zależy od wskaźnika plastyczności I_p .

Przy małych odkształceniach ścinających ($\gamma < 10^{-80/C}$) współczynnik tłumienia D dąży do zera. W przypadku odkształceń o dużej amplitudzie współczynnik tłumienia D dąży w sposób asymptotyczny do maksimum D_{\max} . Korzystając z metody Hardina i Drnevicha można wyznaczyć współczynnik tłumienia D

$$D = D_{\max} (1 - G / G_o), \quad (4.6)$$

$$\frac{D}{D_{\max}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h}, \quad (4.7)$$

gdzie:

γ_h – odkształcenie hiperboliczne,

D_{\max} – maksymalny współczynnik tłumienia.

Współczynnik tłumienia D zależy od amplitudy odkształcenia ścinającego, jak też od ciśnienia w komorze. Współczynnik tłumienia D wzrasta ze wzrostem odkształceń ścinających i ze zmniejszeniem się ciśnienia w komorze.

5. BADANIA DYNAMICZNE PALI

Termin „badania dynamiczne pali” został dostosowany do technik badawczych wykorzystujących efekty fizyczne związane z dynamiką [19]. Techniki te mogą uwzględniać w zastosowaniach metodę ścisłą lub przybliżoną. Takie ujęcie oznacza generowanie naprężeń wewnątrz pala, na pobocznicy lub głowicy, wykorzystując do tego spadającą masę lub nadając mu przyspieszenie w jakikolwiek inny sposób.

Metody badań dynamicznych podzielono następująco:

1. Wzory dynamiczne – opracowane dla różnych technologii wbijania oraz lokalnych warunków.
2. Niskonaprężeniowe – do sprawdzania długości i ciągłości pali:
 - a) uderzeniowe, b) ultradźwiękowe, c) wibracyjne.
3. Wysokonaprężeniowe – do sprawdzania nośności pali: a) uderzeniowe, b) wibracyjne
4. Wysokonaprężeniowe kinetyczne – do sprawdzania nośności pali o przedłużonym czasie uderzenia.

Do celów praktycznych jest wykorzystywany schemat „młot – pal – grunt”, który umożliwia przeprowadzenie obliczeń dla większości badań dynamicznych. Przy takim schemacie równanie drgań, według jednowymiarowej teorii falowej, ma następującą postać:

$$\frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} - \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} + \frac{k(x)}{AE} u(x,t) + \frac{s(x)}{AE} \cdot \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} = 0 \quad (5.1)$$

w której:

c – prędkość propagacji fali naprężeń, $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$.

Z – oporność mechaniczna, $Z = \frac{EA}{c} = A\sqrt{E\rho}$,

E – moduł sprężystości materiału pala, $E = \sigma / \varepsilon$, $\sigma = F / A$, $\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x}$,

F – siła osiowa działająca na pal, A – powierzchnia przekroju pala,

u – przemieszczenie, t – czas,

x – współrzędna w liniowym układzie odniesienia,

M – masa młota (masa uderzająca), m – masa podbarnika,

k – współczynnik sprężystości (k_C, k_S, k_B),

s – współczynnik tłumienia (s_C, s_S, s_B).

Równanie (5.1) opisujące zmiany przemieszczenia pala w funkcji czasu można rozwiązywać metodą ścisłą lub przybliżoną. Rozkład oporów na pobocznicy jest najczęściej zależny od głębokości, rodzaju i stanu gruntu.

Porównanie czterech składowych równania (5.1) opisującego przemieszczenie pała w metodach dynamicznych obrazuje tablica 6.

Tablica 6. Zestawienie wpływu składników równania (5.1), według [19]
Table 6. Setting-up of influence of equation component (5.1), according to [19]

$\frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} - \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} + \frac{k(x)}{AE} u(x,t) + \frac{s(x)}{AE} \cdot \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} = 0$				
Metody badania	1 składnik równania	2 składnik równania	3 składnik równania	4 składnik równania
	przyspieszenie (bezwładność)	odkształcenie	opory gruntu, sztywność	prędkość, tłumienie
Niskonaprężeniowe	istotny	istotny	relatywnie mały	relatywnie mały
Wysokonaprężeniowe	istotny	istotny	istotny	istotny
Kinetyczne	mały	istotny	istotny	relatywnie mały
Statyczne	≈ 0	istotny	istotny	≈ 0

Rozkład oporów na poboczniczy pała zależy od głębokości zalegania danego rodzaju gruntu oraz jego stanu. Opór ten wzbudzany jest przez impuls siły. Uderzenie wywołuje falę poprzeczną, która ma określoną długość i kształt. W tablicy 7 uwidoczniło kluczowe parametry charakteryzujące metody badania pała. Czas przyłożenia obciążenia jest również istotnym parametrem do interpretacji poszczególnych badań.

Tablica 7. Zestawienie podstawowych parametrów charakteryzujących poszczególne metody badania pała
Table 7. Setting-up of basic parameters characterized of individual method of tested piles

Parametry	Metody niskonaprężeniowe	Metody wysokonaprężeniowe	Metody kinetyczne	Obciążenia statyczne
Masa reakcyjna	0,5 ÷ 5 kg	2000 ÷ 10000 kg	2000 ÷ 5000 kg	–
Maksymalne odkształcenia	0,002 ÷ 0,01‰	0,5 ÷ 1‰	1‰	1‰
Maksymalna siła	2 ÷ 20 kN	2000 ÷ 10000 kN	2000 ÷ 10000 kN	2000 ÷ 10000 kN
Czas trwania impulsu	0,5 ÷ 2 ms	5 ÷ 20 ms	50 ÷ 200 ms	10 ⁶ ms
Przyspieszenie pała	50 g	500 g	0,5 ÷ 1 g	10 ⁻¹⁴ g
Uzyskiwane przemieszczenia	< 0,001 mm	10 ÷ 30 mm	50 mm	> 20 mm
Względna długość fali	0,1	1	10	10 ⁷

Podstawowym zadaniem badań nisko - naprężeniowych jest określenie długości i ciągłości pała, które polegają na uderzeniu w głowicę pała specjalnym ręcznym młotem wraz z jednoczesną rejestracją przyspieszenia głowicy.

Metoda dynamicznego określania nośności pali nie wymaga montowania konstrukcji kotwiących lub balastowych oraz umożliwia przeprowadzenie kilku badań dla pali uformowanych w gruncie, które przeprowadza się w ciągu jednego dnia. Badanie dynamiczne nośności polega na wykorzystaniu zjawiska rozchodzenia się fali naprężeń w pału podczas jego wbijania lub wywołaniu fali naprężenia uderzeniem ubijaka. Dla pali uformowanych w gruncie badanie przeprowadza się po zakończeniu okresu dojrzewania betonu.

Zaletami tych badań są przede wszystkim:

- krótki czas potrzebny do przeprowadzenia badań,
- wyeliminowanie konieczności montażu urządzeń kotwiących oraz mniejszy koszt jednostkowy badania.

Szczególne zalety badań dynamicznych doceniane są wówczas, gdy warunki techniczne lub terenowe utrudniają przeprowadzenie próbnego obciążenia statycznego

6.DYNAMICZNE OBCIĄŻENIE PALA

Wzory określające dynamiczne obciążenie pała oparte są na założeniu, że opór wbijanego pała zależy od energii przekazywanej na pał przez spadający młot [20]. Całkowita przekazywana energia jest zużywana na pracę użyteczną i straty energii. Użyteczna praca jest równa iloczynowi całkowitego oporu gruntu i wępu. Określa więc zagłębienie pała pod wpływem uderzenia młota (siła pomnożona przez wysokość opadania młota).

Straty energii wywołane są wskutek:

- uderzenia,
- odkształcenia kołpaka,
- sprężystego odkształcenia pała oraz
- wskutek odkształcenia gruntu.

Wszystkie wzory określające dynamiczne obciążenie pała wyprowadzone z powyższej analizy. Do najbardziej powszechnie znanych wzorów zaliczane są:

1) Wzór Eytelweina

$$P = \frac{1}{n} \cdot \frac{Q^2 H}{c(Q + q)} + (Q + q) , \quad (6.1)$$

gdzie współczynnik bezpieczeństwa $n = 10$.

2) Wzór Brixa

$$P = \frac{1}{n} \cdot \frac{Q^2 q H}{c(Q+q)^2}, \quad (6.2)$$

gdzie $n = 3 \div 4$.

3) Wzór Giersiewanowa

$$P = \frac{1}{n} \left[-\frac{mP}{2} + \sqrt{\left(\frac{mF}{2}\right)^2 + \frac{mF}{c} QH \frac{Q+k_1^2 q}{Q+q}} \right], \quad (6.3)$$

gdzie $n = 1,5 \div 2$.

4) Wzór Hileya

$$P = \frac{1}{n} \cdot \frac{fQH}{c+k} \cdot \frac{Q+a^2 q}{Q+q}, \quad (6.4)$$

gdzie $n = 2 \div 3$.

W powyższych wzorach przyjęto następujące oznaczenia:

- P – obciążenie dopuszczalne pała, [kN],
- Q – ciężar ruchomej części młota, [kN],
- q – ciężar pała względnie pała z pachołkiem, [kN],
- H – wysokość opadania młota, [m],
- c – wpęd tj. pograżenie pała od jednego uderzenia młota, [m],
- k – połowa chwilowego poddania się pała pod uderzeniem, tj.; połowa sumy chwilowych odkształceń głowicy pała i kołpaka, trzonu pała i gruntu pod pałem,
- f – współczynnik młota w wzorze Hileya $0,65 \div 1,00$, w zależności od jego typu,
- a – współczynnik wydajności uderzeń w wzorze Hileya $0 \div 0,5$, którego wielkość zależy od młota, rodzaju pała i kołpaka (tzw. współczynnik odprężenia),
- k_1 – współczynnik zderzenia w wzorze Giersiewanowa $0,45$,
- m – współczynnik we wzorze Giersiewanowa zależy od materiału i sposobu wbijania pała, dla pali drewnianych $80 \div 100$ [kN/m²], prefabrykowanych pali żelbetowych 150 [kN/m²], i stalowych 500 [kN/m²],
- n – współczynnik bezpieczeństwa.

Ze względów teoretycznych wszystkie wzory dynamiczne budzą zastrzeżenia. Ich nieścisłość wynika z trudności w obliczaniu strat energii. Stratę zderzenia, przy uderzeniu młota w głowicę pala, oblicza się jak dla zderzenia dwóch kul sprężystych, które nie są poddane zewnętrznemu oporowi. Ponadto na pal działają siły oporu gruntu i są one zmienne w miarę pograżania się pala w gruncie. Jak wynika z praktyki, stosowanie wzorów dynamicznych daje duży zapas bezpieczeństwa. Kontrolowane nośności pali uformowanych w gruncie wykazały, że rzeczywiste nośności są mniejsze od obliczonych.

W publikacji [21] potwierdzono, że w przypadku młotów wolno – spadowych i młotów pojedynczego działania otrzymuje się wiarygodne wyniki ze zmodyfikowanego wzoru Hileya (1930) w postaci:

$$P = \frac{KQH}{c+k} \cdot \frac{Q+a^2q}{Q+q} \quad (6.5)$$

oraz dla młotów podwójnego działania, wstawiając E_n zamiast QH , otrzymujemy

$$P = \frac{KE_n}{c+k} \cdot \frac{Q+a^2q}{Q+q} \quad (6.6)$$

Wzoru Hileya (1930) nie stosuje się do pali Franki.

W powyższych wzorach Hileya są dodatkowo wprowadzone oznaczenia:

a – współczynnik odprężenia wg tablicy 8,

E_n – energia jednego uderzenia mierzona w [kNcm], tj. $QH + A_t p$, gdzie:

A_t – pole tłoka młotowego,

p – ciśnienie pary lub powietrza,

dane te należy brać ze specyfikacji fabrycznej,

U – udźwig pala [kN], [22],

K – współczynnik wydajności młota (tabl. 9).

Współczynnik odprężenia a podano w tablicy 8, a współczynnik wydajności młota K podano w tablicy 9.

Tablica 8. Współczynnik odprężenia a [22]
Table 8. Decompression coefficient a [22]

Rodzaj pala	Warunki pracy głowicy	Młot wolno-spadowy lub pojedynczego działania lub dieslowski	Młot podwójnego działania
Prefabrykowany żelbetowy	Kołpak z masą plastikową i z masą tłumiącą Kołpak z nakładką dREW- nianą i wkładką tłumiącą Młot uderza bezpośrednio w głowicę	0,4	0,5
Stalowy	Młot uderza bezpośrednio w głowicę	0	0,5
Drewniany	Młot uderza bezpośrednio w głowicę	0,25	0,4

Tablica 9. Współczynnik wydajności młota
Table 9. Coefficient of hammer capacity

Młot	K
Młot wolno – spadowy podciągany wciągarką	0,8
Młot wolno – spadowy odczepiany orczykiem	1,0
Młot pojedynczego działania	0,9
Młot podwójnego działania	1,0

Przy wbijaniu pali ukośnych, wysokość spadu młota H się zmniejsza; efektywna wielkość spadu H' powinna być przeliczona ze wzoru: $H' = H(\cos \alpha - 0,1 \sin \alpha)$. Przeliczenie nośności według tego wzoru daje procentowe zmniejszenie uwidoczni-
one w tablicy 10.

Tablica 10. Zmniejszenie obliczonej nośności przy palach pochyłych
Table 10. Reduction of calculated bearing capacity of battered pile

Pochylenie	Kąt pochylenia α	Procentowe zmniejszenie
8 : 1	7° 8'	2
5 : 1	11° 9'	4
4 : 1	14° 2'	5,5
3 : 1	18° 25'	8
2 : 1	26° 34'	15

Szeroko przedstawiona problematyka stosowania wzorów dynamicznych wynikała z potrzeb inwestycyjnych zarówno obiektów mostowych, jak też budynków użyteczności publicznej.

Dynamika fundamentu kafara hutniczego została scharakteryzowana w pracy [23]. Fundament kafara hutniczego, jako główny element konstrukcyjny, opiera się na gruncie i wówczas jego względny ruch zależny jest w dużym stopniu od podłoża gruntowego. Odkształcenia podłoża i związane z tym osiadania fundamentu są spowodowane ciężarem samego fundamentu, ciężarem szaboty i wspartej czasem na fundamencie konstrukcji osłony, jak też uderzeniami bijaka opadającego na szabotę.

Energia uderzenia jest bardzo duża, gdyż ciężar bijaka waha się w granicach $1,5 \div 15$ kN, a wysokość podnoszenia około 20 m.

Praca fundamentu kafara hutniczego ma dwa etapy:

- a) etap początkowy trwa w okresie budowy fundamentu,
- b) etap eksploatacyjny występuje w czasie normalnej pracy kafara.

W etapie początkowym podłoże gruntowe pod fundamentem doznaje konsolidacji, która zależy od właściwości gruntów stanowiących podłoże pod kafarem. W etapie eksploatacyjnym naprężenie pod podstawą fundamentu wpływa na fazę przekroczenia strefy sprężystej i osiągnięcia strefy naprężeń granicznych.

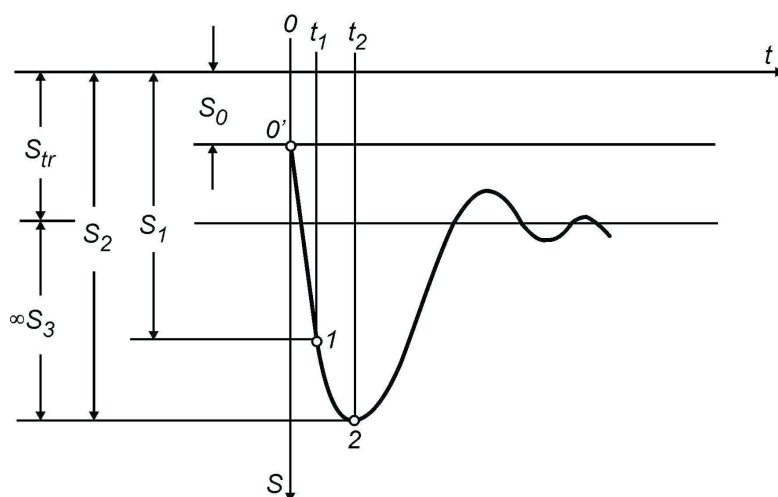
W pracy [18] przyjęto, że w opisie zjawisk towarzyszących odkształceniom podłoża pod obciążeniem dynamicznym grunt zachowuje się jako ośrodek sprężysto – plastyczny.

W fazie sprężystych odkształceń podłoża, fundament pod wpływem ubijaka o szabotę doznaje w pewnym okresie czasu pionowych przemieszczeń sprężystych w zależności od energii uderzenia i właściwości podłoża. Wibrogram pełnego ruchu fundamentu przedstawiono na rysunku 5.

W fazie plastycznych odkształceń podłoża, uderzenie bijaka na szabotę wywołuje przekroczenie nośności gruntu stanowiącego podłoże fundamentu. Ruch fundamentu w tej fazie odpowiada odcinkowi „1 – 2” wibrogramu (rys. 4).

Na rys. 4 przedstawiono pełny ruch fundamentu kafara hutniczego w czasie od chwili początkowej t_1 do końcowej t_2 , przy czym:

- s_0 – początkowe przemieszczenie gruntu przy krawędzi fundamentu kafara hutniczego,
- s_1 – przemieszczenie fundamentu kafara hutniczego w początkowej fazie odkształceń plastycznych podłoża,
- s_{tr} – przemieszczenie fundamentu kafara hutniczego w fazie powstania trwałych odkształceń podłoża.



Rys.4. Wibrogram pełnego ruchu fundamentu
Fig.4. Vibration diagram of motion of foundation

Fundament kafara hutniczego jest jednym z głównych elementów konstrukcyjnych kafara. Na szabocie spoczywającej na fundamencie odbywa się proces łamania i kruśnięcia złomu. Ponieważ fundament jest na gruncie, to jego stan spoczynku względnie ruch jest zależny w dużym stopniu od podłoża.

Odształcenia podłoża i związane z tym osiadania fundamentu są wywołane zarówno znacznym ciężarem własnej konstrukcji, to jest samego fundamentu, szaboty i uderzeniami bijaka opadającego na szabotę. Energia uderzenia jest duża, gdyż ciężar bijaka waha się w granicach $1,5 \div 15$ ton, zaś wysokość podnoszenia wynosi przeciętnie około 20 m, a nawet w niektórych przypadkach dochodzi do 30 m. Na podstawie doświadczeń przyjmuje się, że w opisie zjawisk towarzyszących odształceniom podłoża pod obciążeniem dynamicznym grunt zachowuje się ogólnie jako ośrodek sprężysto – plastyczny.

W pracy [23] informuje się, że przy przeciętnych wysokościach opadu bijaków kafarów hutniczych mieszczących się w granicach $10 \div 20$ m można ustalić minimalne promienie zasięgu, przy których amplitudy wychyleń pionowych podłoża gruntowego uważa się za dopuszczalne. Wartości tych promieni zestawione są w tablicy 11.

Tablica 11. Minimalne promienie zasięgu wpływu wstrząsów wywołanych pracą kafarów hutniczych, w metrach [23]
 Table 11. Minimum radius (in meters) of range of shock influence produced by work of metallurgical pile - driver [23]

Rodzaj gruntu	Ciężar bijaka [kN]				
	15	30	50	70	100
	Promienie zasięgu wstrząsów [m]				
1. Gliny piaszczyste, piaski gliniaste - uwarstwione	35	50	60	70	80
2. Grunty piaszczyste w stanie suchym	25	35	45	50	60
3. Grunty piaszczyste w stanie bardzo wilgotnym	30	40	60	70	80
4. Grunty nasypowe złożone z żużła, gruzu i piasku w stanie suchym	20	25	30	35	40
5. Grunty nasypowe złożone z żużła, gruzu i piasku w stanie bardzo wilgotnym	25	30	40	45	55
6. Grunty piaszczysto - pylaste nawodnione; wysoki poziom wody gruntowej	40	70	85	110	130

Dane te mogą służyć jako orientacyjne wartości promieni zasięgu wstrząsów przy podobnych warunkach podłoża i wielkościach impulsu.

7. WNIOSKI

Na podstawie przytoczonych badań i analiz można sformułować istotne wnioski dotyczące parametrów charakterystycznych dynamiki podłoża gruntowego, a mianowicie:

1. Wartości dynamicznych modułów odkształcenia oraz moduły podatności niespoistego gruntu nasypowego uzależnione są od stanu zagęszczenia podłoża.
2. Istnieją korelacje pomiędzy dynamicznymi modułami odkształcenia a modułami podatności gruntu.
3. Dla zbadanej warstwy o grubości 30 cm stwierdzono zależność stosunków modułów (E_D / E_{p0}) i (E_D / E_p), natomiast stosunki tych modułów nie wykazują zależności od stopnia zagęszczenia dla przebadanej warstwy o grubości 50 cm.

Przyjęte w analizie modele współpracy konstrukcja - grunt pod obciążeniem dynamicznym mają zastosowanie do projektowania podłoża gruntowego nawierzchni drogowych, budynków użyteczności publicznej, pali i kafarów przemysłowych.

W ostatnim z wymienionych przypadku fundament opierający się na gruncie wywołuje odkształcenia podłoża spowodowane nie tylko ciężarem własnego fundamentu i szaboty, ale również siłą uderzenia bijaka na szabotę.

Należy zwrócić uwagę na rolę obciążeń dynamicznych budynku pochodzących od drgań podłoża wzbudzonych drganiami wewnątrz tego budynku. Podstawowy okres drgań własnych budynku jest zależny od sztywności giętej, sztywności ścinania i obrotu bryły na sprężystym podłożu.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Pisarczyk S.*: Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2005
- [2] *Bugajski M., Grabowski W.*: Geosyntytyki w budownictwie drogowym. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1999
- [3] *Kleiber M.*: Nauki obliczeniowe: Nauki Techniczne u progu XXI wieku. Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, Warszawa 2002
- [4] *Hückel S.*: Próba uporządkowania terminologii podstawowej w zakresie ściśliwości i odkształceń (podatności) gruntu. Archiwum Hydrotechniki, **XVI**, 4, 1969
- [5] *Prandtl L.*: Nachrichten Gesellschaft. Göttingen, Math phys K1., 74, 1920
- [6] *Sulewska M.J., Glinicki S.P.*: Statyczne i dynamiczne moduły odkształcenia gruntu nasypowego w świetle badań laboratoryjnych. XLII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 1996
- [7] *Braja M. Das*: Fundamental of Soil Dynamics. Elsevier Science Publishing Co, Inc., 1983
- [8] *Ciesielski R., Kwiecień A., Stypuła K.*: Propagacja drgań w warstwach przypowierzchniowych podłoża gruntowego. Badania doświadczalne „in situ”, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Monografia 263, Kraków 1999
- [9] PN-81/B - 03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie. Norma przywołana w rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 7 kwietnia 2004 r.
- [10] *Martincek G.*: Dynamics of pavement structures E & FN Spon and Ister Science Press, Bratislava 1994
- [11] *Włodarczyk E.*: Wybrane zagadnienia dynamiki gruntów. Problemy fizyko - chemii i dynamiki gruntów. Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, Ossolineum, 1973
- [12] *Ciesielski R., Kawecki J., Maciąg E.*: Ocena wpływu wibracji na budowle i ludzi w budynkach (Diagnostyka dynamiczna). Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1993

- [13] *Glinicki S.P., Kazanecki A.*: Ultimate bearing capacity of two - layered soil with soft lower layer of infinite thickness. *Studia Geotechnica et Mechanica*, **VII**, 3, 1985
- [14] *Wiłun Z.*: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000
- [15] *Lambe T. William, Whitman R.V.*: *Mechanika Gruntów*, Tom 1, Arkady, Warszawa 1977
- [16] *Kłóś Cz., Lipiński J.*: *Fundamenty pod maszyny*. Arkady, Budownictwo - Sztuka - Architektura, 1959
- [17] PN- 83/B- 02482 *Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych*. Warszawa 1985
- [18] *Balachowski L.*: Od czego zależą parametry dynamiczne gruntu? *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5/1991
- [19] *Brzozowski T., Blockus M.*: *Badania dynamiczne pali*. Seminarium, WBW i IŚPG Oddziału Gdańskiego Polskiego Komitetu Geotechniki nt. „Zagadnienia posadowień na fundamentach palowych”, Gdańsk 25 czerwca 2004
- [20] *Chwaściński B.*: Katedra Mechaniki Gruntów i Fundamentowania: Dopuszczalne obciążenia pali. *Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo*, 12/1970
- [21] *Chwaściński B.*: *Projektowanie palowań fundamentowych*. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1977
- [22] BSP Pocket Book. The British Steel Piling Co Ltd., London, 1969
- [23] *Śliwa J.*: Niektóre zagadnienia dynamiki fundamentów kafarów hutniczych. *Politechnika Śląska, Zeszyt Naukowy nr 107, Gliwice* 1964

ELEMENTS OF SUBSOIL DYNAMICS USED IN GEOTECHNICS

Abstract

The paper presents test results that concern elements of subsoil dynamics Attention was drawn to existing relationships between subsoil parameters and phenomena that occur while execution of construction work as well as in a period of utilization of construction.

The paper presents also relationships between:

- deformation modulus of soil (medium sand) and relative density index of soil,
- foundation modulus (medium sand) and dynamic deformation modulus,
- proportions of deformation moduli and relative density index of soil (medium sand).

In further chapters of the paper test results that concern medium sand are presented. Results enclosed following relationships between:

- proportions of deformation moduli (E_D / E_{p0} and E_D / E_p), and relative density index of soil (medium sand for thickness of layer $a = 0,30$ m and for thickness of layer 0,05 m),
- deformation moduli of soil (E_D, E_{p0}, E_p) and relative density index for medium sand,
- foundation moduli of soil E_{p0}, E_p for medium sand and dynamic deformation modulus E_D .