

Kontrola jakości zagęszczenia wglębnego podłoża z gruntów niespoistych w aspekcie posadowienia niskich nasypów infrastrukturalnych

**Mgr inż. Paweł Szypulski, dr inż. Norbert Kurek
Menard Polska Sp. z o.o.**

Kontrola wzmocnienia podłoża niespoistego w aspekcie posadowienia niskich nasypów drogowych jest istotnym zagadnieniem pod względem zarówno naukowym, jak i praktycznym. Problematyka ta łączy się ze zwiększoną liczbą kontraktów infrastrukturalnych, które od kilku lat realizowane są w Polsce w ramach funduszy europejskich. Poprawa parametrów gruntów niespoistych, przez zastosowanie różnego rodzaju technologii, jak również zagadnienie kryteriów kontroli jakości zmodyfikowanego podłoża gruntowego, nadal determinuje wiele pytań i stanowi coraz większe wyzwanie dla projektantów. Otwarte pozostaje pytanie, co i jak kontrolować w przypadku, gdy mamy

do czynienia z niskimi nasypami infrastruktury drogowej i powstawaniem oddziaływań cyklicznych oraz dynamicznych wywołanych ruchem pojazdów w trakcie użytkowania projektu.

NISKIE NASYPY INFRASTRUKTURALNE – WARUNKI TECHNICZNE ORAZ EKSPLOATACJA

Zgodnie z definicją zamieszczoną w Polskiej Normie PN-S-02205:1998 Roboty ziemne [22] nasyp jest drogową budowlą ziemną, wykonaną powyżej powierzchni terenu w ob-

rębie pasa drogowego. Jego wysokość zdefiniowana jest jako odległość pionowa mierzona w osi drogi między powierzchnią terenu a wierzchem nasypu. Pojęcie „niskiego nasypu” powszechnie stosowane jest w przypadku nasypu, którego wysokość jest mniejsza niż 1 m. Głównym warunkiem określającym przydatność zastosowania rodzimego podłoża gruntowego jako warstwy, na której można bezpiecznie wykonać nasyp jest wykazanie odpowiedniej wartości modułu odkształcenia wtórnego E_2 . Według PN-S-02205:1998 dla dróg o ruchu ciężkim i bardzo ciężkim oraz autostrad i dróg ekspresowych minimalna wartość modułu E_2 nie powinna być niższa niż 40 MPa. Dodatkowo należy osiągnąć minimalną wartość wskaźnika zagęszczenia I_s , określoną na podstawie badania Proctora, równą 0,97. Analizując zagadnienie posadowienia niskich nasypów na podłożu zbudowanym z luźnych gruntów niespoistych należy odpowiedzieć na pytanie, czy parametry podłoża gruntowego określone w w/w dokumentach dla tego rodzaju konstrukcji oraz obciążeń cyklicznych, jak i dynamicznych wywołanych ruchem pojazdów, są prawidłowe?

W praktyce inżynierskiej projektowanie niskich nasypów posadowionych na podłożu gruntowym zbudowanym z gruntów niespoistych w stanie luźnym zwykle ograniczało się do określenia odpowiednich zabiegów, które doprowadzą powierzchnię podłoża gruntowego do stanu zapewniającego spełnienie warunków opisanych powyżej. Dzieje się tak ze względu na małą wartość sumaryczną obciążeń pochodzących od ciężaru materiału nasypowego i ruchu pojazdów rozpatrywanych jako obciążenie statyczne (w Polsce przyjmuje się od 15 do 25 kPa) oraz postrzeganie gruntów niespoistych jako podłoża nośnego, które generalnie nie wymaga wzmocnienia. Jednakże w rzeczywistości obciążenia komunikacyjne (od pojazdu kołowego) należy traktować jako obciążenie cykliczne, co w znaczny sposób wpływa na sposób projektowania oraz wymusza przeprowadzenie analizy obliczeniowej rozpatrywanego przypadku.

ODDZIAŁYWANIA WYWOŁANE RUCHEM POJAZDÓW

Ruch pojazdu po nawierzchni drogowej powoduje powstanie pola naprężenia wywołanego ciężarem pojazdu, które porusza się wraz z przemieszczającym się pojazdem. Takie oddziaływanie wystąpi jedynie w sytuacji idealnej, gdy ruch pojazdu odbywa się po idealnie gładkiej powierzchni, na której nie występują żadne niedoskonałości oraz gdy poruszający pojazd jest wykonany w sposób perfekcyjny. W rzeczywistości powierzchnie dróg nie są idealne. Występują na nich nierówności, zmiany chropowatości, pęknięcia, włazy studzienek odwodnieniowych, dylatacje, itd. Dodatkowo należy wymienić niedoskonałości pojazdów kołowych związanych z jakością ogumienia oraz zastosowanego systemu tłumienia drgań w postaci amortyzatorów. To powoduje, że ruch pojazdów po nawierzchniach drogowych generuje powstanie dodatkowego obciążenia dynamicznego, które wywołuje powstawanie oraz przemieszczanie się w konstrukcji nasypu, a w szczególności w podłożu gruntowym, fal objętościowych oraz fal powierzchniowych. Fale te wpływają głównie na zagęszczenie gruntów niespoistych bezpośrednio pod niskimi nasypami drogowymi, jak również rozprzestrzeniają się w kierunku od źródła i mogą wpływać na sąsiadujące

obiekty budowlane, czego zauważalnym efektem są osiadania takich konstrukcji. Wielkość powstających fal w gruncie, jak również sposób i prędkość ich rozprzestrzeniania, zależą od wielu czynników. Do głównych należy zaliczyć: stopień szorstkości nawierzchni drogowej, masę pojazdu, prędkość poruszającego się pojazdu, sztywność nawierzchni, sztywność konstrukcji nasypu, sztywność podłoża gruntowego, na którym posadowiona jest konstrukcja, rodzaj podłoża oraz warunki wodne.

Opisane powyżej zagadnienie jest bardzo często pomijane w praktyce projektowej, a należy pamiętać, że osiadania wywołane cyklicznym obciążeniem są wielokrotnie wyższe niż te wywołane statycznym działaniem obciążenia tej samej wartości. Pasma częstotliwości drgań, dla których odnotowuje się maksymalne osiadania, wynosi od 8 do 42 Hz. Zakres ten zdefiniowano jako niebezpieczny. Związany jest on bezpośrednio z częstotliwościami drgań własnych (częstotliwości rezonansowe) różnych rodzajów gruntów. Częstotliwość drgań wzbudzanych przejazdami pojazdów mieści się w granicach $2,6 \div 30$ Hz, przy czym najczęściej występują częstotliwości $8 \div 16$ Hz [27]. To powoduje, że częstotliwości drgań wzbudzanych przez pojazdy w znacznym stopniu pokrywają się z częstotliwościami drgań własnych różnych rodzajów gruntów. W aspekcie posadowienia niskich nasypów na gruntach niespoistych, które mają tendencję zagęszczania się pod wpływem drgań, zagadnienie to musi być brane pod uwagę, żeby zagwarantować spełnienie warunku użyteczności konstrukcji drogowej w całym okresie jej eksploatacji.

Dowodem na zagęszczenie gruntów niespoistych pod wpływem obciążeń komunikacyjnych są zjawiska zaobserwowane w Holandii, gdzie budynki przyległe do autostrady przechyliły się w stronę drogi, oraz w Monachium, gdzie ze względu na wystąpienie dużych osiadań budynków zamknięto niektóre ulice dla ruchu samochodowego [10]. Warto nadmienić, że w drugim przypadku budynki posadowione były na warstwie piasku i żwiru o grubości około 6 m, pod którymi znajdowała się skała [10]. Na uwagę zasługuje również fakt potwierdzony w badaniach wykonanych na drobnych piaskach nawodnionych oraz na piaskach średnich i grubych, że osiadania są tym większe, im grunt jest luźniejszy [10].

Obecnie w Polsce panuje tendencja do projektowania nowych dróg ekspresowych w technologii nawierzchni betonowej. Wiąże się to jednak ze spełnieniem rygorystycznych warunków stanu granicznego użyteczności, to jest osiadania różnicowe około $0,006/4$ m [28]. W praktyce inżynierskiej przyjmuje się osiadania różnicowe równe $0,015/10$ m oraz maksymalne osiadania w fazie eksploatacji po 10 latach nieprzekraczające $0,05$ m. Dlatego przeanalizowanie opisanego powyżej zjawiska tym bardziej wydaje się być słuszne.

Złożoność zagadnienia i traktowanie posadowienia niskich nasypów drogowych na gruntach niespoistych w stanie luźnym w sposób standardowy, nie przeprowadzając analizy oddziaływań cyklicznych wywołanych ruchem, jest błędem, który może skutkować zniszczeniem konstrukcji nawierzchni drogowej i niespełnieniem warunków II stanu granicznego. Nawiązując do przyjętej praktyki stosowania parametru odbioru rodzimego podłoża gruntowego, czyli wartości modułu odkształcenia wtórnego E_2 oraz wskaźnika odkształcenia I_0 , należy stwierdzić, że

nie jest to odpowiednio zdefiniowane kryterium odbioru na potrzeby zagadnienia posadawienia niskich nasypów drogowych na gruntach niespoistych w stanie luźnym. Jednym z faktów przemawiających za tą argumentacją jest to, że badanie, które charakteryzuje strefę tylko do głębokości maksymalnie 100 cm poniżej płyty, wydaje się być niewystarczające w aspekcie oddziaływań dynamicznych i wywołanych fal rozchodzących się w ośrodku gruntowym. Analiza tak postawionego problemu wymaga scharakteryzowania dodatkowych kryteriów odbiorowych podłoża gruntowego, które mogą wymusić zastosowanie zabiegów technicznych umożliwiających podniesienie parametrów mechanicznych lub odkształceniowych warstwy gruntu niespoistego w zakresie oddziaływania obciążeń dynamicznych, to jest znacznie głębiej niż można zbadać to za pomocą płyty VSS.

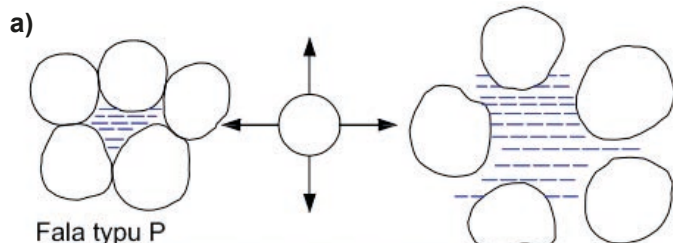
MECHANIZM ORAZ METODY ZAGĘSZCZANIA GRUNTÓW NIESPOISTYCH W INFRASTRUKTURZE DROGOWEJ

Istnieją dwie grupy technologii zagęszczania wgłębnego. Pierwszą z nich stanowią metody wibracyjne, natomiast drugą metody dynamiczne [21, 23]. W Polsce przy realizacji kontraktów infrastrukturalnych przeważnie stosuje się metody dynamiczne, które wykorzystują energię zewnętrzną, generowaną za pomocą spadającej masy. Energia uderzenia przekształcana jest w oddziaływanie sejsmiczne rozchodzące się w ośrodku gruntowym [3]. Podczas tego procesu powstają fale objętościowe składające się z fali podłużnej (typu P) i fali poprzecznej (typu S) oraz fale powierzchniowe (Rayleigh'a) [4, 24]. Ogromny wpływ na efektywność przekazania energii ma rodzaj gruntu oraz stopień jego nasycenia [3]. W gruntach suchych fale podłużne i poprzeczne pokonują siły tarcia blokujące ziarna gruntu, w wyniku czego następuje zmniejszenie porów w gruncie. Dla gruntów na-

wodnionych mechanizm zagęszczenia jest inny. Wywołane uderzeniem ubijaka naprężenia ściskające (fala podłużna) powodują gwałtowny wzrost ciśnienia wody w porach gruntu i chwilowe upłynnienie gruntu [11]. Następnie przez szkielet gruntowy przechodzą fale o niższej prędkości rozchodzenia: fala ścinająca i fala Rayleigh'a. Chwilowa utrata sił kontaktowych (upłynnienie) oraz drgania cząstek gruntu powodują zmianę ich ułożenia do stanu bardziej zagęszczonego [3] (rys. 1).

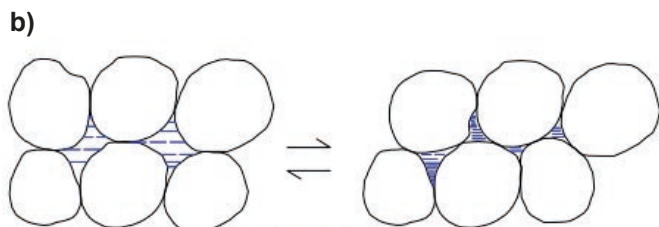
W zależności od wielkości przykładowej energii oraz rodzaju użytego sprzętu należy wyróżnić:

1. Zagęszczenie dynamiczne (z ang. *Dynamic Compaction*): energia przekazywana jest na podłoże za pomocą wielokrotnych uderzeń odpowiednio ukształtowanego ciężaru (stalowy ubijak) o masie od 10 do 40 ton spadającego z wysokości od 5 do 40 m (rys. 2). Zasięg oddziaływania do 7 m.
2. Zagęszczenie impulsowe (z ang. *Rapid Impact Compaction*): do wykonania wzmocnienia podłoża wykorzystywany jest hydrauliczny młot zamontowany na koparce. Młot o masie od 5 do 12 ton zrzucany jest swobodnie z wysokości około 1,2 m na okrągłą stopę średnicy 1,5 m (rys. 3). Zasięg oddziaływania do 4 m.
3. Zagęszczenie walcem dynamicznym (z ang. *Roller Dynamic Compaction*): energia przekazywana jest na podłoże za pomocą wielokrotnych uderzeń ciężkiego nieokrągłego walca (rys. 4). Zasięg oddziaływania do 4 m.



Fala typu P

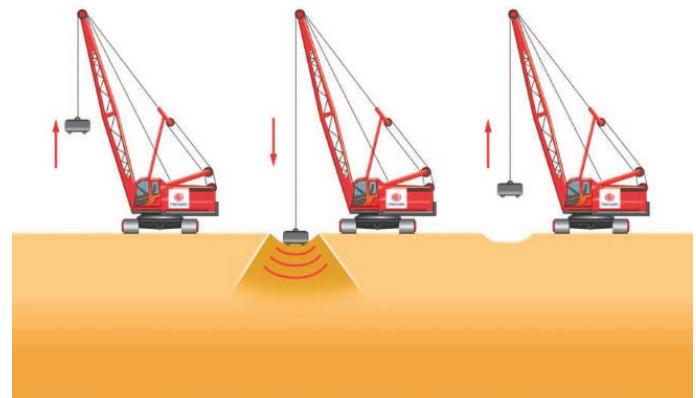
- Wzrost ciśnienia wody w porach
- Przemieszczenie ziaren gruntu



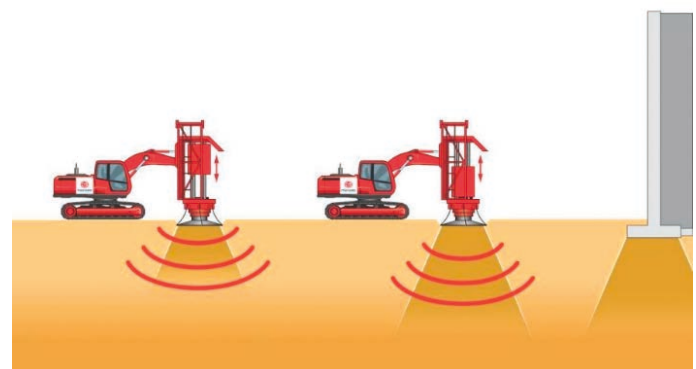
Fala typu S oraz fale Rayleigh'a

- Ścinanie w gruncie
- Zagęszczenie szkieletu gruntowego

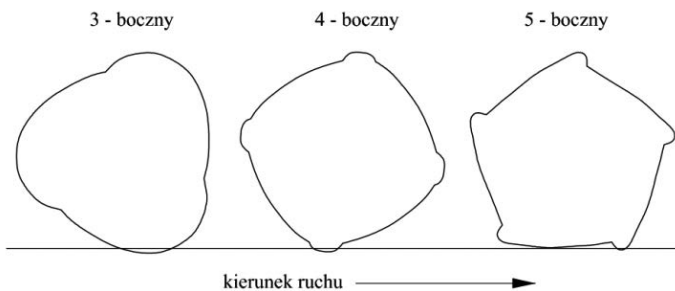
Rys. 1. Zmiany w gruncie wywołane energią uderzenia [23]



Rys. 2. Etapy wykonywania zagęszczenia dynamicznego DC [18]



Rys. 3. Etapy wykonywania zagęszczenia impulsowego RIC [18]



Rys. 4. Przekrój przez walce uderzeniowe RDC [1]

NARZĘDZIA KONTROLI JAKOŚCI ZAGĘSZCZENIA DYNAMICZNEGO GRUNTÓW NIESPOISTYCH

Wyróżniamy 4 główne grupy narzędzi kontroli jakości zagęszczenia dynamicznego. Pierwszą z nich stanowi ocena jakości na podstawie parametrów mierzonych w trakcie wykonywania zagęszczenia. Drugą grupą jest analiza parametrów wykonana na podstawie poletek próbnych. Grupę trzecią i czwartą stanowią odpowiednio: analiza osiadań wzmacnianego obszaru oraz interpretacja badań polowych.

Najprostszym i najefektywniejszym sposobem oceny jakości zagęszczenia wglębnego jest wykonanie poletka próbnego, którego odpowiednie przygotowanie pozwala na optymalne dobranie wielkości charakterystycznych, takich jak:

- rodzaj (kwadratowa, trójkątna) i rozstaw siatki,
- masa, wielkość i kształt ubijaka,
- głębokość zagęszczania,
- wysokość zrzutu ubijaka,
- liczba uderzeń, faz oraz przejeść.

Projektując poletko próbne należy uwzględnić zagadnienia badań polowych oraz analizę osiadań powierzchni wzmacnianego obszaru. Wielkości wyznaczone na poletkach próbnych pozwalają odpowiednio dobrać parametry zagęszczania danego obszaru.

W celu odpowiedniego zaprojektowania poletka próbnego należy przeprowadzić całą serię badań, takich jak:

- uziarnienie gruntu,
- geodezyjna niwelacja poletka próbnego na każdym etapie badań,
- badania polowe przed i po zagęszczaniu: sondowanie statyczne (CPT), sondowanie dylatometryczne (DMT), sondowanie presjometryczne (PTM), sondowanie sondą dynamiczną (DPM),
- pomiary wahań poziomu zwierciadła wody gruntowej za pomocą piezometrów.

W przypadku technologii zagęszczania dynamicznego zastosowanie badań polowych wymienionych powyżej przed, w trakcie i po realizacji procesu pozwalają w pełni kontrolować proces zagęszczania, określić stopień wzmocnienia gruntu, odpowiednio dobrać charakterystykę sprzętu oraz wymagany poziom energii potrzebnej do uzyskania żadanego wyniku.

Zastosowanie technologii zagęszczania wglębnego skutkuje wystąpieniem osiadań powierzchni obszaru zagęszczanego. Niwelacja geodezyjna terenu przed, jak i po procesie zagęszczania, umożliwia oszacowanie wartości przyrostu zagęszczenia gruntów. Jednakże do przeprowadzenia takiej analizy potrzebna jest znajomość minimalnego i maksymalnego wskaźnika porowatości oraz znajomość stopnia zagęszczenia gruntu w stanie naturalnym. Znając podane powyżej parametry, możliwe jest określenie spadku wskaźnika porowatości oraz przyrostu stopnia zagęszczenia. Osiadania wywołane zmianą wskaźników porowatości oblicza się z zależności [11]:

$$s = h_0 \frac{((e_{\max} - e_{\min}) \cdot I_{Df} - (e_{\max} - e_0))}{(1 + e_0)}$$

gdzie:

- s – osiadania warstwy,
- h_0 – miąższość warstwy,
- e_{\max} – maksymalny wskaźnik porowatości,
- e_{\min} – minimalny wskaźnik porowatości,
- e_0 – początkowy wskaźnik porowatości,
- I_{Df} – końcowy stopień zagęszczenia.

Ostatnią z wymienionych grup narzędzi kontroli jakości zagęszczania stanowią badania polowe, które oparte są w szczególności na penetracji w grunt różnego rodzaju urządzeń pomiarowych, takich jak: końcówka CPTU, dylatometr DMT, presjometr PMT oraz końcówka sondy dynamicznej DPT. Wymienione urządzenia, ze względu na liczbę mierzonych parametrów, można podzielić na dwie grupy. Do pierwszej z nich zaliczono badania jednoparametrowe, do których należą: sonda dynamiczna DPT – parametr N , sonda statyczna CPT – parametr q_c . Drugą grupę stanowią badania dwuparametrowe, to jest dylatometr DMT – parametry p_0 oraz p_1 , presjometr PMT – parametry E_M oraz p_1 .

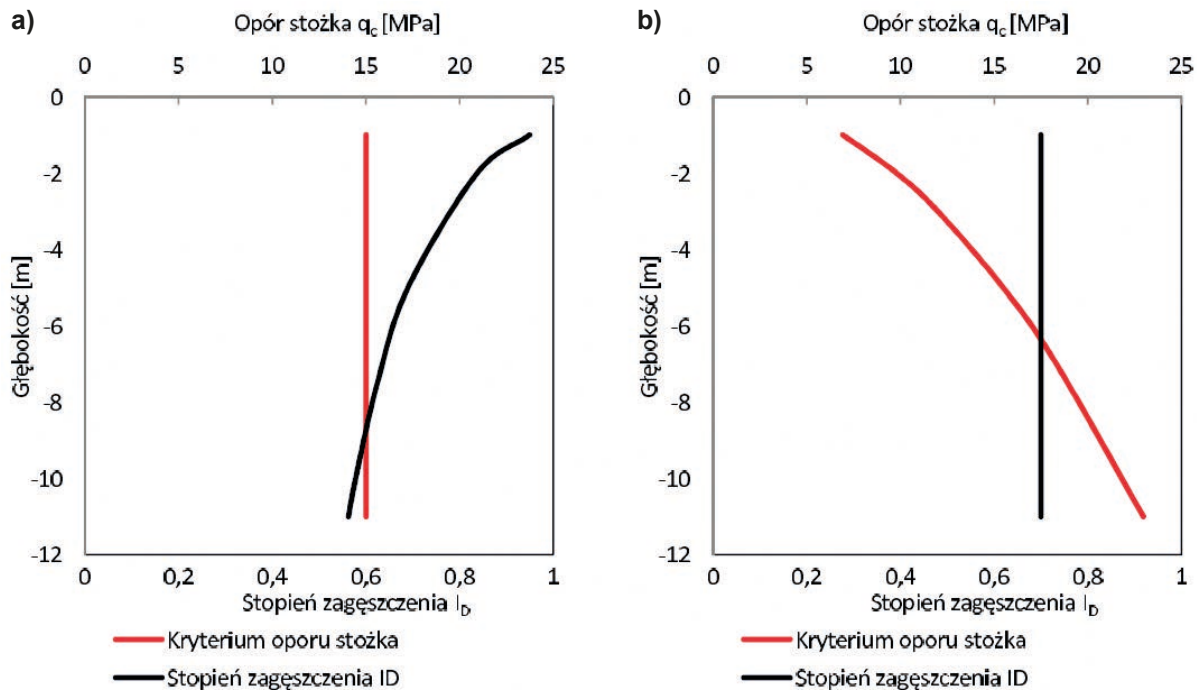
Każda z przedstawionych metod badań *in situ* ma wady i ograniczenia, co w konsekwencji uniemożliwia jednoznaczne wskazanie jednej techniki badania gruntu jako odpowiedniej i najlepszej do oceny jakości zagęszczenia wglębnego gruntów niespoistych. Przyjęcie kryterium kontroli jakości zagęszczenia gruntu niespoistego narzuca dobór narzędzi oraz metodykę interpretacji wyników badań [11].

KRYTERIA KONTROLI ZAGĘSZCZENIA WGLĘBNEGO

Zagadnienie kryteriów kontroli jakości zagęszczania wglębnego gruntów niespoistych jest elementem, który powinien być rozważony na etapie tworzenia projektu wzmocnienia podłoża gruntowego. Wady i zalety wybranej technologii zagęszczania gruntów niespoistych mają bezpośredni wpływ na określenie kryteriów jakości zagęszczenia. W praktyce inżynierskiej wykorzystujemy trzy główne kryteria:

- stopnia zagęszczenia,
- nośności,
- odkształcalności.

Ze względu na powszechne stosowanie stopnia zagęszczenia I_D do określenia stanu gruntów niespoistych w stanie natural-



Rys. 5. Kryterium oporu stożka q_c : a) wartość stała w profilu, b) wartość zmienna w profilu. [11]

nym, pierwsze z powyższych kryteriów zdefiniowano jako podstawowe, aczkolwiek nie jest to parametr fizyczny, który jest przyjmowany przez projektantów w bezpośrednich obliczeniach mechaniki gruntów.

Stopień zagęszczenia najczęściej wyznacza się na podstawie wyników sondowań statycznych CPT oraz sondowań dynamicznych DPT, rzadziej sondowań DMT.

Rozbieżności w propozycjach interpretacji powyższego parametru mogą doprowadzić do niedoszacowania lub do przeszacowania uzyskanej wielkości zagęszczenia [11]. Przyczyną tych rozbieżności jest fakt, że propozycje te opracowano dla masywu piasku świeżo uformowanego, niescementowanego i o określonej ściśliwości [7, 8, 15], na podstawie badań w komorze kalibracyjnej. Relacje pomiędzy stopniem zagęszczenia i parametrami z badań polowych są uzależnione nie tylko od na przykład oporu na stożka q_c lub liczby uderzeń N na jednostkę wępu, ale również od zawartości frakcji drobnych, wielkości i kształtu ziaren, kształtu krzywej uziarnienia, składu mineralogicznego, ściśliwości i podatności ziaren na kruszenie oraz cementacji. Dodatkowo, ze względu na mechanizm zagęszczania w technologiach dynamicznych, należy wymienić: wielkość składowej pionowej i poziomej naprężenia, wskaźnik prekonsolidacji oraz zjawisko starzenia. Zatem w celu wykorzystania kryterium stopnia zagęszczenia I_D należy posłużyć się bardziej kompleksowymi badaniami polowymi z równolegle przeprowadzonymi sondowaniami statycznymi CPT oraz badaniami dylatometrycznymi DMT [9, 13, 15]. Połączenie obu tych metod pozwala również określić stan oraz historię naprężenia.

Druga grupa kryteriów jest oparta na określeniu minimalnej nośności podłoża definiowanej poprzez parametr mierzony bezpośrednio w badaniach polowych lub interpretowany na ich

podstawie. W zależności od rodzaju badań polowych uwzględniamy:

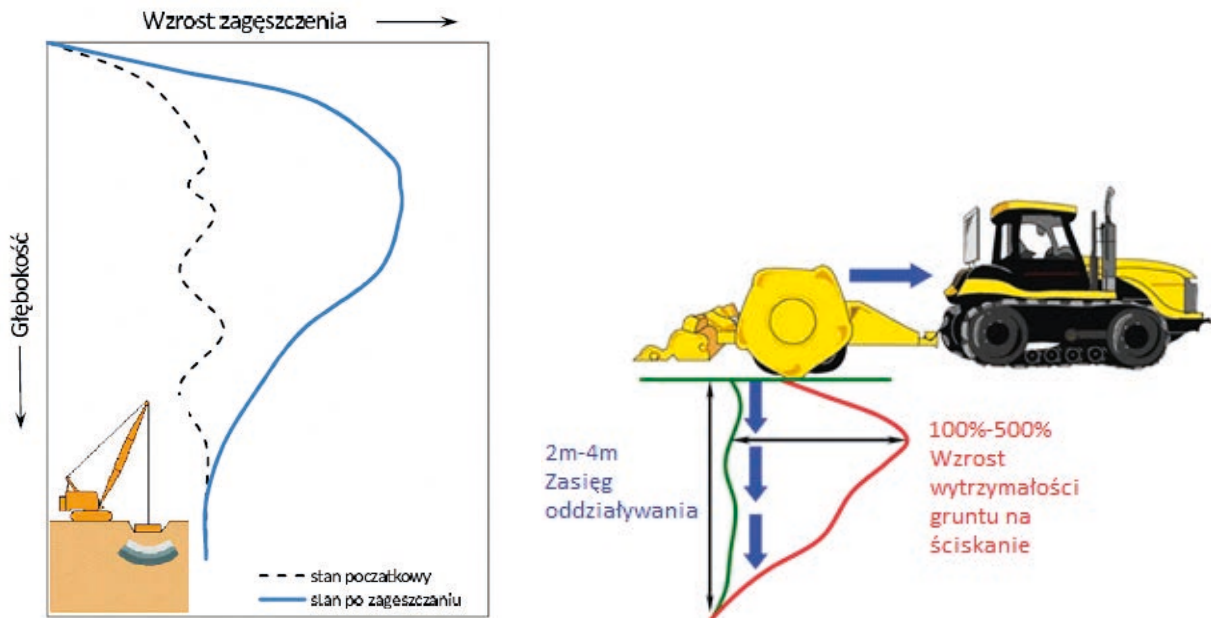
- q_c – opór stożka sondy statycznej CPTU,
- p_1 – wartość ciśnienia granicznego otrzymywanego z badań presjometrycznych PMT.

Kryterium oporu stożka q_c można definiować dwójako (rys. 5), to jest zakładając stałą lub zmienną z głębokością wartość q_c . W przypadku stałej wartości q_c w profilu następuje spadek zagęszczenia gruntu wraz ze wzrostem głębokości. Należy zaznaczyć, że tak zdefiniowane kryterium jest nieekonomiczne, ponieważ w górnej części wzmacnianej warstwy grunt jest znacznie bardziej zagęszczony niż w warstwach niższych [11]. Natomiast stosując jako kryterium zmienny opór stożka wraz ze wzrostem głębokości, otrzymujemy równomierne efektywne zagęszczenie całej warstwy o określonej wartości stopnia zagęszczenia I_D .

Definiując kryterium jakości zagęszczenia wglębnego gruntów niespoistych na podstawie wartości oporu stożka q_c należy pamiętać o zmianie rozkładu zagęszczenia wraz z głębokością generowanego na przykład przez DC i RDC (rys. 6).

Dobrze zdefiniowane kryterium, oparte na wartości q_c , uwzględnia specyfikę technologii zagęszczania wglębnego. Przykładem źle zdefiniowanego kryterium jest przyjęcie w warstwie przypowierzchniowej takiej samej wartości oporu q_c jak w warstwach na większej głębokości.

Meyerhof [19] zaproponował rozwiązanie opisujące opór graniczny q_f podłoża gruntu niespoistego, obciążonego fundamentem bezpośrednim, z którego bezpośrednio można wyznaczyć wartość uśrednionego oporu stożka q_c :



Rys. 6. Rozkład wzrostu zagęszczenia wraz z głębokością w technologii zagęszczenia dynamicznego: lewa – DC, prawa – RDC [11, 12]

$$q_f = \bar{q}_c \left(\frac{B_1}{C_z} \right) \cdot \left(1 - \frac{D_z}{B_1} \right) \cdot \frac{1}{\eta}$$

gdzie:

- q_c – uśredniony opór stożka w przedziale głębokości (D_z ; $D_z + B_1$),
- B_1 – szerokość ławy lub stopy fundamentowej,
- D_z – głębokość posadowienia mierzona od powierzchni terenu,
- C_z – współczynnik empiryczny równy 12,2,
- η – współczynnik bezpieczeństwa.

Drugim parametrem definiującym nośność jest wartość ciśnienia granicznego wyznaczana w badaniu presjometrycznym PMT. Baguelin i inni [2] określili nośność graniczną podłoża q_1 pod fundamentem następującym wzorem:

$$q_1 = q_0 + k(p_1 - p_0)$$

gdzie:

- q_1 – nośność graniczna gruntu,
- q_0 – naprężenie od nadkładu w poziomie posadowienia,
- p_1 – ciśnienie graniczne wyznaczone w badaniu presjometrem PMT,
- p_0 – składowa pozioma naprężenia pierwotnego,
- k – współczynnik nośności zależny od rodzaju gruntu, głębokości posadowienia oraz rodzaju i kształtu fundamentu w przedziale od 0,8 do 9.

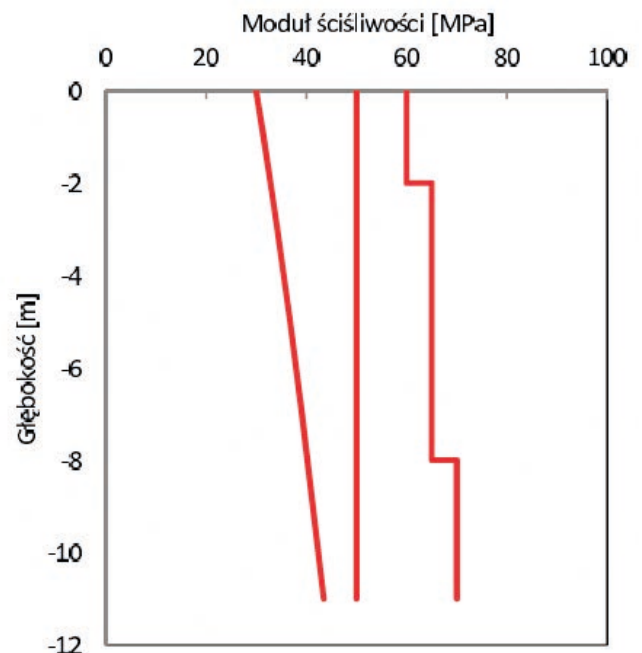
Minimalną wartość ciśnienia granicznego p_1 , stanowiącego kryterium jakości zagęszczenia, wyznacza się, przekształcając powyższy wzór, przy założeniu wymaganej wartości nośności granicznej. Wartość oraz rozkład powyższego parametru w profilu jest uzależniony od wymagań stawianych konstrukcji na etapie projektowania [11]. Baguelin i inni [2] rekomendują zastosowanie w obliczeniach współczynnika bezpieczeństwa równego 3,0.

Zastosowanie kryteriów nośności do oceny jakości zagęszczenia podłoża z gruntów niespoistych pod nasypem drogowym zazwyczaj związane jest z przyjętą na etapie analiz projektowych metodą obliczania posadowienia konstrukcji na podstawie wyników badań polowych (projektowanie bezpośrednie) [11].

Kryteria odkształcalności oparte są na pomiarze osiadania lub modułach odkształcenia, które można wyprowadzić z badań polowych. Do najczęściej wykorzystywanych narzędzi należą:

sondowania statyczne CPT, dylatometryczne DMT oraz presjometryczne PMT. Podstawowym parametrem wyprowadzanym na podstawie korelacji z wynikami z badań polowych jest edometryczny moduł ścisłości pierwotnej M_0 (bądź wtórnej M), który w uproszczonej analizie jest wykorzystywany do szacowania poziomu spodziewanego osiadania wywołanego oddziaływaniem przyszłego obiektu budowlanego posadowionego na danym podłożu gruntowym.

W celu ustalenia kryterium odkształcalności należy na etapie projektu określić minimalną wartość modułu ścisłości gruntu M lub modułu odkształcenia E , przy czym należy pamiętać, że moduł ścisłości może być zdefiniowany jako stały bądź zmien-



Rys. 7. Kryterium odkształcalności dla różnej definicji modułu ścisłości [11]

ny w profilu. Moduł zależy od historii, poziomu odkształcenia oraz poziomu naprężenia, co powoduje jego wzrost wraz z głębokością [11]. W związku z powyższym kryterium odkształcenia zdefiniowane za pomocą zmiennego modułu ściśliwości może charakteryzować się jego równomierną zmianą lub stopniowym wzrostem wraz ze zwiększającą się głębokością (rys. 7).

Analiza porównawcza wymienionych propozycji interpretacji modułu ściśliwości, na podstawie badań sondą statyczną, wykazała brak uniwersalnej interpretacji, która w każdych warunkach będzie dostarczała wiarygodnych wartości modułów. Problematiczne jest oszacowanie historii oraz wielkości poziomej składowej naprężenia efektywnego, co w konsekwencji utrudnia interpretację sztywności gruntu na podstawie sondowań statycznych i może powodować liczne błędy. Marchetti [16] wykazał, że osiadania szacowane na podstawie modułów wyznaczonych na podstawie sondowań statycznych są około $200 \div 300\%$ większe niż uzyskane na podstawie rzeczywistych pomiarów osiadania konstrukcji [11]. Moduł ściśliwości M_{DMT} określany na podstawie zależności korelacyjnych z modułu dylatometrycznego E_{DMT} może być alternatywą w przypadku stosowania kryterium odkształcalności. Wyznaczany jest w fazie sprężystej pracy gruntu w typowym zakresie odkształceń dla zagadnień osiadań i przemieszczeń fundamentów (odkształcenie postaciowe = 0,1%). Zaletą modułu M_{DMT} jest to, że uwzględnia on przyrost poziomej składowej stanu naprężenia oraz zjawisko prekonsolidacji gruntu. Dlatego może on posłużyć do wiarygodnego oszacowania osiadań w warunkach jednoosiowego odkształcenia.

Kolejnym parametrem, który może być zastosowany w kryterium jakości zagęszczenia jest moduł presjometryczny E_M . W celu zdefiniowania minimalnej wielkości takiego parametru należy posłużyć się równaniem zaproponowanym przez Menarda i Rousseau [11]:

$$S = \frac{2}{9E_M} q^* \cdot B_0 \left(\lambda_d \frac{B_1}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_M} q \cdot \lambda_c B_1$$

gdzie:

- E_M – moduł presjometryczny,
- q^* – średnie naprężenie dodatkowe pod fundamentem, $q \cdot q_0$,
- q – średnie naprężenie pod fundamentem,
- q_0 – całkowite naprężenie pionowe od nadkładu w poziomie posadowienia,
- B_0 – szerokość zastępcza fundamentu, z reguły równa 60 cm,
- B_1 – szerokość lub średnica fundamentu,
- α – współczynnik reologiczny zależny od rodzaju gruntu i stosunku E_M/p_1 ,
- λ_p, λ_c – współczynniki kształtu fundamentu zależne od stosunku długości do szerokości fundamentu L/B .

Kryteria odkształcalności są wykorzystywane przy projektowaniu konstrukcji wrażliwych na osiadania.

WNIOSKI

Problem posadowienia niskich nasypów drogowych na podłożu niespoistym w stanie luźnym jest zagadnieniem, które musi być analizowane przy uwzględnieniu oddziaływań dynamicznych wywołanych ruchem pojazdów. Przyjmowanie kryterium odbioru jakości zagęszczenia podłoża gruntowego opartego na E_2 i I_0 jest niewystarczające ze względu na płytką strefę wpływu, która nie uwzględnia głębokości wpływu fal rozchodzących się w ośrodku gruntowo-wodnym.

Wybór kryteriów kontroli jakości zagęszczenia wgłębnego gruntów niespoistych jest elementem, który powinien być rozważony na etapie projektu posadowienia konstrukcji [11]. Zasadniczy wpływ na określenie narzędzi kontroli mają warunki brzegowe pracy konstrukcji oraz parametry niezbędne do zastosowania w przyjętej metodzie obliczeń. W przypadku konieczności zastosowania technologii zagęszczania wgłębnego bardzo ważnym elementem jest znajomość zagadnień związanych z mechanizmem zagęszczania dynamicznego gruntów niespoistych w zależności od użytej technologii, a także jego wpływ na parametry wytrzymałościowe, odkształceniowe i historię gruntu, które odgrywają istotną rolę w interpretacji parametrów gruntu zagęszczonego. Dobór właściwego kryterium kontroli zagęszczania wymaga udziału projektanta, doświadczonego wykonawcy oraz eksperta geotechnika.

LITERATURA

1. Avale D. L.: Use of the impact roller to reduce agricultural water loss. Proceedings of 9th ANZ Conference on Geomechanics, Auckland, February 2004.
2. Baguelin F., Jezequel J. F., Shields D. H.: The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech Publications, 1978.
3. Bo M. W., Ma Y. M., Arulrajah A., Chang M. F.: Densification of granular Soil by dynamic compaction. Institution of Civil Engineers Ground Improvement 162, wolumen G13, May 2009, 121-132.
4. Das B. M.: Principles of soil dynamics. PWS-KENT, 1993.
5. Der Bau von Betonfahrbahndecken auf Straßen. Zement-Merkblatt Straßenbau S 2, 6.2007.
6. Foray P.: Scale and boundary effects on calibration chamber pile tests. Conference on calibration chamber testing. Clarkson, 1991, 147-160.
7. Ghionna V. N., Jamiolkowski M.: A critical appraisal of calibration chamber testing of sands. Conference on calibration chamber testing, Clarkson, 1991, 13-36.
8. Jamiolkowski M., Ghionna V. N., Lancellotta R., Pasqualini E.: New correlations of penetration tests for design practice. 1st International Symposium on Penetration Testing, Rotterdam, March 1988, 20-24.
9. Jamiolkowski M., Lo Presti D. C. F., Manassero M.: Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT. Symposia in Honor of C.C. Ladd. Soil Behavior and Soft Ground Construction. Geotechnical Special Publications No. 119, 5-6 October, 2001, Cambridge, Massachusetts, USA.
10. Jermolowicz P.: Praktyczne aspekty w określaniu stateczności skarp wykopów i nasypów pod obciążeniem statycznym i dynamicznym.
11. Kurek N.: Kontrola jakości zagęszczania wgłębnego gruntów niespoistych. Rozprawa doktorska. Politechnika Gdańska, grudzień 2013.
12. Landpac, www.landpac.com, 2017
13. Lee M-J., Choi S-K., Kim M-T., Lee W.: Effect of stress history on CPT and DMT results in sand. Engineering Geology, 117, 2011, 259-265.
14. Lunne T., Robertson P. K., Powel J. J. M.: Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Blackie Academic and Professional, 1997.
15. Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M.: The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. A report by the ISSMGE Committee TC16. Proc. In-situ 2001, Bali, May 21, 2001.
16. Marchetti S.: An example of use of DMT as an help for evaluating compaction of subgrade and underlying embankment. Internal Technical Note, October 1994.

17. Mayne P. W.: Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. International Conference on In-Situ Measurement of soil Properties and Case Histories, May 2001.
18. Menard. Materiały własne firmy Menard, 2017.
19. Meyerhof G. G.: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 82, 1956, 1-19.
20. Mitchell J. K.: State of the art – Soil Improvement. 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, Stockholm, 1981, 509-565.
21. Moh Z-Ch. Moderator's Report on Soil Improvement. 7th South Asian Geotechnical Conference, Vol. 2, Hong Kong, November 1982, South Asian Geotechnical Society, 325-343.
22. PN-S-02205:1998 Drogi samochodowe – Roboty ziemne – Wymagania i badania.
23. Varaksin S.: Recent Development in Soil Improvement Techniques and their Practical Applications. Sols/Soils, 38/39:7-32,1981.
24. Woods R. D.: Screening of Surface waves in soils. The University of Michigan, January 1968.