POLITECHNIKA ŚLĄSKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
KATEDRA GEOTECHNIKI I DRÓG

Piotr KANTY

ANALIZA DOŚWIADCZALNA WPŁYWU WYMIANY DYNAMICZNEJ GRUNTU NA OTOCZENIE

PRACA DOKTORSKA

Promotor: Dr hab. inż. Jerzy SĘKOWSKI, prof. nzw. Pol. Śl.

Gliwice, czerwiec 2014

SPIS TREŚCI

1. WSTĘP 4
1.1. Konsolidacja dynamiczna 4
1.2. Wibrowymiana 11
1.3. Kolumny kamienne formowane metodą wymiany dynamicznej 17
1.4. Cel, zakres i układ pracy 27
2. WYMIAROWANIE KOLUMN KAMIENNYCH 29
2.1. Podstawy wymiarowania 29
2.1.1. Szacowanie nośności 29
2.1.2. Szacowanie osiadań 32
2.1.3. Szacowanie konsolidacji 33
2.2. Analizy numeryczne 33
2.3. Podsumowanie 34
3. BADANIA LABORATORYJNE 36
3.1. Wprowadzenie 36
3.2. Przegląd stanu wiedzy 36
3.3. Opis badań modelowych 39
3.3.1. Metodyka badań 39
3.3.1. Warunki gruntowe 44
3.3.2. Formowanie kolumny kamiennej 45
3.3.3. Kształt kolumn kamiennych 47
3.3.4. Zmiany w otoczeniu kolumny - badanie nr 1 48
3.3.4.1. Przemieszczenia poziome 48
3.3.4.2. Wypiętrzenia gruntu 50
3.3.4.3. Pomiar zmian oporu stożka sondy wciskanej 50
3.3.4.4. Wilgotność otoczenia gruntowego kolumny 55
3.3.5. Zmiany w otoczeniu kolumny - badanie nr 2 57
3.3.5.1. Pomiar zmian oporu stożka sondy wciskanej 57
3.3.5.2. Wilgotność otoczenia gruntowego kolumny 59
3.3.5.3. Osiadania układu 61
3.4. Podsumowanie badań laboratoryjnych 62
4. BADANIA POLOWE 64
4.1. Wprowadzenie 64
4.2. Przegląd stanu wiedzy 64
4.3. Poletko nr 1 71
4.3.1. Opis warunków gruntowych 71
4.3.2. Formowanie kolumny kamiennej 73
4.3.3. Kształt kolumny kamiennej 75
4.3.4. Przemieszczenia poziome oraz wypiętrzenia gruntu 76

4.3.4.1. Metodyka badań inklinometrycznych 76
4.3.4.2. Wyniki badań inklinometrycznych 77
4.3.4.3. Metodyka pomiarów wypiętrzeń 83
4.3.4.4. Wyniki pomiarów wypiętrzeń 83
4.3.5. Badania zmian parametrów otoczenia kolumny 85
4.3.5.1. Metodyka badań 85
4.3.5.2. Parametry mechaniczne określone na bazie CPTU 87
4.3.5.3. Parametry mechaniczne określone na bazie DMT 98
4.3.5.4. Parametry związane z efektem prekonsolidacji gruntów (OCR i K_0) .. 102
4.4. Poletko nr 2 - badanie uzupełniające 105
4.4.1. Opis warunków gruntowych 105
4.4.2. Formowanie kolumny kamiennej 107
4.4.3. Metodologia badań 110
4.4.4. Wyniki pomiarów przemieszczeń gruntu 111
4.4.4.1. Przemieszczenia pionowe 111
4.4.4.2. Przemieszczenia poziome 115
4.4.5. Kształt kolumny kamiennej 117
4.5. Podsumowanie badań polowych 118
4.5.6. Poletko 1 118
4.5.7. Poletko 2 121
5. ZAKOŃCZENIE 123
5.1. Wnioski 123
5.2. Perspektywy dalszych badań 123
PODZIĘKOWANIA 125
LITERATURA 126
STRESZCZENIE 138
ABSTRACT 141

1. WSTĘP

Rozwój gospodarczy i postępująca urbanizacja, wymuszają w coraz większym stopniu konieczność zagospodarowania terenów charakteryzujących się niekorzystnymi warunkami gruntowymi. Wspomniany rozwój był szczególnie widoczny przed Mistrzostwami Europy w piłce nożnej, organizowanymi w Polsce w 2012 r. Taka sytuacja sprzyja zarówno wykorzystaniu jak i zwiększonemu zainteresowaniu i rozwojowi wielu metod ulepszania podłoża, którymi zajmuje się geoinżynieria.

Geoinżynieria wypełniła szeroką lukę między posadowieniem pośrednim a bezpośrednim. Metody geoinżynieryjne, których liczbę określa się współcześnie na co najmniej kilkadziesiąt, są dziś chętnie stosowane. Jedną z propozycji ich klasyfikacji jest podział na rozwiązania (metody) sztywne oraz podatne. Inaczej mówiąc na rozwiązania, które nie zmieniają parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego w czasie oraz metody które wywołują zmiany tych parametrów. Do pierwszych należą m.in. kolumny jet-grouting, kolumny betonowe, kolumny z cementogruntu, ściany szczelinowe itd. Do drugiej natomiast kolumny formowane metodą wymiany dynamicznej, metodą wibrowymiany, konsolidacja dynamiczna, dreny prefabrykowane i inne. Wbijane kolumny kamienne, wchodzące w skład grupy drugiej to rozwiązanie chętnie stosowane ze względu na małe koszty, istotne polepszenie parametrów otoczenia gruntowego oraz niską kategorię ryzyka (Topolnicki, 2013).

Technologię wymiany dynamicznej (wbijanych kolumn kamiennych) można za Gryczmańskim (1994) sklasyfikować jako jedną z metod wymiany gruntu. Wymiana gruntu, prekonsolidacja, dynamiczne zagęszczanie, zbrojenie masywu gruntowego, cementacja i stabilizacja oraz szereg innych metod ulepszania gruntów tworzy stosunkowo młody dział geotechniki, jakim jest geoinżynieria.

Pod względem wpływu na otoczenie gruntowe metoda wymiany dynamicznej (z ang. Dynamic Replacement - DR) wykazuje podobieństwo do dwóch szeroko opisanych w literaturze i rozpoznanych technik: konsolidacji dynamicznej oraz kolumn formowanych w technologii wibrowymiany. Mechanizmy występujące przy wzmocnieniu podłoża tymi technikami przybliżono w dalszej części pracy.

1.1. Konsolidacja dynamiczna

U podstaw technologii wymiany dynamicznej leży konsolidacja dynamiczna (dynamic consolidation - DC) zwana także metodą Menarda lub ciężkim ubijaniem. Została ona wdrożona w 1969 roku przez Louisa Menarda, który jest uważany za jednego z pionierów geoinżynierii. Metoda konsolidacji dynamicznej polega na swobodnym opuszczaniu ubijaka o ciężarze 10 - 200 t z wysokości 10 - 40 m (Kłosiński i Gawor, 1983; Pisarczyk, 2005).

Zrzuty z pełnej wysokości wykonuje się w punktach siatki trójkątnej, sześciobocznej lub kwadratowej. W miejscach tych tworzą się kratery (rys. 1.1) które po zakończeniu wzmocnienia są zasypywane kruszywem. Pomiędzy tymi punktami stosuje się dogęszczenie powierzchniowe wykonywane poprzez zrzuty ubijaka z małej wysokości. Jeżeli kratery powstałe po ubijaniu nie osiągają znacznych głębokości teren wyrównuje się bez stosowania zasypów oraz dogęszczania powierzchniowego.

Rys. 1.1 Obszar wzmacniany metodą konsolidacji dynamicznej (fot.własna)

Każdemu uderzeniu towarzyszy powstawanie fal poprzecznych, podłużnych i powierzchniowych, które powodują zagęszczenie podłoża. Wprowadzenie tej metody było swoistą rewolucją, gdyż wcześniej uważano, że nie można zagęścić nawodnionego gruntu spoistego. Przełomowe okazały się empiryczne doświadczenia Menarda (1972) oraz próba teoretycznego wyjaśnienia zaobserwowanych mechanizmów (Menard i Broise, 1975). Wzmocnienie takich gruntów stało się możliwe dzięki ubijaniu ich z dużą energią, które powoduje powstanie zjawiska upłynnienia gruntu, a następnie jego zagęszczenie. Upłynnienie wynika ze zjawiska sprężania powietrza w porach gruntu. Kiedy objętość gruntu zbliża się do minimalnej traci on wytrzymałość i się upłynnia (Gryczmański, 2001; Pisarczyk, 2005). Następuje to po osiągnięciu tzw. energii nasycenia (Menard i Broise, 1975). Po upłynnieniu w gruncie zachodzi zjawisko konsolidacji: rozpraszanie się ciśnienia wody w porach oraz wzrost wytrzymałości na ścinanie. Rozproszenie ciśnienia wody w porach realizuje się szybciej niż w procesie konsolidacji statycznej, ponieważ w trakcie rozerwania szkieletu (upłynnienia) powstają w gruncie uprzywilejowane drogi przepływu ułatwiające filtrację wody (Pabian, 2005). Dowiedziono za pomocą badań laboratoryjnych, że w przypadku upłynnienia (spadku naprężeń międzycząsteczkowych) wzrasta przepuszczalność gruntu

(Menard i Broise, 1975), co jest zjawiskiem pożądanym. Rozerwanie szkieletu objawia się również na powierzchni gruntu w postaci rys. Pęknięcia te stanowią drogi filtracji wody. Zmiany struktury gruntu spoistego w czasie wykonywania konsolidacji dynamicznej badali w mikroskopie skaningowym Hu i inni (2005). Badania wykazały, że po kilku zrzutach ubijaka następuje duże upakowanie ziaren i cząstek gruntu, a pory praktycznie zanikają. Osiadania występują od początku wszystkich procesów (Gryczmański, 2001). Z opisu mechanizmu wynika, że inaczej będzie zachowywał się grunt w pełni, a inaczej częściowo nasycony. Grunty nienawodnione o wilgotności zbliżonej do optymalnej będą uzyskiwać oczekiwaną wytrzymałość znacznie szybciej niż grunty nawodnione. Czas ten będzie zależał również od zawartości frakcji iłowej (Gryczmański, 2001). Przyspieszenie procesu konsolidacji uzyskuje się również poprzez podzielenie ubijania na kilka faz między którymi może następować rozproszenie ciśnienia wody w porach (Kłosiński i Gawor, 1983).

W gruntach niespoistych oraz antropogenicznych nie wykazujących spoistości mechanizm jest niejako oczywisty. Zagęszczenie jest realizowane poprzez przemieszczenie natychmiastowe masy gruntu wynikłe z uderzenia. Skutkuje to zmiennym parciem gruntu w zależności od odległości od punktu zrzutu ubijaka (Meng i inni, 2011) oraz zmianą współczynnika parcia bocznego gruntu. Technika konsolidacji dynamicznej nie nadaje się do wzmacniania gruntów organicznych.

Efektywność metody DC sprawdza się w czasie badań polowych. Kontroluje się m.in. wypiętrzenie terenu oraz pojemność powstałego krateru. Jeżeli relacja obu tych wielkości podczas ubijania zaczyna być stała, to wówczas proces wzmocnienia można zakończyć (Chen, 2003). Stała relacja tych wielkości oznacza, że nie następuje zmiana gęstości wzmacnianego gruntu, lecz tylko jego deformacje postaciowe. Zaistnienie wypiętrzenia jest znakiem nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu (Lucas, 1995). W analizowanym przez Chena i innych (2003) przypadku zrzutów ubijaka o masie 15 t z wysokości 20 m wypiętrzeniu uległo 2 m^3 gruntu antropogenicznego. Wyniki przedstawione przez Hamidiego i innych (2011c) pokazują wypiętrzenia gruntu podczas ubijania masą 23 t z wysokości 22 m. Raportują oni o wypiętrzeniach rzędu 1,8 m w bezpośrednim sąsiedztwie krateru. Wypiętrzenia zanikają do wartości ok. 0,3 m dwa metry od osi krateru oraz zanikają całkowicie sześć metrów od niego. Z wypiętrzeniami związane jest rozluźnienie warstwy przypowierzchniowej gruntu, które jest zjawiskiem powszechnym (Kłosiński i Gawor, 1983). Jak opisują Kłosiński i Gawor (1983) rozluźnienie gruntu występuje również na spodzie wybitego krateru.

W celu zbadania wpływu technologii konsolidacji dynamicznej na otoczenie wykonuje się również badania inklinometryczne. Badania takie opisał m.in. Lucas (1995). W opisanych przez niego badaniach punkty pomiarowe oddalone były o 3 i 6 m od miejsca zrzutu ubijaka. W zależności od rodzaju gruntu i zastosowanej energii uderzenia (z zakresu 41,2 - 99,5 MNm) pomierzono maksymalne przemieszczenia poziome przy powierzchni terenu lub na głębokości 3,5 - 4,5 m. Wartości maksymalnych przemieszczeń poziomych w odległości

3 m od punktu zrzutu ubijaka wynosiły ok. 36 cm, natomiast w odległości 6 m od tego punktu 8 cm. W przypadku piasków pylastych wartości te pomierzono przy powierzchni terenu, w przypadku piasków na wspomnianej głębokości.

Jak wykazano w badaniach laboratoryjnych (Pabian, 2005) sposób zadawania obciążeń ma istotny wpływ na uzyskane zmiany gęstości gruntu. Zastosowanie tej samej energii uderzenia przy zrzutach ubijaka za stałą częstotliwością dało gorsze efekty od zrzutów wykonywanych seriami, między którymi następowała przerwa pozwalająca na rozproszenie nadwyżki ciśnienia wody w porach. W przerwach między zrzutami następowała zmiana gęstości próbek (pomimo braku obciążenia). Zmiana ta była spowodowana m.in. wymuszonym przez nadwyżkę ciśnienia odpływem wody z porów. Udary zadawane seriami z przerwami spowodowały wzmocnienie większego obszaru gruntu spoistego niż udary realizowane w jednym ciągu. Wartości ciśnień wody w porach występujących w czasie ubijania można wyznaczyć np. według propozycji zespołu naukowców z Florydy (Guanaratne i inni, 1996), natomiast potrzebną do tego celu wartość naprężeń na bazie idealizacji matematycznej (Thilakasiri i inni, 1996). Praktycznym odzwierciedleniem zaobserwowanego zjawiska jest sposób prowadzenia wzmocnienia podłoża metodą konsolidacji dynamicznej. Najpierw realizuje się zrzuty ubijaka w tzw. siatce głównej punktów, a następnie w punktach pośrednich (w której realizuje się zrzuty z mniejszej wysokości). Wykonywanie zrzutów z mniejszej wysokości w punktach pośrednich ma też za zadanie dogęszczenie powierzchniowe terenu (Mayne i inni, 1984). Prawidłowe i efektywne wykonanie prac tą techniką wymaga znajomości (zbadania) czasów dyssypacji ciśnienia wody w porach wzmacnianego gruntu (Mayne i inni, 1984).

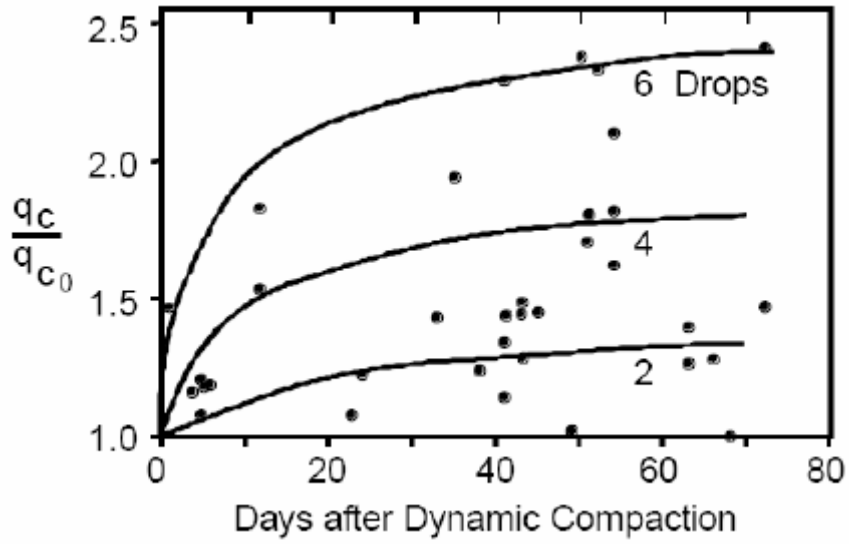
Inne ciekawe obserwacje, które mogą być też prawdziwe w przypadku metody wymiany dynamicznej, poczyniono podczas badań laboratoryjnych gruntu spoistego obciążanego udarami (Pabian, 2005). Określił on, że przy zastosowaniu tej samej energii zrzutów, zmiany gęstości są tym mniejsze, im większa jest miąższość wzmacnianego gruntu spoistego podścielonego gruntem niespoistym. Jest to efekt wydłużonej drogi filtracji wód w porach. Zastosowanie warstw filtracyjnych (np. platforma robocza z gruntu niespoistego lub naturalna warstwa niespoista, podścielająca wzmacnianą warstwę spoistą) powoduje, że największe wzrosty gęstości występują w bezpośrednim sąsiedztwie tych warstw. Maksymalne zagęszczenie w badaniu z takimi warstwami było o wiele większe niż w badaniach bez nich. Efekt ten można wykorzystać stosując drenaż pionowy, który znacznie poprawi efektywność wykonywanego wzmocnienia (Gaszyński i Pabian, 2011). Przyspieszenie konsolidacji podłoża wzmocnionego metodą konsolidacji dynamicznej oraz np. drenów prefabrykowanych stosuje się z powodzeniem w praktyce (Han, 1998; Shenthan i inni, 2004; Nashed i inni, 2004).

W badaniach laboratoryjnych gruntu spoistego (Pabian, 2005) określono, że zmiana gęstości objętościowej szkieletu gruntowego nie jest wprost proporcjonalna do wzrostu zastosowanej energii udarowej (dwu i czterokrotny wzrost energii spowodował odpowiednio

15 i 32% zmianę gęstości). Wzrost stosowanej energii uderzenia jest ekonomicznie uzasadniony tylko do osiągnięcia pewnej granicy - energii nasycenia. Podobną obserwację uczyniono podczas badań in situ piasku pylastego, w których mierzono opór pod postawą stożka sondy CPT (Mayne i inni, 1984). Dwukrotny wzrost energii uderzenia wymusił zmiany oporów stożka do 50%. W trakcie pomiarów gruntów spoistych presjometrem, przedstawionych przez tych samych autorów zauważono, że trzykrotny wzrost energii uderzenia, powoduje około dwukrotny wzrost presjometrycznego naprężenia granicznego. Naprężenie to wskazuje na wartość wytrzymałości gruntu na ścinanie.

Kontrola efektywności wzmocnienia konsolidacji dynamicznej odbywa się najczęściej za pomocą: sondowań dynamicznych, badań CPT (CPTU), PMT, a także DMT (Mayne i inni, 1984). Wielu autorów wskazuje na znaczące polepszenie parametrów gruntu po wykonaniu konsolidacji dynamicznej w sąsiedztwie ubijanego punktu. Lucas (1995) przytacza wyniki wskazujące, że największe wzmocnienie występuje na głębokości od 1/3 do 1/2 maksymalnego zasięgu ubijania. Badania Hamidiego i innych (2012a) potwierdzają te obserwacje. Większość opublikowanych informacji z kontroli efektywności wzmocnienia dotyczy gruntów niespoistych i antropogenicznych, w których efekt jest szybko widoczny. Powszechnie cytowane są wyniki Schmertmanna i innych (1986), przedstawiające wzrost oporu stożka sondy CPT w czasie (rys.1.2), dla podłoża z piasku drobnego z przewarstwieniami pyłu. Oprócz zobrazowania zmian w czasie wyniki przedstawiają także zależność oporu stożka sondy CPT od liczby zrzutów ubijaka.

Do gruntów spoistych odnoszą się badania przedstawione przez Lucasa (1995), Hana (1998) oraz Shenthana i innych (2004).



Rys. 1.2 Wzrost oporu stożka sondy CPT w czasie po wykonanej konsolidacji dynamicznej (Schmertmann i inni, 1986)

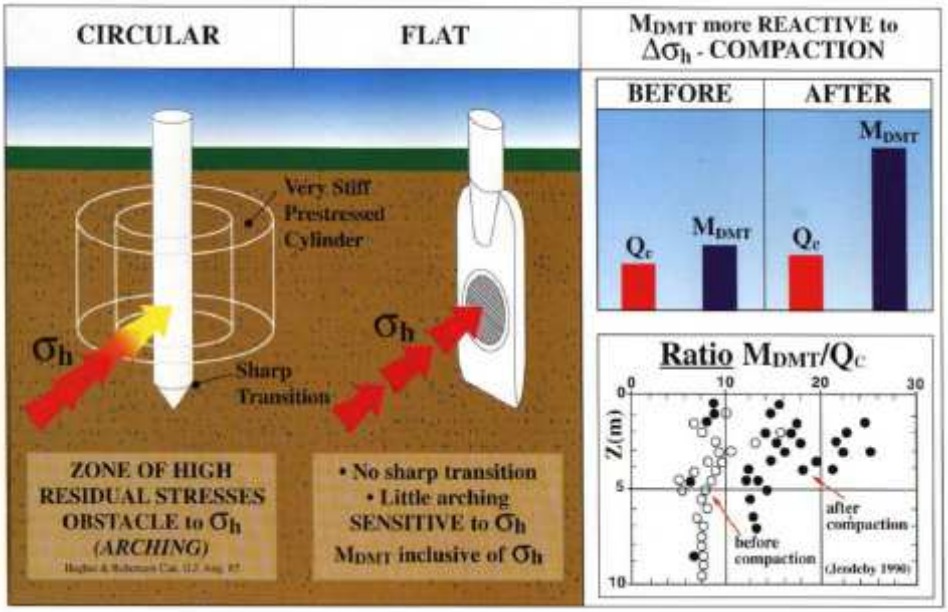
Ciekawe są wyniki uzyskane przez Durraniego (1997), który wykonywał konsolidację dynamiczną ośmiometrowej warstwy gruntów słabych (3 m nasypu niekontrolowanego

oraz 5 m gliny). Sondowania dynamiczne wykonane po miesiącu od realizacji wzmocnienia wykazały brak zmian lub wręcz spadki liczby uderzeń sondy. Dopiero badania wykonane po 9 miesiącach od realizacji konsolidacji dynamicznej wykazały znaczący wzrost liczby uderzeń sondy, a w konsekwencji wytrzymałości na ścinanie. Sondowanie dynamiczne w gruntach spoistych pozwoliło uzyskać jedynie jakościowy obraz zmian, nie mniej jednak trend w opisywanych badaniach był wyraźny.

W niektórych przypadkach za kryterium wzmocnienia przyjęto zmiany ciśnienia wody w porach. W badaniach gruntu, w większości składającego się z piasku pylastego (Ku i Juang, 2011) wykazano, że po wykonaniu wzmocnienia ciśnienia wody w porach zmieniły znak z dodatnich na ujemne. Powstałe ssanie było efektem bardzo dużego zagęszczenia gruntu. Lucas (1995) podkreśla, że kontrola efektywności tuż po realizacji wzmocnienia nie ma sensu, gdyż przyrost wytrzymałości jest związany z czasem.

Konsolidacja dynamiczna jest również stosowana w celu zabezpieczenia przed upłynnieniem wzmacnianego podłoża. Wymogi projektowe ograniczają się do określenia wartości oporu stożka sondy CPT, wartości zagęszczenia - jakie mają zostać uzyskane po wykonaniu wzmocnienia lub wartości prędkości fali poprzecznej propagowanej w ośrodku gruntowym (Thevanayagam i Martin, 2002). Uzyskanie wymaganych zagęszczeń na poszczególnych głębokościach w sposób wystarczający zabezpiecza przed ryzykiem upłynnienia. Takie zastosowania metody konsolidacji dynamicznej opisują Kumar (2001), Thevanayagam i Martin (2002), Shenthan i inni (2004), Nashed i inni (2004), Nashed (2006), Ku i Juang (2011). Ciekawe kryterium oceny przedstawiają Ku i Juang (2011). Na bazie maksymalnych przyspieszeń poziomych oblicza się osiadanie jakie może zostać spowodowane upłynnieniem i klasyfikuje się je wg skali zniszczenia. Osiadania mniejsze od 10 cm uznaje się za słabe, między 10 a 30 cm za średnie, natomiast powyżej 30 cm za poważne.

W literaturze dotyczącej badań in situ można znaleźć informacje na temat różnic w wynikach uzyskiwanych z testów CPTU oraz DMT. Różnice takie można zaobserwować badając podłoże zagęszczane dynamicznie. Wyniki badania wykonywanego dylatometrem są bardziej wrażliwe na zmianę poziomego naprężenia niż wyniki CPT. Można to wykazać porównując moduł dylatometryczny z oporem stożka sondy statycznej dla badań wykonanych przed zagęszczeniem oraz po jego wykonaniu. Takie porównanie prezentują Schmertmann i inni (1986), Jendeby (1992), Marchetti (1998, 1999) a za nimi Failmezger i Bullock (2008). Graficzne przedstawienie zjawiska za ostatnimi autorami przedstawiono na rys.1.3. Na rysunku zobrazowano efekt przesklepiania, który towarzyszy badaniu CPT oraz wrażliwości na naprężenia poziome σ_h łopatki dylatometru. Dodatkowo porównano przyrost modułu dylatometrycznego do przyrostu oporu stożka sondy statycznej w badaniu zagęszczonego gruntu.



Rys. 1.3 Ilustracja lepszej przydatności badania DMT niż CPT w kontroli wzmocnienia podłoża (Failmezger i Bullock, 2008 za Marchettim, 1998)

Jeżeli chodzi o projektowanie wzmocnienia metodą konsolidacji dynamicznej to polega ono na określeniu głębokości zmiany parametrów gruntu w wyniku ubijania. Pierwszą propozycję podali Menard i Broise (1975). Po niej pojawiło się wiele modyfikacji, głównie bazujących na zebranych doświadczeniach in situ (Mayne i inni, 1984; Lucas, 1995).

Bywa, że w celu przyśpieszenia pożądanego efektu wzmocnienia, technologia konsolidacji dynamicznej jest łączona z innymi metodami. Oprócz wspomnianego wcześniej łączenia z drenami prefabrykowanymi stosuje się także kombinację z:

- wymianą dynamiczną, która jest stosowana w miejscu projektowanych fundamentów, konsolidacja natomiast na całym przylegającym obszarze (Yee, 1999),
- przeciążeniem nasypem (Hamidi i inni, 2011a),
- wymianą dynamiczną, stosowaną tylko w miejscach, gdzie grunty były zbyt słabe, aby konsolidacja dynamiczna pozwoliła uzyskać wymagane parametry (Varaksin i Hamidi, 2012),
- mikrowybuchami (Elliott i inni, 2009).

Obecnie przyjęło się, że wymianę dynamiczną stosuje się szczególnie do gruntów spoistych, natomiast ciężkie ubijanie do gruntów niespoistych i antropogenicznych. Teoretycznie podobieństwo obu metod kończy się po pierwszym zrzucie ubijaka, kiedy w metodzie wymiany dynamicznej krater jest zasypywany kruszywem (Kwiecień, 2008). Wydaje się, że obu technikom towarzyszą te same zjawiska zachodzące w sąsiedztwie wzmacnianego punktu. Podobieństwo mechanizmów występujących w metodzie wymiany dynamicznej i konsolidacji dynamicznej polega na: zmianie parametrów gruntu słabego w wyniku działania udarów o dużej energii, sposobie rozchodzenia się drgań w gruncie,

podobnych przemieszczeniach gruntu w sąsiedztwie wzmacnianego punktu (wypiętrzenia i przemieszczenia poziome), takim samym mechanizmie przyspieszenia filtracji oraz zmniejszeniu ryzyka upłynnienia gruntu.

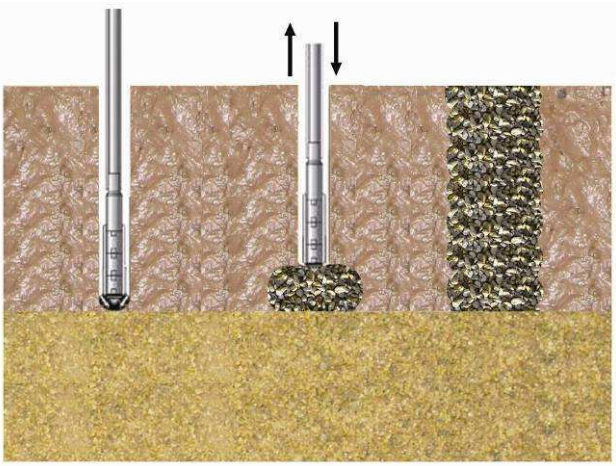
1.2. Wibrowymiana

Technologia formowania kolumn metodą wibrowymiany (skrótowo, powszechnie używa się nazw „kolumny wibrowymiany" lub „kolumny VR") polega na formowaniu słupów z kruszywa, które przejmują obciążenie w słabych gruntach spoistych. Technologia ta jest szczególnie efektywna w gruntach, które mają niewystarczającą nośność lub nadmierną odkształcalność, a przy zawartości frakcji pylastych i ilastych powyżej 10% praktycznie nie poddają się wibracyjnemu zagęszczaniu własnemu. Metodę klasyfikuje się jako wymianę wgłębną, częściową (Gryczmański, 1994).

Kolumny w technologii wibrowymiany konstruuje się w dwóch wariantach podawania kruszywa: albo jest ono wprowadzane bezpośrednio z powierzchni terenu do wykonanego wcześniej otworu albo poprzez wibrator. W drugim przypadku gruboziarniste kruszywo podawane jest do górnego zasobnika ze śluzą wlotową, a następnie przesuwane w kierunku otworu wylotowego przy ostrzu. Po wprowadzeniu wibratora na wymaganą głębokość podciąga się go ku górze. Kruszywo wypływa spod ostrza wibratora przy jego podciąganiu. W kolejnym etapie jest ono zagęszczane i rozpychane na boki przez docisk wibratora. Ze względu na konieczność przejścia kruszywa przez śluzę wibratora, maksymalny rozmiar jego ziarna nie może być większy niż 31,5 mm. Kolumny uformowane metodą wibrowymiany nazywane są kolumnami żwirowymi lub kamiennymi (w literaturze światowej „stone columns"). Ich średnice mieszczą się w przedziale 0,6 - 1,2 m, natomiast długości dochodzą do 45 m (Pisarczyk, 2005). Długość maksymalna zależy od zastosowanego sprzętu utrzymującego wibrator: w przypadku koparki jest to 7 m, dla palownicy 20 m, a przy zastosowaniu dźwigu gąsienicowego 40 m (materiały informacyjne firmy Menard).

Proces wykonywania kolumn żwirowych można podzielić na cztery etapy. Pierwszym z nich jest przygotowanie procesu formowania kolumny. Wibrator ustawia się w oznaczonym punkcie, a następnie wprowadza się kruszywo do podajnika. Pojemnik z kruszywem jest podnoszony i kruszywo transportowane jest do wibratora. Kolejny etap to zagłębianie, wykonuje się je przy udziale sprężonego powietrza i siły wywołanej dociskiem maszyny. Wibrator rozpychający grunt wprowadza się do przewidzianej głębokości. Etap trzeci to formowanie kolumny - podczas podnoszenia wibratora kruszywo wspomagane sprężonym powietrzem wypływa spod ostrza. Pionowy ruch wibratora powoduje rozpychanie i zagęszczanie kruszywa. Wzmocnienie podłoża tą metodą jest zakończone etapem w którym powierzchnię układu wyrównuje się i zagęszcza.

Przebieg formowania kolumn żwirowych w podłożu jednorodnym pokazano na rys.1.4.



Rys. 1.4. Przebieg procesu wykonania kolumn żwirowych

W celu sprawdzenia zagęszczenia kolumny wykonuje się kontrolne sondowania w jej trzonie oraz próbne obciążenia. Kolumny żwirowe charakteryzuję się mniejszą nośnością od kolumn wymiany dynamicznej. Typowe obciążenie przenoszone przez taką kolumnę to 250 - 300 kN (Gajewska i Kłosiński, 2012).

Proces formowania kolumn w technologii wibrowymiany wpływa na otoczenie kolumny. Wpływ ten jednakże wydaje się być znacząco mniejszy niż w przypadku kolumn wymiany dynamicznej. W wielu przypadkach podczas formowania kolumn z zastosowaniem technologii wibrowymiany grunt w ich sąsiedztwie wypiętrza się. Wypiętrzenie równe objętości wykonanej kolumny w przypowierzchniowo bardzo sztywnej warstwie raportuje Kirsch (2006). Pomiary wypiętrzeń w plastycznym gruncie spoistym (z obliczeniem objętości wypiętrzenia oraz zmian w zależności od odległości od kolumny o średnicy ϕ=27,5 cm) przestawli McGabe i inni (2013). Promień wypietrzeń dochodził do 5,5 m tj. do dwudziestu średnic kolumny wibrowymiany.

Efekty wzmocnienia podobnie jak w przypadku konsolidacji dynamicznej najczęściej są mierzone presjometrem Menarda, sondą dynamiczną lub sondą CPT (CPTU). Badania wykonane presjometrem przez Kirscha (2006) wskazują, że wzrost sztywności gruntu w rejonie formowanej kolumny wibrowymiany o średnicy 0,8 m może być ponad dwukrotny. Największy wzrost odnotował on w odległości ok. 4,5 średnic kolumny od jej osi. W gruncie w odległości do 4 średnic formowanej kolumny zanotowano spadek sztywności. Spadek ten tłumaczy się naruszeniem struktury i upłynnieniem. Badania kolumn wibrowymiany o średnicy 0,75 m przedstawił również Callanan (1991). Po uformowaniu na poletku badawczym kolumn w gruntach nasypowych wykonał on sondowanie dynamiczne w przestrzeniach między nimi. Sondowanie wykazało wzrost liczby uderzeń na długości kolumn. Wzrost ten był jednak niezależny od rozstawu kolumn w zakresie 1,8 - 2,3 m. Na bazie uzyskanych przed i po wykonaniu kolumn liczb uderzeń sondy, Callanan wyznaczył moduły odkształcenia podłoża, a następnie obliczył osiadania otrzymując trzykrotną różnicę.

Obliczenia osiadań, oparte na parametrach uzyskanych po wykonaniu kolumn pokryły się z rezultatami monitoringu przemieszczeń. Testy wykonane przez Chena i Baileya (2004) na czterech poletkach badawczych nie wykazały oczekiwanych rezultatów w postaci wzrostu oporów stożka sondy CPT oraz liczby uderzeń sondy dynamicznej. Na poletkach formowano kolumny o średnicach od 0,6 do 1,1 m, w rozstawach 1,2 - 2,4 m. Badania wykonywano w środku odległości między kolumnami. Testy wykazały spadek lub brak zmiany parametrów sondowań w gruntach spoistych lub mieszanych, oraz niewielkie wzrosty w piaskach. Podobnie niewielkie zmiany lub ich brak otrzymali Moxhay i inni (2000) badając sztywności gruntu po wykonaniu kolumn za pomocą metody sejsmicznej. W swoich badaniach poszli jednak o krok dalej i sprawdził sztywność po 7 miesiącach od instalacji kolumn. Wyniki wskazują na znaczący wzrost sztywności po tym czasie.

Wielu autorów wykazuje wzrosty parametrów sondowań CPT oraz sondowań dynamicznych w piaskach są to np. Raju i inni, (1998); Slocombe i inni, (2000); Duzceer, (2003).

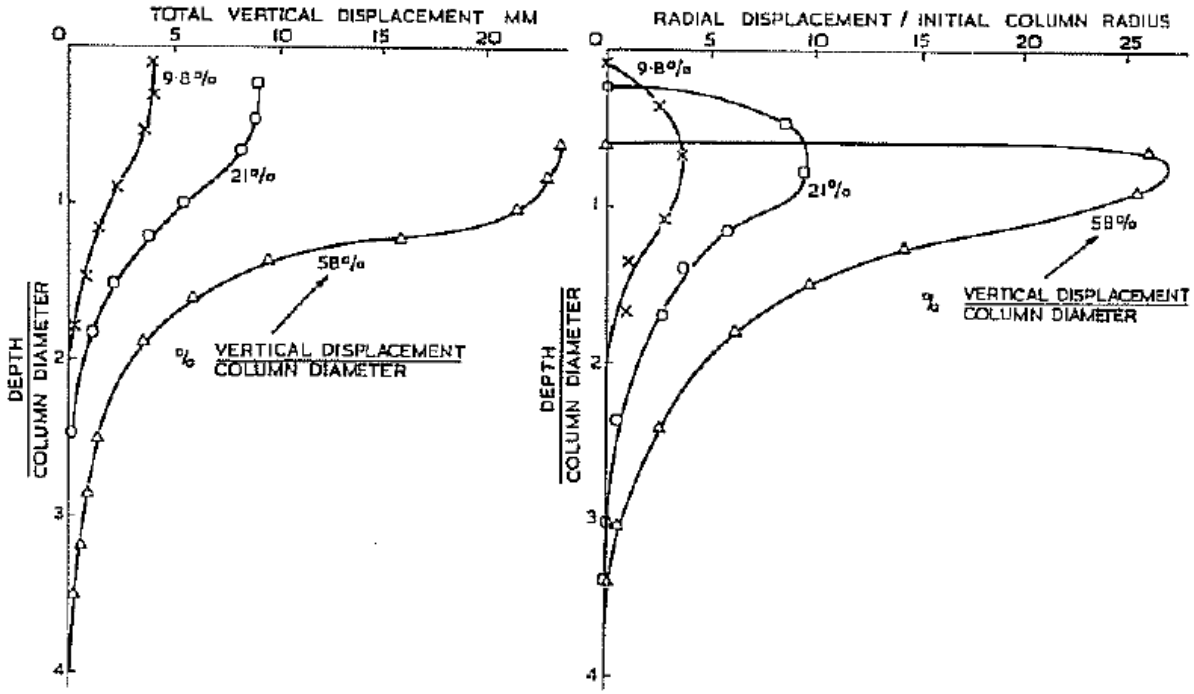
Pomiary in situ oraz numeryczne analizy wsteczne wykonane przez Elzhazlyego i innych (2008) wskazują na wzrost współczynnika parcia gruntu w czasie wykonywania kolumny wibrowymiany. Wyniki przeprowadzonych badań wskazują, że po uformowaniu kolumny wartość współczynnika parcia gruntu należy do przedziału między współczynnikiem parcia biernego i spoczynkowego. Wyniki te potwierdzają wnioski z analiz innych autorów cytowanych przez Elzhazlyego. Kirsch (2006) badając efekt formowania kolumny w pyle piaszczystym uzyskał prawie dwukrotny wzrost współczynnika parcia bocznego. Wynik ten odnotowano w odległości stanowiącej pięciokrotność średnicy kolumny. Zmiany maleją zarówno w stronę kolumny jak i w przeciwną. Inaczej sytuacja wygląda w glinie (Wehr, 2013), tam największy (3,5 krotny) wzrost współczynnika parcia bocznego pomierzono tuż przy kolumnie. Zmiany są coraz mniejsze w miarę oddalania się punktów pomiarowych od kolumny.

Badania osiadań sąsiedztwa kolumn wibrowymiany o średnicy 0,9 m wykonane przez Chana i innych (2011) wskazują, że zasięg zmian w gruncie wywołanych drganiami generowanymi podczas wykonywania kolumn wynosi ok. 10 m. Osiadania gruntu najbliżej (2 m) formowanej kolumny wyniosły 6 cm i zmniejszały się do odległości 4,5 m od osi kolumny gdzie wyniosły 1 cm. Pomiar był wykonywany na nasypie z gruntu niespoistego.

Wzmocnienie metodą wibrowymiany stosuje się również w celu zabezpieczenie przed potencjalnym upłynnieniem gruntu. Przypadki takie opisują: Priebe (1998) i Asalemi (2006) oraz na poziomie badań modelowych Adalier i inni (2003).

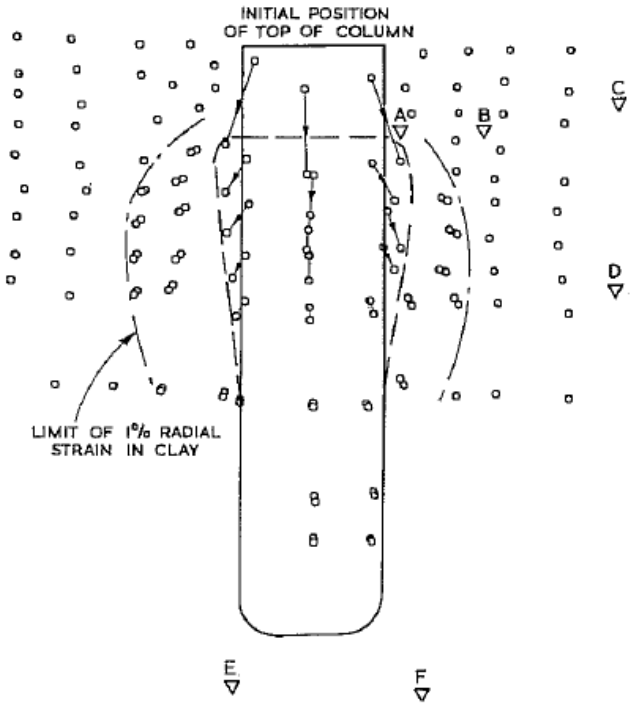
Badania laboratoryjne kolumn formowanych metodą wibrowymiany w większości odnoszą się do określania ich mechanizmów zniszczenia oraz szacowania nośności. Aspekty te nie są przedmiotem niniejszej pracy. Najbliższe tematowi niniejszej pracy są badania przedstawione przez Hughesa i Withersa (1974). Badali oni zachowanie się kolumn o średnicach 1,25 - 3,80 cm i o wysokości 15 cm. Były one uformowane z piasku w komorze

o wymiarach podstawy 22,5 x 16,0 cm oraz wysokości większej niż 15 cm. Grunt słaby był reprezentowany przez kaolin. W komorze badawczej rozmieszczono ołowiane kulki, a następnie w trakcie obciążania kolumny monitorowano zmiany ich położenia za pomocą aparatu rentgenowskiego. Uzyskane deformacje przedstawiono na wykresie (rys.1.5).



Rys. 1.5 Deformacje kolumny pod wpływem obciążenia (Hughes i Withers, 1974)

Przedstawione odkształcenia pionowe mierzono w środku kolumny (strona lewa, rys. 1.5), natomiast odkształcenia poziome mierzone były na brzegu kolumny (strona prawa). Znajomość odkształceń poziomych kolumny jest istotna ponieważ korespondują one ze zmianami w gruncie sąsiadującym z kolumną. Poszerzająca się kolumna powoduje w nim powstanie biernego stanu granicznego (Kwiecień, 2008). Maksymalne pęcznienie kolumny powstało na głębokości nie przekraczającej średnicy kolumny, a zanik przemieszczeń poziomych materiału kolumny zanotowano na głębokości czterech średnic. Autorzy zauważyli, że kolumny o długościach mniejszych niż ich cztery średnice traciły nośność nie przez pęcznienie, lecz wcześniej przez wypieranie gruntu w rejonie głowicy. Na bazie tych wyników oraz odkrywek, Datye (1982) określił granicę między kolumnami smukłymi i krępymi. Granica ta to relacja długości kolumny do jej średnicy równa cztery (H_k/D_k=4). Za sprawą Gryczmańskiego (1993) podział ten przyjął się w Polsce przy projektowaniu wzmocnienia kolumnami z kruszywa. Więcej informacji na ten temat zawarto w kolejnym rozdziale. Z punktu widzenia celu niniejszej pracy istotne są natomiast wyniki pomiaru przemieszczeń ołowianych kulek (markerów) w sąsiedztwie obciążanej kolumny. Wektory przemieszczeń przedstawiono na schemacie (rys 1.6).



Rys. 1.6 Pozycje markerów przed i po obciążeniu kolumny (Hughes i Withers, 1974)

Zaznaczona na rysunku 1.6 granica odkształceń o wartości 1% oznacza zasięg oddziaływania kolumny. Wynosi ona 2,5 D_k (gdzie D_k jest średnicą kolumny). Hughes i Withers (1974) stwierdzają, że tylko kolumny w rozstawie większym niż 2,5 D_k będą pracować niezależnie. Autorzy pobrali próbki do badań wilgotności z punktów oznaczonych A - F (rys.1.6). Spadek wilgotności zanotowano tylko w dwóch najbliższych punktach (A i B), wnioskując, że zasięg konsolidacji poziomej wynosi ok. 1,5 D_k. Kolejnym aspektem opisanym przez Hughesa i Withersa (1974) jest rozdział obciążeń na kolumnę oraz grunt słaby. Zaproponowali oni metodą bazującą na następujących założeniach: wzmocnienie sztywności otoczenia kolumny wynikłe z pęcznienia kolumny zostaje pominięte, pomijany jest efekt konsolidacji, a zachowanie każdej kolumny w grupie jest takie samo jak kolumny pojedynczej. Dodatkowo przyjęli oni, że zwieńczenie kolumn stanowi płyta idealnie sztywna. Przy takich założeniach osiadania gruntu słabego są takie same jak kolumny. Wychodząc od tego warunku należy znaleźć takie obciążenie słabego gruntu oraz kolumny, aby ich osiadania były równe. Taka metodologia obliczeń doprowadza do wniosku, że efektywność wzmocnienia kolumnami jest zależna od naprężenia w ich zwieńczeniu. Ponieważ uproszczenia założone przez autorów są raczej duże, współcześni badacze na bazie testów modelowych, rozważań numerycznych oraz teoretycznych proponują swoje podejście do dystrybucji naprężeń w układzie „kolumna - grunt słaby". Ciekawa jest praca Deba i innych (2011). Autorzy badali wpływ geometrii geomateraca na osiadania układu „kolumna wibrowymiany - grunt słaby" wywołane obciążeniem przekazywanym przez model fundamentu. Oprócz różnic w wartościach osiadań układu, zaobserwowali oni różne poziomy

„puchnięcia” kolumny w zależności od sztywności geomateraca. Różnice osiadań wynikają z faktu wciągnięcia do współpracy większej objętości gruntu w przypadku zastosowania sztywnego geomateraca. Różnice w odkształceniach kolumny wskazują, że praca układu w zakresie naprężeń poziomych różni się w zależności od sztywności materaca. Problem rozkładu obciążeń na kolumnę wibrowymiany oraz grunt słaby w jej sąsiedztwie rozważali w badaniach modelowych Fattah i inni (2011). Stwierdzili oni, że współczynnik koncentracji naprężenia (relacja naprężenia w kolumnie do naprężenia w gruncie w jej sąsiedztwie) zależy od wytrzymałości w warunkach „bez drenażu” gruntu słabego oraz układu kolumn. Czym wyższa jest pierwsza z tych wartości, tym współczynnik koncentracji naprężenia wzrasta. Większa liczba kolumn w układzie też powoduje wzrost tego współczynnika.

Powstało kilka prac doświadczalnych, w których badano zachowanie łączne kolumny oraz jej otoczenia (reakcja układu). Proste badanie układu „kolumna - grunt organiczny” wykonali Celik i Canakci (2011). Sprawdzali oni w aparacie bezpośredniego ścinania o boku 6 cm wartość spójności oraz kąta tarcia wewnętrznego dla kolumny o średnicy 2 - 5 cm. Wraz ze wzrostem objętości kolumny w relacji do objętości gruntu organicznego w aparacie skrzynkowym wzrastał kąt tarcia wewnętrznego i malała spójność układu. Za każdym razem spójność układu była mniejsza a kąt tarcia wewnętrznego większy niż w badaniu referencyjnym bez kolumny. Z kolei Pivarc (2011) wykonał obciążenie układu „kolumna - grunt słaby” w rurze stalowej. Warunki w niej panujące odpowiadały warunkom edometrycznym. Określił on wpływ relacji średnicy kolumny do jej długości na uzyskany moduł edometryczny układu. Bardziej zaawansowane badania wykonali Sivakumar i inni (2004). Badali oni w aparacie trójosiowym m.in. konsolidację, zmiany ciśnienia wody w porach oraz zmiany naprężeń dewiatorowych układu kolumn-grunt. Wszystkie te aspekty analizowano dla różnych długości kolumn o stałej średnicy. Podobne badania układu „kolumna - grunt słaby” w aparacie trójosiowym wykonali Najjar i inni (2013). Analizowali oni wpływ współczynnika wymiany układu na naprężenia dewiatorowe.

Badania laboratoryjne odzwierciedlające efekt formowania kolumny wibrowymiany wykonał Frikha i inni (2013). Do tego celu zastosowano aparat typu „hollow cylinder”. Badania polegały na ciśnieniowej ekspansji próbki kaolinu o średnicy 10 cm z otworu umiejscowionego w jej środku (o średnicy 2 cm). Po realizacji ekspansji próbki były ścinane w aparacie trójosiowego ściskania. Celem badań było określenie zmian w parametrach kaolinu, tzn. wytrzymałości na ścinanie w warunkach „bez drenażu” (C_u) oraz module Younga (E_u) w zależności od objętości ekspansji. Wykonano 38 testów w 19 różnych konfiguracjach różniących się naprężeniem konsolidującym, naprężeniem ścinającym oraz objętością ekspansji. Na bazie analizy wyników badań autorzy zaproponowali model szacowania C_u oraz E_u zależny od objętości ekspansji.

Do projektowania wzmocnienia podłoża kolumnami wibrowymiany stosuje się algorytmy opisane w kolejnym rozdziale. Algorytmy te wykorzystywane są również, ze względu na brak innych bardziej adekwatnych propozycji, do wymiarowania wbijanych kolumn kamiennych.

Podobieństwo mechanizmów występujących w metodzie wymiany dynamicznej i wibrowymiany polega na: działaniu kolumny z kruszywa jako drenu (przyspieszenie konsolidacji), zmniejszeniu ryzyka upłynnienia gruntu, zdolności kolumny do przeniesienia obciążeń pionowych znacząco większych niż grunt z nią sąsiadujący.

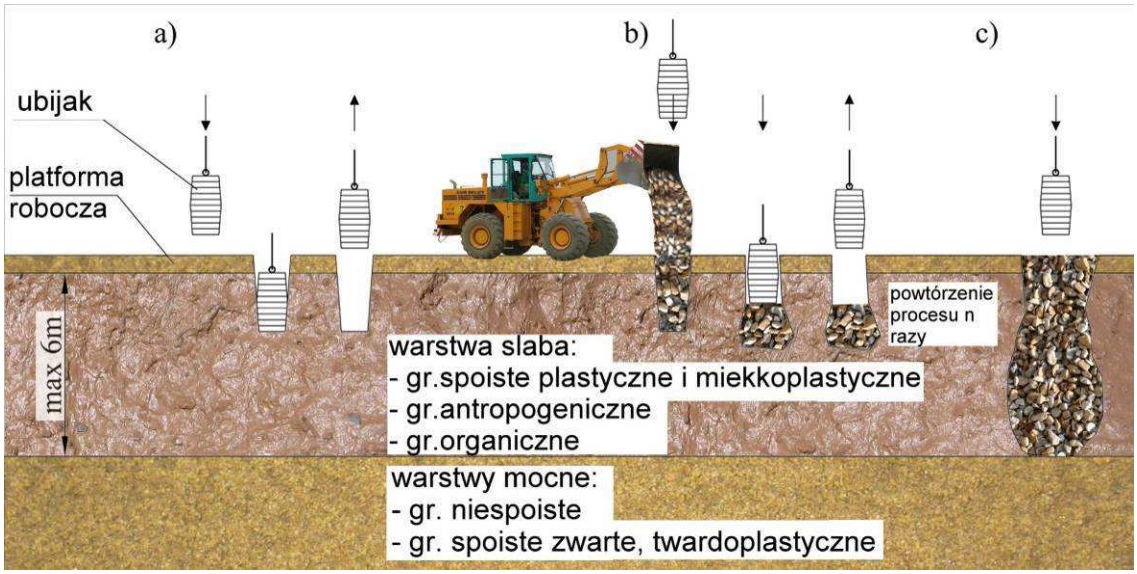
1.3. Kolumny kamienne formowane metodą wymiany dynamicznej

Wong i Lacazedieu (2004) opisują technologię wymiany dynamicznej jako „małżeństwo" konsolidacji dynamicznej oraz kolumn wibrowymiany. Z kolei Wong (2004a) w artykule traktującym o nowoczesnych rozwiązaniach w geoinżynierii formułuje następujące zdanie: „Na pewno słyszeliście o konsolidacji dynamicznej oraz o kolumnach kamiennych (również znanych jako wibrowymiana) stosowanych do wzmacniania gruntów słabych. Łącząc je razem otrzymujemy innowacyjną technologię znaną jako wymiana dynamiczna" (tłumaczenie P. Kanty). Nadanie technologii innowacyjności wydaje się być trochę przesadzone ponieważ metoda wymiany dynamicznej powstała już w latach siedemdziesiątych XX wieku. Według informacji Gryczmańskiego (2003) oraz Thilakasiriego i innych (2001) pierwszą znaną publikacją traktującą o tej metodzie była praca Krugera i innych (1980). Dziesięć lat później powstały znaczące prace Lo i innych (1990a, 1990b) wprowadzające drugi wariant tej metody o nazwie „wymiana dynamiczna i mieszanie". Wariant ten różni się od znanego wcześniej stosowaną energią ubijania (autorzy określają ją jako większą nie podając konkretnych wartości). Obecnie niezależnie od energii uderzenia ubijaka mówi się o wymianie dynamicznej (ang. dynamic replacement - DR). W Polsce metoda stosowana jest od końca lat siedemdziesiątych. Pierwsza wzmianka została podana przez Borowczyka (1974), natomiast pierwsze próby polowe wykonał Kłosiński z Instytutu Badawczego Dróg i Mostów w Warszawie dwa lata później. Stosował on ubijaki o masie 3 - 5 t zrzucane z wysokości 5 - 10 m (Kłosiński i inni, 1979, Rzeźniczak, 2007). Taką masę ubijaka oraz wysokość zrzutu należy uznać za małą w stosunku do używanych w tym czasie na świecie (Lo i inni, 1990b). Na terenie Śląska pierwsze kolumny zgodne z tą technologią zostały zrealizowane przez przedsiębiorstwo PRINŻ w Tychach przy współpracy z Prof. Maciejem Gryczmańskim z Politechniki Śląskiej. Udało się je wykonać dzięki powstaniu urządzenia o nazwie DYZAG stworzonego na bazie koparki UNIKOP 1207 KU. Po kilku latach przestoju nastąpiło odtworzenie DYZAGA. Była to inicjatywa Drogowej Trasy Średnicowej we współpracy z Prinżbudem 5 i Profesorem Gryczmańskim (Gryczmański, 2000). Kolumny formowane przez Prinżbud-5 były wykonywane ubijakiem o masie ok. 10 t lub 15 t zrzucanym z wysokości 15 m (Gryczmański, 2003). Wartości te odpowiadają kolumnom opisywanym przez Lo i innych (1990b). Krajowy ubijak o masie 10 t charakteryzował się beczkopodobnym kształtem, ubijak 15-tonowy był prostopadłościenny (Gryczmański, 2001). Od czasu innowacyjnych prób Gryczmańskiego do dnia dzisiejszego nastąpił bardzo dynamiczny rozwój metody, zostały zrealizowane setki inwestycji z zastosowaniem tej

technologii. Stała się ona jedną z bardziej lubianych i wykorzystywanych przez projektantów przy wzmacnianiu gruntów pod budowane nasypy dróg. Jako metoda wzmocnienia podłoża pod korpus drogowy jest ona szczególnie efektywna. Metoda występowała na praktycznie wszystkich najważniejszych inwestycjach drogowych w kraju zrealizowanych po 2000 roku. Były to autostrady A1 (Biały, 2011; Sękowski i Kwiecień, 2010b), A2 (www.polbud-pomorze.ru/pl/realizacje, www.menard.pl/realizacje), A4 (Kwiecień i Sękowski, 2012) oraz Trasa Siekierkowska w Warszawie (Godlewski i Saloni, 2006), Drogowa Trasa Średnicowa na Śląsku (Gryczmański, 2003), S-7 (Kwiecień, 2008), DK16 (Wyroślak i Sikora, 2009) i innych.

Obecnie w Polsce kolumny kamienne formowane tą metodą stosuje się do wzmacniania gruntów słabych (plastycznych i miękkoplastycznych gruntów spoistych, gruntów organicznych) o miąższości do 6 m (Sękowski i Kwiecień, 2010a).

Metoda polega na formowaniu w słabym podłożu słupów (kolumn) kamiennych według procesu przedstawionego na rysunku 1.7. Kształtowanie kolumny kamiennej rozpoczyna się od swobodnego zrzutu ubijaka. W ten sposób we wzmacnianym gruncie tworzy się krater (rys.1.7a). Następnie krater jest zasypywany materiałem grubo okruchowym po czym poprzez kolejne zrzuty ubijaka formuje się kolumnę. W trakcie kolejnych uderzeń ubijaka oraz zasypów (rys.1.7b) kolumna zwiększa swoje rozmiary. Wzrost jej długości w czasie formowania może być (w specyficznych warunkach) proporcjonalny do zwiększającej się szerokości (Kanty i Sękowski, 2011).



Rys. 1.7 Przebieg procesu formowania kolumny wymiany dynamicznej

Stinnette i inni (1997) sugerują aby formować kolumnę trójetapowo. Pierwszy etap to przegłębianie krateru i kilka zrzutów z małej wysokości, drugi to zrzuty z maksymalną konieczną energią, natomiast etap końcowy to dobijanie głowicy (zagęszczenie jej). Takie postępowanie prowadzi do optymalnej efektywności procesu wykonania wzmocnienia, inny

dobór energii skutkuje zmianami w kształcie kolumn (Kanty i Kwiecień, 2011). Nie przestrzeganie tej zasady może prowadzić np. do „zgubienia" ubijaka w bardzo miękkim podłożu lub problemów z wyciągnięciem go po zassaniu w gruncie (Kwiecień i Sękowski, 2012). Głębokość wpędu ubijaka można szacować na bazie oporów stożka sondy CPT metodą opisaną przez Mullinsa i innych (2000).

Nieco odmienne podejście prezentuje Kumar (2001) opisując ustaloną na bazie doświadczeń z konsolidacji dynamicznej metodologię formowania kolumn kamiennych w gruntach piaszczystych. Przewidywała ona, że kolumny będą formowane w czterech etapach. Pierwsze trzy to uderzenia ubijaka z dużej wysokości (w przypadku opisanych badań 21 m) odpowiednio 8, 6 i 6 razy. Po dwóch pierwszych etapach następował zasyp krateru do połowy jego wysokości, po trzecim do poziomu terenu. Etap czwarty to jeden zrzut z małej wysokości (9 m) w celu dogęszczenia powierzchniowego wsypanego kruszywa. Sam autor w dalszej części artykułu przyznaje, że takie podejście skutkuje dużymi wypiętrzeniami i sugeruje zmniejszenie liczby zrzutów do 15. W efekcie dochodzi do formowania kolumny w trzech etapach jak sugeruje Stinnette i inni (1997). Różnica jest widoczna w pierwszym etapie. Stinnette i inni (1997) odnosząc się do gruntów spoistych i organicznych sugerują sukcesywnie zwiększać wysokość zrzutu, Kumar (2001) opisując zachowanie w gruntach piaszczystych dopuszcza stosowanie od razu pełnej wysokości zrzutu. Istotne jest spostrzeżenie o wykonywaniu zasypów nie do pełnej głębokości krateru. W przekonaniu autora niniejszej pracy zasyp do połowy wysokość krateru może skutkować beczkopodobnym kształtem kolumny, natomiast zasyp całościowy uformowaniem kolumny o szerokiej głowicy zwężającej się ku dołowi. W kraju kolumny wykonywane są według tych zasad, potwierdza to m.in. opis Godlewskiego i Saloniego (2006) oraz obserwacje autora.

W Polsce zasypy kraterów następują materiałem grubo okruchowym odpornym na rozkruszanie, najczęściej o średnicy 30-300mm. Może to być: tłuczeń, przepalony łupek, kamień dołowy lub gruz betonowy (Sękowski i Kwiecień, 2010a). Za granicą często formuje się kolumny z piasku (Lo i inni, 1990b), (Stinnette i inni, 1997), (Chen i inni, 2003), (Bates i Marifield, 2010) lub np. z piasku i destruktu betonowego (Hamidi i inni, 2010). Rodzaj kruszywa decyduje o efektywności wzmocnienia (Kwiecień, 2008), a konkretnie zwiększeniu nośności i zmniejszeniu osiadań (Gryczmański, 1995). Formowanie kolumny następuje do momentu widocznego zaniku wpędu ubijaka. W efekcie takiego procesu powstają kolumny (rys.1.7c) o zróżnicowanym kształcie zależnym od warunków gruntowych, obecności platformy roboczej, rodzaju stosowanego kruszywa oraz czynników technologicznych. Ich podstawa może opierać się o warstwę nośną lub kolumna może być zawieszona w gruncie słabym. Kształty kolumn są przedmiotem badań Kwietnia i Sękowskiego (2012). W warunkach polskich osiąga się średnice z zakresu 1,6 - 4,0 m. W literaturze podaje się średnicę maksymalną, minimalną lub też średnicę głowicy kolumny. Zdaniem autora najlepiej operować średnicą głowicy, gdyż jest ona znana praktycznie w każdym przypadku. Pozostałe

dwie mogą być pomierzone dopiero po odkopaniu kolumny. W niniejszej pracy jako miarodajny parametr opisu kolumny uznano średnicę jej głowicy i oznaczono ją jako D_k.

Do formowania kolumn stosuje się specjalnie skonstruowane do tego celu ubijaki o masie i wysokości zrzutu zależnej od wykonawcy robót. Obecnie w Polsce stosuje się ubijaki o kształcie walca (rys.1.8a), ubijaki o ośmiokątnej podstawie (rys.1.8b) oraz beczkopodobne (rys.1.8c). Według informacji wykonawców (stan na 06.2014) masy stosowanych w kraju ubijaków wynoszą odpowiednio: 5 - 20 t, 15 - 30 t oraz 8 - 12 t, natomiast wysokości zrzutu 5 - 25 m, 10 - 30 m oraz 10 - 15 m. Ubijaki są niejako „na stałe" związane z masztem maszyn przez liny bądź też specjalne zblocza umożliwiające ich wypinanie. Podejście pierwsze skutkuje występowaniem oporów wynikających z tarcia liny, a więc utratą energii. Podejście drugie wymusza angażowanie większej liczby osób do obsługi, ponieważ po każdym zrzucie ubijak musi zostać wpięty w zblocze.

a) b) c)

Rys. 1.8 Kształty ubijaków stosowanych obecnie w kraju
[źródło: a) www.keller.com.pl, b) i c) fot. własne].

Mechanizmy wzmocnienia są podobne do występujących w metodzie konsolidacji dynamicznej. Proces formowania kolumny (ubijanie i rozpychanie materiału kolumny na boki) powoduje powstanie nadwyżki ciśnienia wody w porach oraz wyniesienie gruntu (rys.1.9). Ponieważ kolumna pełni rolę drenu nadwyżka rozprasza się i woda migruje do kolumny. Filtracja jest procesem rozłożonym w czasie. Autor zaobserwował efekt drenażu na terenie wzmocnionym metodą wymiany dynamicznej dopiero po około dwóch miesiącach od wykonania kolumn (rys. 1.10). Rolę drenu pełni też często platforma robocza umożliwiająca wjazd ciężkiego sprzętu do formowania kolumna w gruncie słabym. Jest ona często wykonywana z tego samego materiału co kolumny. Jej miąższość jest zależna od warunków gruntowych oraz masy stosowanego sprzętu, może osiągnąć nawet 2 m (Kwiecień i Sękowski, 2012).

Rys. 1.9 Wypiętrzenie gruntu w sąsiedztwie wykonanej kolumny (fot. własna)

Rys. 1.10 Zawilgocenia głowic kolumn wymiany dynamicznej (fot. własna)

Kolumny wymiany dynamicznej są rozmieszczane na wzmacnianym obszarze w sposób równomierny. W przypadku wzmocnienia pod fundamenty, np. stopę słupa w hali przemysłowej, ławę budynku mieszkalnego czy filar obiektu mostowego, ich układ zależy od geometrii fundamentu. Dla przypadku wzmocnień pod obiekty rozległe w planie, jak np. nasyp drogowy, zasadniczo stosuje się trzy typy rozstawów kolumn: kwadratowy, trójkątny i sześcioboczny (Kwiecień i Sękowski, 2012). Konkretne odległości między poszczególnymi kolumnami wynikają z obliczeń projektowych.

Aby zapobiec sytuacji, w której po obciążeniu układ „kolumny - grunt słaby” ten drugi ulega osiadaniom większym niż kolumny stosuje się jego zwieńczenie w postaci geomateraca z materiałów geosyntetycznych. Przykład formowania geomateraca z georusztu i kruszywa pokazano na rys. 1.11. Teoretyczne rozważania o pracy geomateraca na kolumnach

kamiennych przedstawił w serii swoich artykułów Deb (Deb i inni, 2008; Deb, 2010; Deb i Mahapatra, 2012). Stworzył on model matematyczny pracy układu „grunt słaby - kolumny kamienne - materac geosyntetyczny - nasyp". Model ten uwzględnia nieliniowe zachowanie się gruntu, wpływ konsolidacji, wpływ powstającego w nasypie przesklepienia, wpływ liczby warstw geomateraca (od jednej do trzech) oraz sztywności elementów układu na rozkład naprężeń i deformacje całości.

Rys. 1.11 Układanie geomateraca z georusztu i kruszywa na kolumnach DR (fot. własna)

Dobór materiałów geosytetycznych, kruszywa oraz wynikający z tego mechanizm pracy takiego materaca stanowi odrębny, temat do dyskusji, z tego też względu nie będzie on w niniejszej pracy rozwijany.

Technologia wymiany dynamicznej jest uznawana za bardzo szybką, skuteczną oraz konkurencyjną cenowo względem innych metod geoinżynieryjnych. Jednakże nie jest pozbawiona wad wymienionych poniżej.

Pierwszą z nich jest uciążliwość drgań generowanych podczas formowania kolumn. Problem ten jest rozwiązywany poprzez pomiar drgań in situ w każdej sytuacji kiedy tylko jest możliwy negatywny ich wpływ na sąsiadujące obiekty. Na bazie wyników takiego pomiaru dostosowuje się wysokość zrzutu ubijaka oraz bezpieczną odległość pracy od zagrożonego obiektu. Wpływ drgań można ograniczyć stosując pusty lub wypełniony styropianem wykop. Zalecenia światowe przeniesione do polski przez Gryczmańskiego (2001) mówią o bezpiecznej odległości starych budynków od punktu wykonywania kolumny wynoszącej 40 m. Dla obiektów nowych w dobrym stanie technicznym odległość ta wynosi 30 m. Zalecenia te są jednak bardzo asekuracyjne gdyż w rzeczywistości po wykonaniu pomiaru kontrolnego drgań można stosować metodę wymiany dynamicznej w dużo

mniejszych odległościach od obiektów (Gryczmański i inni, 2005). Kłosiński i inni (1979) zalecają zachowanie odległości do 30 i do 50 m w zależności od stanu technicznego budynku. Jednocześnie informują że kontrolując drgania generowane przez ubijanie możliwe jest jego wykonywanie w odległości 5 m od obiektów mostowych oraz 15 m od budynków żelbetowych. Autor niniejszej pracy był świadkiem wykonywania kolumn 5 m od skarpy użytkowanej autostrady, kilka metrów od budowanego przyczółka mostowego oraz kilka metrów obok istniejącego obiektu mostowego.

Wadą jest też wymagana dostępność terenu do wjazdu dużej maszyny do formowania kolumn. Ogranicza to stosowania np. w rejonie linii wysokiego napięcia gdzie maszyny mające kilkudziesięciometrowe maszty nie mogą pracować ze względów bezpieczeństwa.

Do listy wad należy również zaliczyć ograniczenie głębokości stosowania do ok. 6 m miąższości gruntów słabych. Wykonanie dłuższych kolumn nie jest możliwe przy stosowanych energiach uderzenia. Problem ten rozwiązuje się łącząc technologię wymiany dynamicznej z innymi, jak np. dreny prefabrykowane czy kolumny wibrowymiany.

Najczęściej wadą z perspektywy projektantów jest brak algorytmów projektowych uwzględniających specyfikę wykonywania kolumn kamiennych. Stosowane do wymiarowania kolumn wbijanych algorytmy zostały opracowane dla kolumn wibrowymiany przez co nie uwzględniają różnic: w kształcie kolumn, wzmocnienia przez udar gruntu w sąsiedztwie kolumn, przyspieszonej konsolidacji czy nośności samych kolumn, która wydaje się być w rzeczywistości dużo większa niż obliczeniowa (Kwiecień, 2008).

Dużo szczegółowych informacji dotyczących technologii kolumn DR wykonywanych aktualnie w Polsce znaleźć można w pracach Kwietnia i Sękowskiego (Kwiecień, 2008 oraz Kwiecień i Sękowski, 2012). Przykłady realizacji przedstawiają na stronach internetowych oraz broszurach informacyjnych wykonawcy (Keller Polska Sp. z o.o., Menard Polska Sp. z o.o., oraz Polbud-Pomorze Sp. z o.o.).

Pomimo tego że metoda wymiany dynamicznej jest często stosowana na świecie (głównie we Francji, USA, Australii i Polsce) nie doczekała się ona tak wielu publikacji opisujących jej aspekty badawcze jak konsolidacja dynamiczna czy wibrowymiana. Szereg tych prac stanowi typowe studium przypadku. Często występują opisy łączenia technologii wymiany dynamicznej z innymi.

Wong (2004b) oraz Wong i Lacazedieu (2004) opisują przykład zastosowania kolumn kamiennych w gruncie bardzo słabym o miąższości do 9 m. Kolumny o średnicy 2,5 m były wykonywane w rozstawie 5,5 m z platformy roboczej o miąższości 1,7 m. Ponieważ kolumny nie wzmocniły całej miąższości gruntu słabego dodatkowo zastosowano przeciążenie oraz dreny prefabrykowane. Osiadania konsolidacyjne wyniosły w zależności od badanego punktu od 0,8 do 1,0 m przy przewidywanych osiadaniach o wartości 0,8 m. Autorzy wskazują na korzystny wpływ technologii formowania kolumn na spadek zagrożenia związanego z wystąpieniem konsolidacji wtórnej oraz na efekt przekonsolidowania gruntów. Osiągnięte po wykonaniu kolumn wartości OCR (2,1 - 3,4) były znacznie wyższe od wartości

prognozowanych na bazie wcześniejszych badań (OCR=0,3). Zdaniem autorów jest to efekt dynamicznego procesu formowania kolumn przy udziale dużej energii.

Hamidi i inni (2010) opisują wykonanie kolumn DR pod budowany hotel Marriott w Abu Dhabi. Metoda wymiany dynamicznej zastosowana była z dwoma technikami wspomagającymi, a mianowicie wstępnym podkopaniem w miejscu wykonywania kolumn oraz przeciążeniem nasypem. Pierwszy zabieg miał na celu przyspieszenie procesu dyssypacji ciśnienia wody w porach gruntu, drugi przyspieszenie realizacji osiadań podłoża. Kolumny kamienne wykonano za pomocą ubijaków o masie 12 i 14 t, zrzucanych z wysokości 5 - 15 m. Wzmacnianym gruntem był pył piaszczysty. Badania kontrolne wykonane presjometrem wykazały w sąsiedztwie wbijanych kolumn nieznaczne wzrosty parametrów badania (ciśnienia granicznego i modułu presjometrycznego Menarda) oraz spadki tych wielkości na poziomie podstawy kolumn. Jednakże, jak podkreślają autorzy, nie zmiany w sąsiedztwie wbijanych kolumn decydują o efekcie wzmocnienia, lecz obecność w podłożu nośnych i drenujących kolumn. W opisanym przypadku konsolidacja podłoża przebiegła bardzo szybko: po 50 dniach zrealizowało się 90% osiadań, po 90 dniach 99%. Bardzo podobne wyniki badań efektywności wzmocnienia uzyskali Hamidi i inni (2011b) realizując odrębną inwestycję na terenie Abu Dhabi. Badania w sąsiedztwie kolumn wykazały nieznaczne wzrosty parametrów badania oraz spadki tych wielkości na poziomie ich podstawy. Badania wykonane przez kolumny również wykazały spadki badanych wielkości pod ich podstawą.

Spośród publikacji krajowych wspomnieć należy o pracy Horodeckiego (2013). Celem badań była ocena wzmocnienia podłoża kolumnami kamiennymi na bazie próbnych obciążeń oraz wyników osiadań zbudowanych na kolumnach nasypów. W wyniku przeprowadzonych analiz wstecznych autor otrzymał średnie wartości pierwotnych modułów edometrycznych słabego podłoża między kolumnami: wyznaczone z próbnego obciążenia (M_o=4,6 MPa) oraz z pomiarów osiadań (M_o=4,1 - 4,2 MPa). Wielkości określone dwoma metodami różniły się nieznacznie. Fakt, że moduł określony z pomiaru osiadań jest mniejszy od modułu z próbnego obciążenia autor tłumaczy wpływem rozporu bocznego kolumny w trakcie obciążenia.

W kraju powstały dwie szczególnie istotne prace natury ogólnej dotyczącej wymiany dynamicznej realizowanej w Polsce. Są to artykuły Saloniego (2005) i Sękowskiego i Kwietnia (2010a). Dotyczą one aspektów technologicznych, uzyskanych efektów wzmocnienia oraz problemu projektowania kolumn DR. W pozycjach tych zawarto podstawowe, najistotniejsze informacje dotyczące metody. Aspekty naukowe badań kolumn DR szeroko opisano w pracach Kwietnia (2008) oraz Kwietnia i Sękowskiego (2012). Zawarto w nich informacje o badaniach laboratoryjnych, polowych, metodach projektowych kolumna DR oraz zaproponowano model obliczeniowy układu „kolumna - grunt słaby". W pracach tych opisano i sklasyfikowano uzyskiwane w realiach polskich kształty kolumn kamiennych formowanych metodą wymiany dynamicznej. Są to bezwzględnie najobszerniejsze źródła informacji na temat metody wymiany dynamicznej wydane w kraju.

Wpływem wymiany dynamicznej na zmianę parametrów gruntu otaczającego kolumnę oraz całego układu „kolumna - grunt słaby" zajmowali się: Lo i inni (1990a, 1990b), Dumas i inni (1993), Guanarante i inni (1997), Stinnette i inni (1997), Han (1998), Thilakasiri i inni (2001), Godlewski i Saloni (2006), Godlewski (2007), Kwiecień (2008), Yee i Chua (2009), Bates i Marifield (2010) oraz Hamidi i inni (2012b). Dokładny opis wyników badań tych autorów i wnioski z nich wyciągnięte przedstawiono w rozdziale 3.

Dużo uboższy jest dorobek naukowców dotyczący badań laboratoryjnych kolumn wymiany dynamicznej. Pierwszy opis badań laboratoryjnych kolumn DR można znaleźć w pracy Lo i innych (1990b). Celem badań było określenie stopnia wzmocnienia torfu w zależności od zawartości inkluzji z piasku. Próbki torfu o nie naruszonej strukturze zostały pobrane w terenie, następnie przycinano je do średnicy równej 150 mm i wysokości 600 mm. Do formowania kolumn stosowano ubijaki o różnych masach (do 100 kg) zrzucane z wysokości do 2 m. Po każdym zrzucie ubijak był obracany do $22{,}5^{o}$ i dokonywano kolejnego zrzutu. Jako materiału kolumn użyto piasku. W ten sposób uzyskano wzmocniony układ, który następnie badano w konsolidometrze. Tło do badań stanowiła jedna próbka gdzie po zrzutach ubijaka nie dokonywano zasypu kraterów oraz trzy próbki nie poddawane udarom. We wnioskach stwierdzono, że ubijanie ma znikomy wpływ na gęstość właściwą, wilgotność oraz wskaźnik ściśliwości gruntu słabego. Natomiast zmniejsza ono o około 1/3 wartość współczynnika ściśliwości wtórnej (który decyduje o pełzaniu). Uzyskane wyniki badań były zbieżne z rezultatami testów wykonanych in situ.

Kolejne badania modelowe kolumn wymiany dynamicznej zostały wykonane przez Mullinsa i innych (2000). Ich celem ogólnym była weryfikacja zaproponowanej przez autorów metody predykcji penetracji ubijaka konsolidacji dynamicznej lub wymiany dynamicznej. Metoda ta została stworzona na bazie rozważań teoretycznych. Celami szczegółowymi badań było określenie wpływu ciężaru ubijaka, wysokości zrzutu, liczby zrzutów oraz wytrzymałości gruntu na głębokość penetracji ubijaka w słabe podłoże. Testy wykonano w skrzyni o kwadratowym rzucie (bok 2,44 m) oraz wysokości 1,22 m. Umieszczono w niej 1 m gruntu o zawartości części organicznych 50 - 90%. Materiał układano warstwami 15 cm i zagęszczano za pomocą specjalnie przygotowanej zagęszczarki. Zrzut ubijaka umożliwiało wykonanie ramy o wysokości ponad 3 m. Jej konstrukcja była ruchoma, tak że możliwy był zrzut ubijaka w każdy punkt skrzyni badawczej. W celu określenia parametrów początkowych materiału wykonano sondowania statyczne w 24 miejscach. Zrzuty wykonywano czterema ubijakami, każdy o masie 17,8 kg o kwadratowym polu podstawy wynoszącym od 58 do 232 cm^2. Każdy z ubijaków był zrzucany z pięciu wysokości wynoszących od 0,9 do 2,1 m. Wykonywano pomiar zagłębienia ubijaków. Badanie wykonano dwukrotnie, raz z imitacją platformy roboczej w postaci warstwy z piasku raz bez niej. W badaniach uzyskano liniową zależność między polem pod wykresem oporu stożka sondy CPT, a energią uderzenia oraz dobrą zbieżność uzyskanych wyników z wynikami przewidywanymi. Podobne rezultaty otrzymano podczas badań polowych.

Badania kształtu kolumn, ich nośności oraz efektywności wzmocnienia wyrażonej zmianą oporów stożka sondy wciskanej i oporami ścinania sondą obrotową wykonali Kwiecień (2006a, 2006b, 2008) oraz Kwiecień i Sękowski (2008). Aspektu kształtu kolumn DR oraz deformacji jej sąsiedztwa dotyczą badania laboratoryjne, wykonane wcześniej przez autora (Kanty, 2010, 2011a; Kanty i Kwiecień, 2011; Kanty i Sękowski, 2011). Badania modelowe dotyczące problemu konsolidacji układu „wbijana kolumna kamienna - słaby grunt" wykonali Sękowski i Grzesik (2008, 2009), Kanty i Sękowski (2013) oraz Kanty (2014). Ze względu na fakt, że tematem tych prac był wpływ kolumn metody wymiany dynamicznej na ich otoczenie, będą szerzej przybliżone w rozdziale 3.

Podsumowując przegląd wybranych pozycji literatury należy zaznaczyć, że przedstawione wyniki badań kolumn DR wskazują na istnienie następujących zjawisk: znaczące przyspieszenie czasu konsolidacji pierwotnej oraz zmniejszenie osiadań związanych z konsolidacja wtórną w porównaniu z osiadaniami podłoża niewzmocnionego. Obserwowano też efekt przekonsolidowania gruntu w wyniku formowania kolumny oraz zniszczenie struktury gruntu (spadki parametrów sondowań) pod podstawami kolumn.

Analizując przegląd wybranych pozycji literatury w kontekście podobieństw wymiany dynamicznej (DR) do konsolidacji dynamicznej (DC) i kolumn formowanych metodą wibrowymiany (VR) można pokusić się o pokazanie analogii w metodach. Zestawienie takie, zdaniem autora, ułatwia określenie potencjalnych badań i ich zakresu, umożliwiających poznanie specyfiki wymiany dynamicznej. Nie każdy bowiem problem badawczy występujący w metodzie wymianie dynamicznej, doczekał się rozwiązania. Przy braku takiego pozostaje posiłkować się rozwiązaniami wykorzystywanymi w metodzie konsolidacji dynamicznej lub wibrowymiany, co zresztą w praktyce inżynierskiej ma miejsce. Należy zauważyć, że:

- wypiętrzenia i deformacje poziome gruntu, w sąsiedztwie kolumn formowanych z zastosowaniem technologii wymiany dynamicznej, są podobne do obserwowanych przy wykorzystaniu technologii DC (deformacje te są efektem zrzutów ubijaka z określonej wysokości. Masy ubijaków i wysokości zrzutów są podobne w obu technologiach, stąd szacuje się że efekt wypiętrzenia i deformacji poziomych gruntu powinien być podobny),
- podobieństwo metody wymiany dynamicznej i metody konsolidacji dynamicznej ma miejsce w kontekście generowanych drgań powstałych po zrzucie ubijaków (uważa się że zasięg drgań generowanych przez formowanie kolumn DR jest co prawda mniejszy niż w przypadku technologii DC, lecz wynika to nie z różnic technologicznych lecz z tego, że kolumny wymiany dynamicznej są wykonywane w gruntach spoistych dobrze tłumiących drgania, natomiast konsolidacja dynamiczna stosowana jest raczej w gruntach piaszczystych, w których efekt tłumienie nie jest tak znaczny zwłaszcza poniżej zwierciadła wody gruntowej),
- kolejne podobieństwo technologii DR i DC ujawnia się w zmianach parametrów wytrzymałościowych, odkształceniowych i filtracyjnych opisujących wzmacniane otoczenie

gruntowe (analogia zmian wynika z dostarczenia do układu podobnej energii poprzez zrzuty ubijaka. Można przypuszczać że w przypadku kolumn formowanych metodą wymiany dynamicznej w następstwie zrzutu ubijaka następuje zniszczenie struktury gruntu, dyssypacja ciśnienia wody w porach i odbudowa struktury w czasie),

- zjawisko konsolidacji układu „kolumna DR - grunt słaby" bliższe jest zmianom zachodzącym w układzie „kolumna VR - grunt słaby", niż w przypadku konsolidacji dynamicznej (wynika to z faktu, że w technologiach DR i VR obecne są kolumny pracujące jako dreny przyspieszające konsolidację podłoża),

- obecność kolumny w technologiach DR i VR skutkuje innym rozkładem obciążeń niż ma to miejsce w przypadku konsolidacji dynamicznej (wydaje się, że tam gdzie są obecne inkluzje z kruszywa następuje koncentracja naprężeń, przez co grunt słaby między nimi jest mniej obciążony. Skutkuje to tym, że w przypadku kolumn DR i VR mówi się o ich nośności i osiadaniach, natomiast w przypadku konsolidacji dynamicznej tylko o osiadaniach).

Podobne analogie do kolumn wymiany dynamicznej obserwuje się w dwóch mniej rozpowszechnionych technologiach: kolumnach formowanych metodą pobijania (Kuzora, 2007) oraz kolumnach Geopier (White i inni, 2003).

1.4. Cel, zakres i układ pracy

Celem pracy jest przeanalizowanie wpływu technologii wymiany dynamicznej na otoczenie gruntowe. Podstawą analizy są wyniki badań polowych i badań laboratoryjnych. O zakresie badań przesądza rozpoznanie literaturowe różnych aspektów wspomnianego wpływu. W kontekście podsumowania przedstawionego w punkcie 1.3 pracy do analizy wybrano dwa słabo rozpoznane aspekty wpływu wymiany dynamicznej na otoczenie gruntowe. Są nimi deformacje oraz zmiany parametrów geotechnicznych w sąsiedztwie wbijanej kolumny kamiennej. Dodatkowo też, ze względu na wpływ na badane wielkości deformacji i zmiany parametrów otoczenia gruntowego, analizowano kształt wykonanych kolumn oraz proces ich formowania.

Pracę podzielono na pięć rozdziałów.

W rozdziale pierwszym przedstawiono, na podstawie dostępnej literatury, metodę wymiany dynamicznej oraz technologie z których się ona wywodzi, tj. konsolidację dynamiczną oraz kolumny formowane metodą wibrowymiany.

Rozdział drugi traktuje o projektowaniu wzmocnienia podłoża kolumnami wymiany dynamicznej. Przytoczono w nim metody wymiarowania kolumn uwzględniające warunki nośności, osiadań i konsolidacji. W rozdziale tym przytoczono również przykłady wybranych analiz numerycznych dotyczących omawianych problemów.

Kolejne dwa rozdziały dotyczą zrealizowanych przez autora badań laboratoryjnych (rozdział 3) i polowych (rozdział 4).

W ramach badań laboratoryjnych (rozdział 3) określano: zmiany oporów sondy wciskanej, wilgotności, przemieszczenia poziome i wypiętrzenia gruntu oraz kształt kolumny.

W ramach badań polowych (rozdział 4) określano: zmiany parametrów mechanicznych (na bazie sondowań CPTU oraz DMT), wypiętrzenia oraz przemieszczenia poziome gruntu i kształt kolumny.

Z wyjątkiem kształtu pozostałe aspekty były badane w różnym czasie od momentu uformowania kolumn oraz w różnych od nich odległościach.

Rozdział piąty stanowi podsumowanie przedstawionych badań i zawiera wnioski końcowe oraz perspektywy dalszych zamierzeń autora.

Na końcu pracy zamieszczono wykaz wykorzystanej literatury.

2. WYMIAROWANIE KOLUMN KAMIENNYCH

2.1. Podstawy wymiarowania

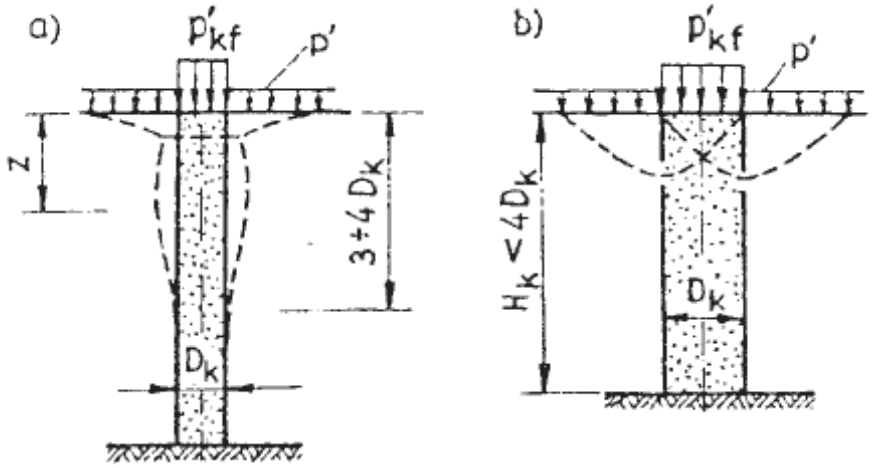
W literaturze można znaleźć wiele propozycji wymiarowania kolumn kamiennych (ang. stone columns). Przy niektórych propozycjach podano wprost, że dotyczą one kolumn wibrowymiany. W niektórych rozwiązaniach nie podano dla jakiej technologii formowania kolumn opracowano metodę projektową, jednakże najczęściej założenie cylindrycznego kształtu kolumny wskazuje na wibrowymianę. Brak jest propozycji odnoszącej się stricte, przez uwzględnienie jej specyfiki, do kolumn wymiany dynamicznej.

Podczas projektowania kolumn kamiennych, tak jak w przypadku większości obliczanych dziś konstrukcji, rozważa się stan graniczny nośności (SGN) oraz użytkowalności (SGU) (Gryczmański, 1993). Spełnienie stanu granicznego użytkowania oznacza, że osiadania oraz odkształcenia kątowe nie będą powodować problemów w użytkowaniu konstrukcji posadowionej na kolumnach. Zdaniem autora podczas szacowania osiadań podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi zawsze powinno się określać nie tylko ich wartość, ale również zmienność w czasie (konsolidację). Stan graniczny nośności określa dopuszczalne obciążenie, nie powodujące utraty stateczności układu „kolumna - grunt słaby".

Obecnie stosowane metody obliczania nośności i osiadań kolumn kamiennych opisano m.in. w pracach Gryczmańskiego (1993), Kwietnia (2008) oraz Kwietnia i Sękowskiego (2012). Poniżej opisano je w sposób skrótowy. Przedstawiono również metody obliczania konsolidacji podłoża wzmocnionego kolumnami DR oraz przytoczono wybrane prace traktujące o modelowaniu numerycznym kolumn.

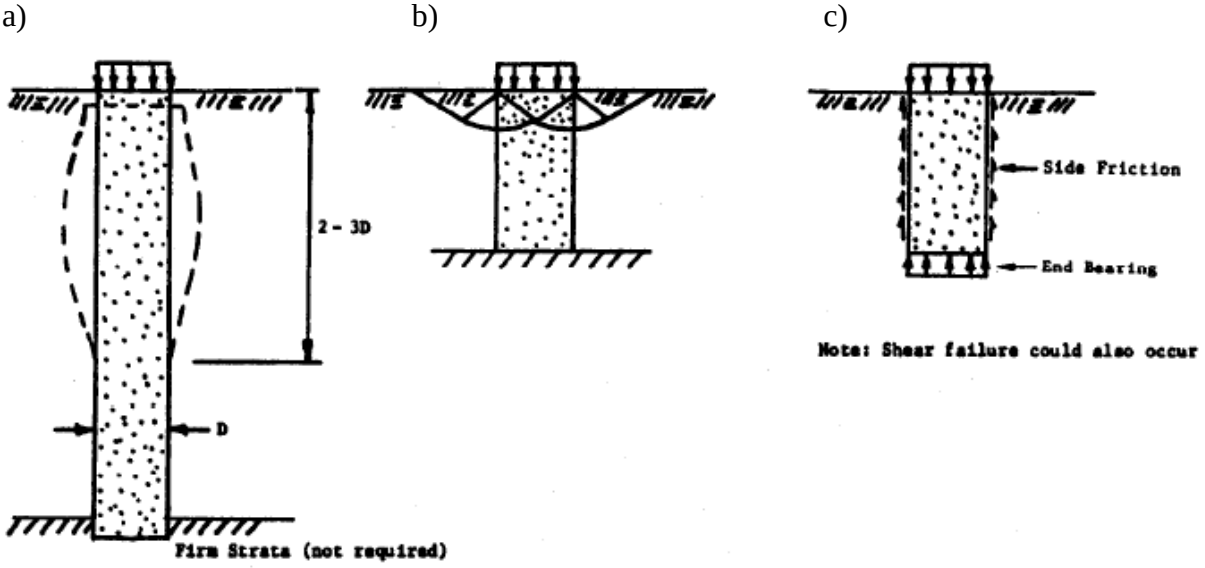
2.1.1. Szacowanie nośności

Predykcja nośności zależy od przyjętego mechanizmu utraty stateczności kolumny. Zależy on od smukłości kolumny oraz od tego, czy jej podstawa jest oparta o warstwę nośną. W zależności od smukłości kolumny rozróżnia się kolumny smukłe oraz krępe. W Polsce za sprawą Gryczmańskiego (1993) przyjęło się stosowanie kryterium granicznego zaproponowane przez Datye (1982) wynoszącego $L_k/D_k=4$. Jeżeli długość kolumny L_k (oryginalnie oznaczana jako H_k) jest większa lub równa jej czterem średnicom D_k mówimy o kolumnach smukłych, w przeciwnym razie kolumny określamy jako krępe. Uznaje się, że kolumny smukłe tracą nośność przez spęcznienie, natomiast kolumny krępe przez osiągnięcie stanu granicznego w rejonie głowicy (rys.2.1). Należy zauważyć, że takie kryterium odnosi się tylko do pojedynczej kolumny opartej na stropie warstwy nośnej uformowanej w jednorodnej warstwie gruntu słabego. Podstawę podanej powyżej klasyfikacji stanowią badania laboratoryjne Hughesa i Withersa (1974) oraz oględziny odkopanych przez Datye (1982) kolumn (Gryczmański, 1993).



Rys. 2.1 Mechanizm utraty stateczności układu kolumna - grunt (Gryczmański, 1993 za Datye, 1982), a) spęcznienie kolumny smukłej, b) stan graniczny w otoczeniu głowicy kolumny krępej

Nieznacznie inne podejście zawarte jest w raporcie wykonanym na zlecenie Amerykańskiego Departamentu Transportu przez Barksdala i Bachusa (1983). Raport ten dotyczy projektowania i wykonawstwa kolumn kamiennych. Autorzy zalecają przyjmowanie wartości $3D_k$ jako granicy między kolumnami smukłymi i krępymi. Prezentowane przez nich mechanizmy utraty stateczności dla kolumn opartych o warstwę nośną są podobne do prezentowanych przez Datye (1982). Dla kolumny smukłej jest to spęcznienie (rys.2.2a), dla kolumny krępej osiągnięcie stanu granicznego w obrębie głowicy (rys.2.2b). Opis zawarty w raporcie obejmuje też kolumny zawieszone , w przypadku kolumn smukłych mechanizm ich utraty stateczności to pęcznienie (rys.2.2a), a w przypadku kolumny krępej przebicie podstawą warstwy pod nią leżącej (rys.2.2c).

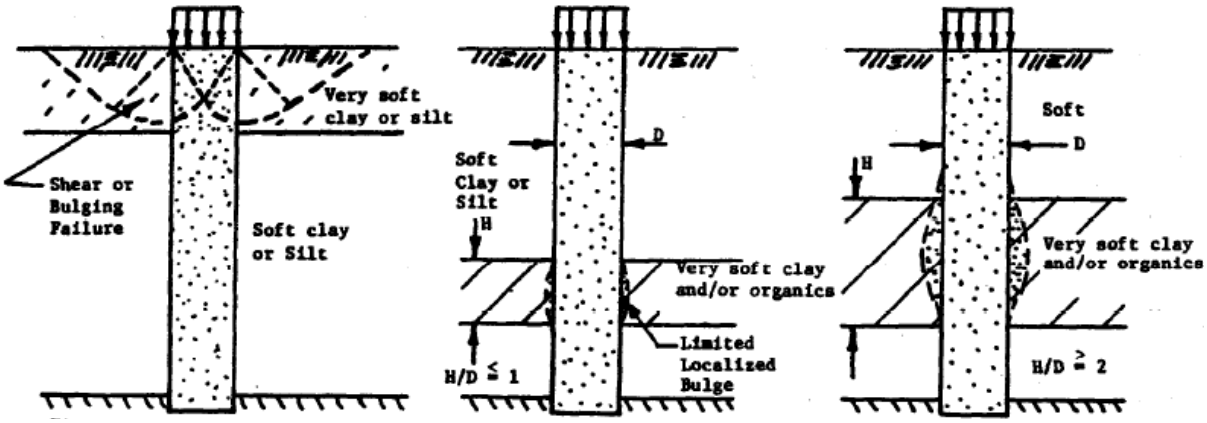


Rys. 2.2 Mechanizmy utraty stateczności pojedynczej kolumny w słabym gruncie jednorodnym: a) kolumny smukłej, b) kolumny krępej opartej na warstwie nośnej, c) kolumny krępej zawieszonej (Barksdale i Bachus, 1983)

Granica między kolumnami smukłymi oraz krępymi nie jest jasno określona. Oprócz podejść opisanych powyżej gdzie wynosi ona $L_k/D_k=4$ oraz $L_k/D_k=3$ powstało szereg innych koncepcji. Mitra i Chattopadhyay (1999) oraz Samadhiya i inni (2008) sugerują wartość $L_k/D_k=4,5$, natomiast McKelvey i inni (2004) oraz Black i inny (2007) wskazują na wartości $L_k/D_k>6,0$.

Na schemat zniszczenia może mieć wpływ rozdział obciążeń na kolumnę oraz sąsiadujący z nią grunt. Dowodem na to mogą być wyniki badań Deba i innych (2011). Badał on w warunkach laboratoryjnych m.in. głębokość maksymalnego pęcznienia pojedynczej (smukłej) kolumny kamiennej opartej na sztywnym podłożu. Badanie było przeprowadzone w trzech wariantach: bez zwieńczenia, ze zwieńczeniem z piasku, ze zwieńczeniem z piasku zbrojonego geosiatką. Pęcznienie następowało odpowiednio 1,2, 2,2 i 2,9D_k od góry układu. Co więcej wpływ zwieńczenia odbił się również na maksymalnych średnicach kolumn po spęcznieniu, wyniosły one odpowiednio: 1,24, 1,21 i 1,16D_k. Badane kolumny były smukłe.

Kolejną modyfikację mechanizmu zniszczenia należy wykonać rozważając grunt uwarstwiony. Barksdale i Bachus (1983) zwracają uwagę na to, że w podłożu uwarstwionym lokalne spęcznienie może wystąpić w warstwie najsłabszej niezależnie od jej usytuowania względem kolumny. Pokazano to na rys. 2.3.



Rys. 2.3 Schematy zniszczenia kolumn kamiennych w układach niejednorodnych (Barksdale i Bachus, 1983)

Mechanizm zniszczenia jest również zależny od tego czy kolumna pracuje jako pojedyncza, w małej grupie (np. pod stopą słupa) czy w dużej grupie (pod nasypem drogowym). Wielkość grupy wpływa na naprężenia przekazywane na kolumnę, w dużej grupie kolumny środkowe podlegają tylko wpływom pionowym (naprężeniu normalnemu), kolumny skrajne będą dodatkowo ścinane. Różnicę w deformacji kolumny skrajnej i środkowej grupy 16 kolumn pokazują Killeen i McCabe (2010).

Przytoczone mechanizmy zniszczenia bazują na wykonanych badaniach lub rozważaniach teoretycznych. Ich słuszność została wykazana przez autorów. Mnogość zależności

mechanizmu zniszczenia kolumny od różnych wymienionych powyżej czynników dowodzi złożoności problemu. Zdaniem autora najbardziej uniwersalnym sposobem określenia mechanizmu zniszczenia kolumny kamiennej jest obecnie stosowanie metod numerycznych (np. MES).

Do znanych autorowi metod szacowania nośności kolumn kamiennych należą propozycje: Greenwooda (1970), Vesica (1972), Hughesa i Withersa (1974), Wonga (1975), Thornburna (1975), Madhava i Vitkara (1978), Braunsa (1978), Datye (1982) oraz Szypcia (2000). Wszystkie wymienione metody dotyczą kolumn o cylindrycznym kształcie - domyślnie kolumn wibrowymiany. Nie jest znana autorowi metoda szacowania nośności uwzględniająca specyfikę metody wymiany dynamicznej.

Dobrą zgodność formuł Hughesa i Withersa (1974) z wynikami badań laboratoryjnych wykazał Florkiewicz i inni (2001). Podobnie badania polowe opisane przez Hughesa i innych (1975) potwierdzają zgodność metody szacowania nośności z obserwacjami in situ jeżeli znana jest dokładna średnica kolumny. Na etapie projektowania zazwyczaj niemożliwa jest ocena rzeczywistej średnicy kolumny formowanej metodą wibrowymiany czy kolumny DR. W przypadku tej pierwszej za średnicę kolumny uznaje się średnicę wibratora pomijając rozpychanie otworu w czasie formowania kolumny. Jeszcze trudniejsza jest predykcja średnicy kolumny DR. W przypadku niedoszacowanie średnicy wyniki obliczeń nośności i próbnych obciążeń przestają być zbieżne. Wnioski te dają do myślenia w kontekście używania tej metodologii wymiarowania do kolumn wymiany dynamicznej. Kolumny DR charakteryzują się zmienną średnicą na swojej długości. Prawidłowy dobór tej średnicy może okazać się kluczowy dla realistycznej predykcji nośności.

Najprostszą metodą uwzględniającą efekt instalacji kolumn w gruncie słabym jest propozycja Priebego (1995). Sugeruje on zwiększenie współczynnika parcia spoczynkowego gruntu słabego do wartości równej jedności.

2.1.2. Szacowanie osiadań

Do znanych autorowi metod obliczania osiadań podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi należą propozycje: Greenwooda (1975, 1990), Priebego (1976), Aboshiego i innych (1979), Goughnoura i Bayuka (1979), Balaama i Bookera (1979,1981,1983,1985), Barksdale'a (1981), Ghionny i Jamiołkowskiego (1981), Schweigera i innych (1984), Schweigera i Pande (1986), Van Impego i Madhava (1992), Alamgira i inni (1996), Van Impego (2001), Pulka i Majesa (2005, 2006).

Metody obliczania osiadań można podzielić na trzy grupy:

- metody bazujące na koncepcji komórki jednostkowej (w jej skład wchodzi kolumna oraz otaczający ją grunt),
- metody wywodzące się z teorii homogenizacji (uśredniania parametrów gruntu słabego i kolumny),
- metody zakładające płaski stan odkształcenia układu kolumny - grunt.

Najczęściej stosuje się metody szacowanie osiadań oparte na koncepcji komórki jednostkowej. Wykazują one zbieżność w edometrycznych warunkach pracy układu „kolumna - grunt słaby", ma to miejsce np. pod rozległym i wysokim nasypem drogowym, płytą lub skrzynią fundamentową. W przypadku zastosowania kolumn np. pod ławę fundamentową wykorzystanie tych metod wymaga szczególnej ostrożności (Gryczmański i .Seifert, 1992).

2.1.3. Szacowanie konsolidacji

Szacowanie konsolidacji podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi w polskiej praktyce inżynierskiej jest bardzo rzadkie. Aspekt ten pomija się w obliczeniach, najczęściej jedynie wtrącając w części opisowej projektu zdanie mówiące o kolumnach pełniących rolę drenu. Zdaniem autora obliczenia konsolidacji powinny być każdorazowo analizowane w projektach wzmocnienia kolumnami DR. Istniejące metody szacowania czasu konsolidacji nie uwzględniają specyfiki wymiany dynamicznej, np. kształtu kolumny czy zmian współczynnika filtracji w efekcie ubijania.

Do znanych z autorowi metod obliczeń konsolidacji pierwotnej podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi o stałej średnicy należą propozycje: Barrona (1948), Goughnoura i Bayuka (1979), Balaama i Bookera (1981), Hana i Ye (2001), Gaszyńskiej-Freiwald i Gaszyńskiego (2002), Castro i Segasety (2008), Wanga (2009) oraz Lu i innych (2011).

2.2. Analizy numeryczne

Analizy numeryczne dotyczące kolumn wymiany dynamicznej przedstawione w literaturze można podzielić na dwie grupy: modele tworzone z myślą o odzwierciedleniu procesu formowania kolumny DR oraz modele inżynierskie służące do projektowania.

Do grupy pierwszej można zaliczyć próbę wykorzystania metody elementów skończonych oraz modelu typu CAP opisaną przez autora (Kanty, 2011b). Przedstawione wyniki wskazują że odzwierciedlenie jednego zrzutu ubijaka jest możliwe do wykonania stosowanymi metodami, natomiast do zamodelowania pełnego procesu konieczne jest zastosowanie bardziej wyszukanych metod. Problem stanowią duże odkształcenia siatki elementów skończonych. Sposób odzwierciedlenia procesu formowania kolumny metodą elementów skończonych i modelem Cam-Clay prezentują Thilakasiri i inni (2001). Podstawą sukcesu opisanej próby było zastosowanie re-meshingu siatki po każdym zrzucie ubijaka. Autorzy stworzyli algorytm który pozwalał na eksportowanie geometrii modelu po zrzucie ubijaka wraz ze wszystkimi wynikami do modelu odzwierciedlającego dalsze ubijanie. Po zaimportowaniu i zmianie siatki w obszarach jej silnej deformacji model był ponownie przeliczany (odzwierciedlano kolejny zrzut). Inny sposób symulacji formowania wbijanej kolumny kamiennej zaprezentowali Zheng i inni (2013). Grunt słaby w postaci continuum odzwierciedlili oni modelem Druckera-Pragera, natomiast materiał kolumny zdefiniował jako

okrągłe cząstki z materiału sprężystego wykazujące między sobą tarcie. Bardziej zaawansowane podejście prezentuje Danilewicz (2012). Stosuje on hybrydową metodę (SPH+FEM) stanowiącą bezsiatkowe rozwinięcie metody elementów skończonych. Przedstawiona przez niego analiza jest wykonana na bazie czysto teoretycznego przykładu (nie odnosi się do wyników badań), służy prezentacji samej techniki. W analizach stosowany jest model materiałowy „MAT_005" zaimplementowany w używanym programie LS_DYNA. Metodę bezsiatkową w symulacji procesu formowania kolumny stosują także Sołowski i inni (2013). Na bazie metody punktów materialnych odzwierciedlają oni proces wykonywania kolumny w warunkach laboratoryjnych. Stosują model Coulomba - Mohra do opisu materiału kolumny oraz zmodyfikowany model Barcelona do opisu gruntu wzmacnianego. Według opinii autora zacytowane podejścia dają możliwość odzwierciedlenia wielu zjawisk towarzyszących formowaniu kolumny wbijanej. Wymagają jednak dalszych testów i kalibracji. W przyszłości z pewnością będą powszechniej stosowane, być może nawet w projektowaniu kolumn kamiennych.

W drugiej grupie, prezentującej obecnie stosowane podejścia projektowe, praktycznie wszystkie opisane w literaturze przypadki pokazują kolumny o cylindrycznych kształtach. Autor nie spotkał pracy opisującej podejście odzwierciedlające proces formowania kolumny, np. przez zdefiniowanie wstępnych odkształceń otoczenia gruntowego kolumny, czy zmienionego z tytułu wbijania kolumny stanu naprężenia podłoża. Tak więc prezentowane podejścia bardziej nadają się do projektowania kolumny wibrowymiany niż wymiany dynamicznej. Zasługującą na uwagę pracę przedstawił Kwiecień (2011) pokazując jaki wpływ na przebieg krzywej obciążenie - osiadanie ma definicja kształtu kolumny kamiennej w modelu MES. Opisany przez niego przypadek wskazuje że przyjęcie kolumny DR o średnicy jej głowicy i cylindrycznym kształcie prowadzi do przeszacowania wartości prognozowanych osiadań. W opisanym przypadku odkopana kolumna miała kształt beczkopodobny.

W odniesieniu do kolumn wibrowymiany sposób uwzględniania ich formowania w procesie wymiarowania (modelowania numerycznego) prezentują Schweiger (1989), Fellin (2000), Debats i inni (2003), Kirsch (2006), Guetif i inni (2007), Elshazly i inni 2008 oraz Castro i inni (2014). Zdaniem autora szczególnie interesujące jest zastosowanie teorii „cavity expansion" (rozgrzeszającej się sferycznej pustki, odkształcenia sferycznego) w modelowaniu wpływu instalacji kolumny kamiennej na otoczenie, taki przykład opisuje m.in. Shien (2013). Teoria ta jest również stosowana przy interpretacji wyników sondowania CPT (Sikora, 2006).

2.3. Podsumowanie

Cytowane metody wymiarowania kolumn kamiennych zostały opracowane przy założeniu cylindrycznego kształtu kolumny. Nie ujęto w nich, ze względu na nieznajomość, mechanizmu zmiany współczynnika filtracji otoczenia (spada podczas ubijania w następstwie

zmniejszenia porowatości czy też powstające w naruszonym gruncie uprzywilejowane drogi przepływu powodują jego wzrost). Brak metody projektowej oddającej specyfikę wymiany dynamicznej skutkuje np. niedoszacowaniem nośności (Kwiecień, 2008). Taki stan rzeczy jest jednym z powodów, dla którego badania wpływu procesu formowania kolumny na otoczenie gruntowe są istotne z teoretycznego i praktycznego punktu widzenia.

Celem niniejszej pracy nie jest analiza istniejących metod projektowania kolumn kamiennych, z tego względu zostały one tylko wymienione.

3. BADANIA LABORATORYJNE

3.1. Wprowadzenie

Punktem wyjścia dla sformułowania programu badań laboratoryjnych był przegląd literatury dotyczącej badań modelowych wpływu wymiany dynamicznej na otoczenie gruntowe. Na program badań miały ponadto wpływ doświadczenia autora (Kanty, 2010, 2014 oraz Kanty i Sękowski, 2013) i tematyka grantu nr 1989/B/T02/2011/40, finansowanego ze źródeł Narodowego Centrum Nauki, współrealizowanego przez autora.

Wpływ formowania wbijanej kolumny kamiennej na otoczenie przedstawiono w następujących aspektach: wypiętrzenie, przemieszczenia poziome i zmiana parametrów gruntu w sąsiedztwie kolumny (oporów stożka sondy CPT oraz wilgotności).

3.2. Przegląd stanu wiedzy

Literatura dokumentująca badania modelowe różnych aspektów metody wymiany dynamicznej jest uboga. W rozdziale pierwszym przytoczono badania (Lo i innych, 1990b oraz Mullinsa i innych, 2000), dotyczące odpowiednio stopnia wzmocnienia układu „kolumna - grunt słaby" oraz głębokości penetracji ubijaka po zrzucie. Badania ściśle zorientowane na pomiar zmian w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej prowadzono jedynie w kraju. Przedstawiono je poniżej grupując pod kątem badanych i analizowanych zmian.

Deformacjami gruntu w sąsiedztwie wbijanej kolumny kamiennej zajmował się autor (Kanty, 2010, 2011a), (Kanty i Kwiecień, 2011), (Kanty i Sękowski, 2011). Badania zostały wykonane w prostopadłościennej komorze ze szkła akrylowego o wymiarach 12x60x66 cm. Grubość komory (12 cm) była zbliżona do średnicy stosowanego ubijaka (10 cm), co umożliwiało obserwację zmian podczas procesu formowania kolumny. Kolumny formowano w gruncie zastępczym w postaci trocin. Rozpatrywanymi aspektami, oprócz kształtu kolumn, były m.in. przemieszczenia gruntu w sąsiedztwie kolumny oraz zmiany gęstości gruntu pod kolumną i obok niej. Pod kolumną uzyskano grunt o dużo większej gęstości od wyjściowej, powstał pod nią znany z obserwacji in situ tzw. korek. Uzyskano kolumny o beczkopodobnym kształcie, które wywołały znaczne zagęszczenie gruntu (zmiany objętościowe) w swoim sąsiedztwie. Największe zmiany gęstości oraz przemieszczenia poziome zaobserwowano na głębokości odpowiadającej 0,8 długości kolumny (L_k).

Badania modelowe konsolidacji podłoża wzmocnionego pojedynczą kolumną kamienną wykonali Sękowski i Grzesik (2008). Formowali oni kolumny z bazaltu w metalowych cylindrach o średnicy 62,0 cm i wysokości 91,5 cm. Grunt słaby był reprezentowany przez torf o miąższości 40 cm. Po wykonaniu kolumn na układ „kolumna - otaczający grunt" wywierane było obciążenie o wartości 6,5 kPa. W określonych programem czasach, sięgających łącznie 75 dni, badana była wilgotność torfu oraz osiadania układu. Równolegle

wykonano analogiczne badania dla układu bez kolumny. W wyniku uformowania kolumny kamiennej autorzy uzyskali zwiększenie współczynnika wodoprzepuszczalności torfu (otaczającego ją) maksymalnie o jeden rząd wielkości. Zmiany wilgotności w układzie z kolumną i bez niej były podobne. Niewielka różnica polegała na tym, że w bezpośrednim sąsiedztwie głowicy kolumny zanotowano nieznacznie większe spadki niż w jej podstawie, a dla układu bez kolumny spadek był stały na całej wysokości układu.

Sękowski i Grzesik (2009) wykonali też podobne badania lecz na próbkach o innej wielkości. Cylindry charakteryzowały się średnicą 14,5 cm oraz wysokością 25 cm, grunt słaby był reprezentowany przez torf o miąższości 15 cm. Badania wykonywano dla układu z kolumną oraz bez niej. Obciążenie dobrano tak aby nacisk na torf wynosił ok. 6 kPa. Wykonano pomiary osiadań oraz zmian wilgotności w różnych czasach (do 72 dni) i w różnych punktach układu. Stwierdzono, że obecność kolumny kamiennej znacznie zmniejszyła czas konsolidacji podłoża (z 72 do 44 dni), przy czym średnie spadki wilgotności dla obu układów były podobne. Tak więc zmiany wilgotności w układzie z kolumną są szybsze, ale prowadzą do tej samej rezydualnej wartości uzyskanej również dla układu bez kolumny. Analizując zmiany wilgotności w poszczególnych dniach autorzy stwierdzili, że większe zmiany wilgotności są widoczne w pierwszych dniach po uformowaniu kolumn. Przeszkodą dla dalszej redukcji wilgotności był tzw. korek pod kolumną z mocno skompresowanego torfu ograniczający odprowadzenie wody do podścielającego torf piasku.

Konsolidacją podłoża wzmocnionego kolumną kamienną w odniesieniu do podłoża niewzmocnionego zajmował się także autor (Kanty i Sękowski, 2013; Kanty, 2014). Wykonał ona badania laboratoryjne w skali 1:40, w których kolumny formowano w rurach o średnicy i wysokości 30 cm. Obciążenie zewnętrzne układu wynosiło 5,6 kPa. Badano przebieg osiadań w czasie 60 dni oraz zmiany wilgotności w różnych miejscach układu. Grunt słaby reprezentowała glina o miąższości 12,5 cm. Materiałem kolumn był żwir. Otrzymane wyniki pomiarów wilgotności wskazują na filtrację poziomą wody do kolumny, najbardziej widoczną w dolnej części układu. W czasie badań zaobserwowano zjawisko pełzania, które dzięki zastosowaniu kolumny zostało znacznie zmniejszone w stosunku do pełzania gruntu w układzie bez wzmocnienia (jest to potwierdzenie obserwacji z badań Lo i innych, 1990a, 1990b). Wyniki uzyskane z badań laboratoryjnych porównano z klasycznymi rozwiązaniami analitycznymi: jednowymiarową teorią Terzaghiego oraz trójwymiarową teorią Barrona (Kanty, 2014). Wskazują one na wzrost poziomego współczynnika filtracji gruntu słabego o jeden rząd oraz brak zmian tego współczynnika w kierunku pionowym. Opisane wyniki mogą być zależne od skali modelu.

Najistotniejsze i najbardziej wartościowe z punktu widzenia problemu postawionego w niniejszej pracy są wyniki przedstawione przez Kwietnia (2006a, 2006b, 2008). Wykonał on testy efektywności wzmocnienia, wyrażonej zmianą oporów stożka sondy wciskanej CPT i oporów ścinania polowej sondy obrotowej (PSO) w różnych odległościach od kolumny. Badania były przeprowadzone w komorze cylindrycznej (kolumna pojedyncza) oraz

w komorze prostopadłościennej (odpowiednio: kolumna pojedyncza i grupa kolumn). Komora cylindryczna charakteryzowała się średnicą wewnętrzną wynoszącą 62 cm oraz wysokością 91,5 cm. Długość i wysokość komory prostopadłościennej wynosiła 100 cm. W obu komorach grunt słaby odzwierciedlał torf o miąższości 50 cm, który był wstępnie konsolidowany do miąższości 40 cm. Kolumny były formowane ubijakiem o masie 10 kg i średnicy ok. 10 cm. Pod torfem uformowano warstwę zagęszczonego piasku średniego o miąższości 30 cm. Wyniki badań oporów stożka sondy wciskanej uzyskane w komorze cylindrycznej wykazały zmienne wzmocnienie gruntu słabego w zależności od głębokości i odległości od kolumny. Największy opór ścinania wystąpił tuż przy wykonanej kolumnie (5 cm od lica), na poziomie jej podstawy, przy czym wartości oporu malały ku górze kolumny. Zmiany te, w stosunku do wyników otrzymanych dla torfu przed uformowaniem kolumny, wynosiły od 50 do 130%. W punkcie pomiarowym usytuowanym 10 cm od boku kolumny zmiany miały podobny charakter, lecz ich wartości były mniejsze (45 - 100%). Podobne wyniki otrzymano w badaniu w skrzyni prostopadłościennej. Wzrost oporu stożka w punkcie oddalonym o 5 cm od skraju kolumny wyniósł od 100 do 300%, natomiast w odległości 10 cm od jej lica od 0 do 100%. W tym badaniu oprócz punktów oddalonych o 5 i 10 cm od boku kolumny wykonano również sondowania w odległości 17 cm od tej powierzchni. Uzyskane wyniki nie różniły się od wartości wyjściowych. Uznano więc, że zasięg oddziaływania kolumny jest mniejszy niż 17 cm. Zasięg wpływu kolumny, mierzony od jej osi, określono jako 1,35 D_k (1,35 średnicy głowicy kolumny). Na bazie tej próby stwierdzono, że wzmocnienie gruntu słabego maleje nieliniowo wraz z oddalaniem się od kolumny (wg funkcji logarytmicznej). Badania sondą obrotową pozwoliły oszacować zmianę w wartości wytrzymałości gruntu na ścinanie w warunkach „bez drenażu" (S_u). W punkcie oddalonym 10 cm od boku kolumny wzrost S_u spowodowany jej uformowaniem wyniósł 30%. Ostatnim badanym aspektem były zmiany oporu stożka sondy w układzie grupy kolumn uformowanych w rozstawie 33 cm (komora prostopadłościenna). Uzyskany z badań opór stożka w punktach między kolumnami (7,0 i 9,5 cm od jej boku) miał podobny charakter jak w badaniach dotyczących kolumny pojedynczej (wzrastał wraz z głębokością). Wartości uzyskanych oporów były jednak znacząco większe niż uzyskane dla kolumny pojedynczej. Świadczy to o jeszcze większym wzmocnieniu, będącym wynikiem nakładania się wpływów z sąsiadujących kolumn.

Podsumowując opisane w literaturze wyniki badań laboratoryjnych należy zauważyć że wpływ procesu formowania kolumny na jej otoczenie rozpatrywano w kontekście: deformacji gruntu, zmian związanych z konsolidacją oraz zmian parametrów sondowań w otoczeniu kolumny. Uzyskane wyniki wskazują na istotne zmniejszenie czasu konsolidacji pierwotnej podłoża wzmocnionego kolumną kamienną w porównaniu z jego odpowiednikiem w podłożu nie wzmocnionym. Wyniki badań świadczą też o ograniczeniu wielkości pełzania (konsolidacji wtórnej) na skutek wzmocnienia gruntów metodą wymiany dynamicznej. Wyniki badań modelowych jednoznacznie wskazują na wzrost parametrów sondowań (CPT

i PSO), a tym samym i parametrów gruntów w sąsiedztwie kolumn. W zależności od analizowanego parametru badania zanotowano korzystne ich zmiany wynoszące od kilkunastu do kilkuset procent.

Opisane w literaturze badania laboratoryjne były wykonywane na trzech rodzajach ośrodka: glinie, torfie oraz trocinach. Zarówno trociny jak i torf są materiałami o specyficznym zachowaniu, jedynie glina zdaje się reprezentować zachowanie gruntów naturalnych, w jakich najczęściej wykonuje się kolumny. Różne były też komory badawcze. Najczęściej były to rury o średnicach od 14,5 cm do 62 cm, rzadziej duże komory prostopadłościenne o bokach ok. 100 cm, natomiast w jednym przypadku komora prostopadłościenna o wyraźnie mniejszym jednym wymiarze. Każdy z autorów wspomnianych badań, wykonywanych w skrzyniach o wymiarze mniejszym niż ok. 1 m akcentuje we wnioskach widoczny wpływ efektu skali oraz warunków brzegowych na otrzymane wyniki. Jest to niewątpliwie przesłanka, która skłania do wykonania badań w możliwie dużym pojemniku lub skrzyni. Z przeanalizowanej literatury wynika jednocześnie, że pomiar wilgotności oraz sondowanie statyczne są odpowiednimi technikami do badania zmian w sąsiedztwie wbijanych kolumn kamiennych.

W opracowanym programie badań laboratoryjnych założono, że będą wykonywane pomiary: zmian wilgotności i oporu stożka sondy CPT jako funkcji odległości od kolumny oraz czasu, deformacji pionowych i poziomych oraz kształtu kolumny. Plan badań przewidywał obserwację tych zmian przez 28 dni od momentu uformowania kolumny kamiennej. Założono, że będą wykonane dwa badania - jedno dla układu nieobciążonego, drugie w układzie w nadkładem gruntu, modelującym nasyp drogowy.

Szczegółowy opis badań w obu układach zamieszczono w dalszej części pracy.

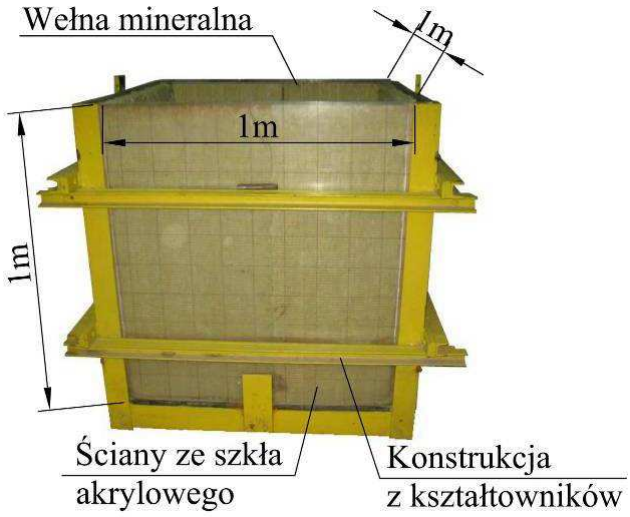
3.3. Opis badań modelowych

3.3.1. Metodyka badań

Badania laboratoryjne wykonano w skrzyni o wymiarach 1 x 1 x 1 m. Jej ściany oraz podstawa były wykonane ze szkła akrylowego grubości 1 cm. Kształtowniki stalowe, usytuowane wzdłuż wszystkich krawędzi skrzyni i duże poziome stalowe obejmy, rozmieszczone symetrycznie na jej wysokości, tworzyły zewnętrzny szkielet wzmacniający i usztywniający konstrukcję stanowiska badawczego (rys.3.1).

Wewnątrz ścian komory umieszczono wełnę mineralną grubości 5 cm (rys.3.2a). Zabieg ten miał na celu wytłumienie drgań powstałych podczas formowania kolumny i przenoszonych przez grunt, tak aby nie występował ewentualny efekt odbicia fali. W ten sposób uzyskano podobieństwo do badań in situ, gdzie sąsiedztwo kolumny kamiennej nie jest najczęściej niczym ograniczone. Wełna mineralna została zabezpieczona folią przed dopływem wody z gruntów znajdujących się wewnątrz komory. Dolne 40 cm skrzyni zostało

wypełnione bardzo zagęszczonym piaskiem średnim (I_D=0,88), który odzwierciedlał warstwę nośną (rys.3.2b).



Rys. 3.1 Skrzynia do badań modelowych - widok ogólny

a) b)

Rys. 3.2 Etapy przygotowanie stanowiska badawczego: a) wytłumienie ścian bocznych wełną mineralną, b) formowania warstwy nośnej z piasku (fot. własne)

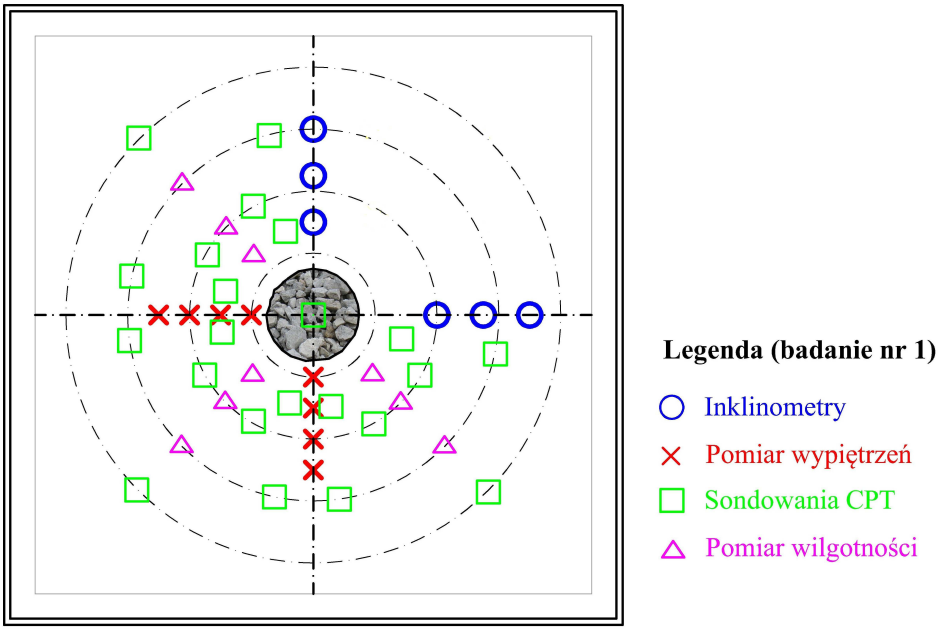
Na warstwie piasku ułożono geowłókninę separacyjną (rys.3.3a), a na niej uformowano warstwę gruntu słabego z gliny pylastej o miąższości ok. 40 cm (rys.3.3b). Wykorzystana glina była dowieziona z wykopu, następnie wysuszona w laboratorium do wilgotności ok. 1% i bardzo starannie rozdrobniona. W tej postaci była umieszczana w skrzyni w warstwach o miąższości ok. 2 cm, zalewanych równomiernie taką ilością wody, żeby osiągnąć stopień plastyczności I_L=0,7.

Tak przygotowany układ zabezpieczono przed wysychaniem i pozostawiono na 24 godziny. Po upływie tego czasu kontynuowano prace. Wykonano dwa badania różniące się między sobą.

a) b)

Rys. 3.3 Etapy przygotowanie stanowiska badawczego: a) ułożenie geowłókniny separacyjnej, b) formowanie kolejnej warstw gliny pylastej (fot. własne)

W badaniu nr 1 kolejnym krokiem była instalacja rurek imitujących inklinometry. Zastosowano do tego celu termozgrzewalne osłonki kablowe. Umieszczono je w dwóch wzajemnie prostopadłych osiach. Odległości inklinometrów od osi kolumny wynosiły: 15,0, 22,5, 30,0 cm oraz 20,0, 27,5, 35,0 cm (rys.3.4). Dla spodziewanej średnicy głowicy kolumny D_k wynoszącej 15 cm odległości te odpowiadały jej następującym wielokrotnościom: $1{,}00D_k$, $1{,}50D_k$, $2{,}00D_k$ oraz $1{,}33D_k$, $1{,}83D_k$, $2{,}33D_k$. Ze względu na duże zagęszczenie piasku warstwy nośnej inklinometrów nie zakotwiono w niej - ich spód opierał się na stropie piasku. Po instalacji inklinometrów wyznaczono punkty w których mierzone były wypiętrzenia. Punkty te rozmieszczono w odległości 10, 15, 20 i 25 cm od osi kolumny, w dwóch wzajemnie do siebie prostopadłych kierunkach (rys.3.4). Odległości te odpowiadają następującej wielokrotności spodziewanej średnicy kolumny: $0{,}67D_k$, $1{,}00D_k$, $1{,}33D_k$ oraz $1{,}67D_k$. W następnym etapie przygotowań wytyczono punkty wykonania sondowań CPT i poboru próbek do badań wilgotności. Sondowania CPT wykonano w dniu formowania kolumny w miejscu jej przyszłej osi, a następnie po 1, 8 i 28 dniach w odległościach: 15 cm ($1{,}0D_k$), 21 cm ($1{,}4D_k$), 30 cm ($2{,}0D_k$) i 40 cm ($2{,}67D_k$) od osi kolumny (rys.3.4). Każda kolejna seria sondowań była wykonywana w innej ćwiartce rzutu układu. Sondowania wykonywano w sposób ciągły odczytując uzyskany opór co 5 cm. W tak samo oddalonych od kolumny punktach pobierano próbki do badań wilgotności. Jedyną różnicą był brak najbardziej oddalonego od osi kolumny punktu pomiarowego (tj. 40 cm - $2{,}67D_k$). Pomiar wilgotności wykonano wkręcając wpierw w grunt słaby rurę plastikową na głębokość ok. 5 cm, następnie wyciągając ją pobierano próbkę materiału, który w niej pozostawał. Kolejną próbkę pobierano z głębokości o 5 cm większej. Rozmieszczenie inklinometrów, punktów pomiaru wypiętrzeń, punktów sondowań CPT i poboru próbek do badania wilgotności pokazano na rysunku 3.4. Na rysunku liniami przerywanymi zaznaczono okręgi o promieniach 10, 20, 30 oraz 40 cm (0,67, 1,33, 2,00 i $2{,}67D_k$).



Rys. 3.4 Rozmieszczenie punktów pomiarowych w badaniu nr 1

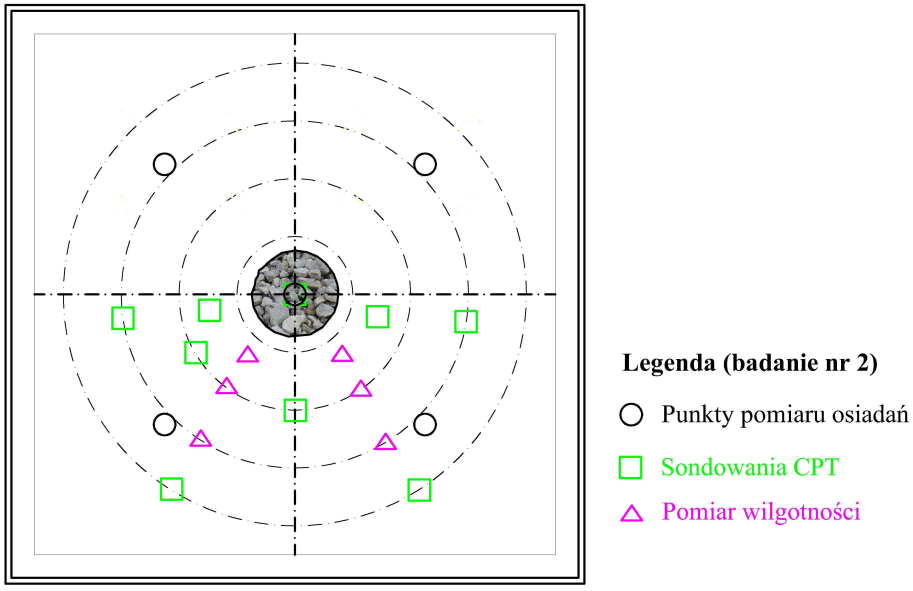
Idea badania nr 2 polegała na sprawdzeniu zmian w otoczeniu kolumny dla układu obciążonego. Obciążenie wywołano nadbudowując stanowisko o 50 cm, następnie wprowadzając warstwami grunt niespoisty do jego wnętrza. Taka budowa układu miała odzwierciedlić pracę podłoża wzmocnionego kolumną pod obciążeniem nasypem drogowym. Wcześniej jednak, po uformowaniu kolumny (opis w punkcie 3.3.2) na powierzchni układu umieszczono 5 płytek stalowych (12 x 12 cm) z przyspawanymi prętami służącymi jako repery do pomiaru osiadań. Jedną z nich umieszczono na kolumnie, pozostałe na gruncie słabym. Pręty zabezpieczono rurami z PCV, by wyeliminować tarcie między nimi i gruntem. Całość przykryto geotkaniną, na której ułożono warstwę kruszywa łamanego o miąższości ok. 10 cm. W ten sposób zamodelowano geomaterac (rys. 3.5).

Rys. 3.5 Stanowisko w badaniu nr 2 po wykonaniu geomaterac (fot.własna)

W dalszej kolejności geomaterac zasypywano warstwą piasku tak długo aż średnie naprężenie wywołane nadkładem gruntu (geomaterac + piasek średni) wyniosło ok. 8,8 kPa. Stanowisko wraz z nadbudową w czasie zasypywania piaskiem pokazano na rys. 3.6.

Rys. 3.6 Stanowisko w badaniu nr 2 podczas wykonywania dociążenia piaskiem (fot. własna)

Program badania nr 2 był znacząco inny od programu badania nr 1. Zasadniczą różnicą była rezygnacja z pomiarów wypiętrzeń i pomiarów inklinometrycznych. Dodatkowo ograniczono liczbę sondowań CPT i próbek do badania wilgotności do jednej serii (nie licząc pomiaru wyjściowego) wykonanej po 28 dniach od uformowania kolumny. Wprowadzono natomiast nowy element w postaci pomiaru osiadań układu, instalując odpowiednie repery. Rozmieszczenie punktów sondowań CPT, poboru próbek do badania wilgotności oraz punktów pomiaru osiadań pokazano na rysunku 3.7.

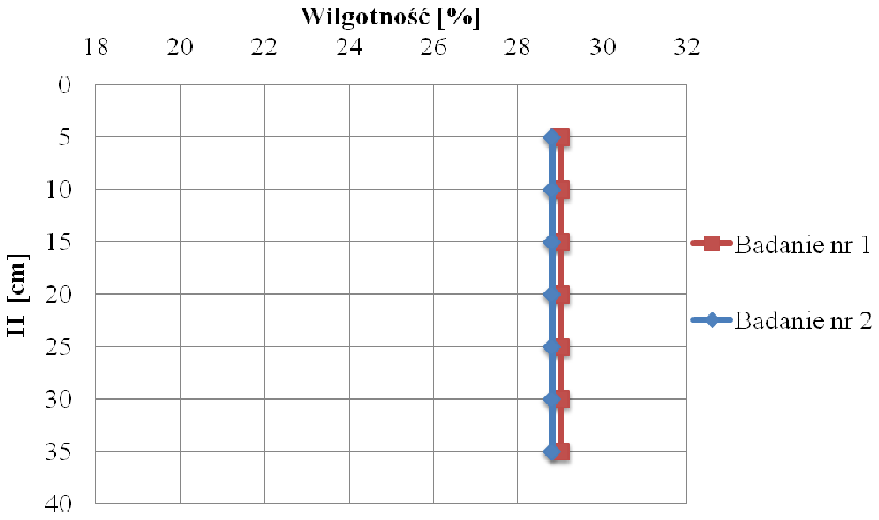


Rys. 3.7 Rozmieszczenie punktów pomiarowych w badaniu nr 2

Badania laboratoryjne wykonano w skali 1:10 w odniesieniu do warunków in situ. Skala ta obejmowała miąższość warstw gruntu słabego, obszar gruntu sąsiadującego z kolumną na tyle duży aby ścianki skrzyni nie wpływały na wyniki, rozmiary ubijaka, uziarnienie kruszywa kolumn oraz miąższość gruntu modelującego nasyp.

3.3.1. Warunki gruntowe

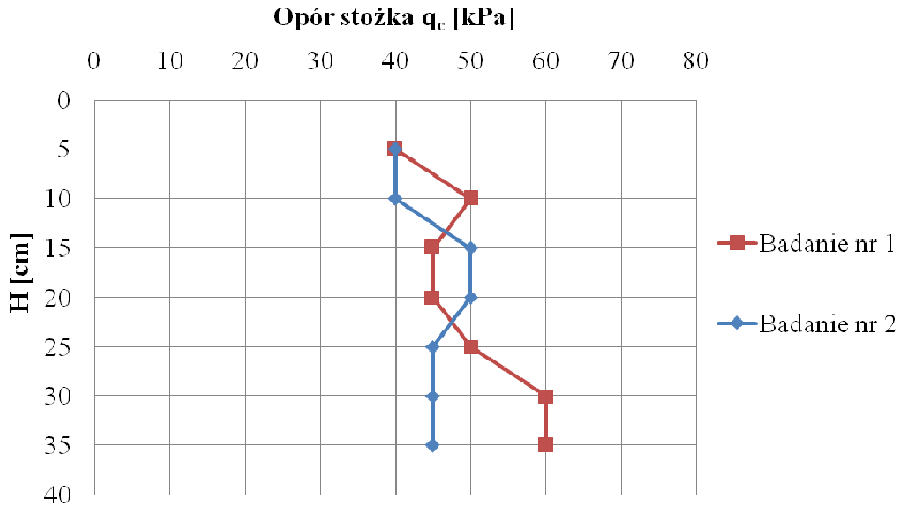
W obu badaniach średnia wilgotność gruntu słabego (gliny) podczas układania kolejnych warstw wynosiła ok. 32%. W celu określenia początkowych warunków gruntowych dzień po ułożeniu warstw gliny wykonano oznaczenie wilgotności oraz oporów stożka. Średnia wartość wilgotności spadła w tym czasie do ok. 29% (±2%) (rys.3.8). Taki spadek wilgotności skutkował zmianą stopnia plastyczności gruntu, zmniejszył się on z wartości 0,70 do ok. 0,55 (±0,01). Opisany pomiar wilgotności, wykonany przed formowaniem kolumny, oznaczono jako w_0.



Rys. 3.8 Wilgotność po 1 dniu od ułożenia warstwy gliny w obu badaniach

Wykonane sondowania statyczne CPT pozwoliło określić początkowe (tzw. zerowe) wartości oporów stożka q_c (rys. 3.9). Ze świadomością różnic zarówno opór stożka sondy ręcznej jak i opór stożka stosowanego w badaniach in situ oznaczono przez qc. Zdaniem autora taki zabieg pozwala na szybką identyfikację prezentowanego parametru przez czytelnika pracy.

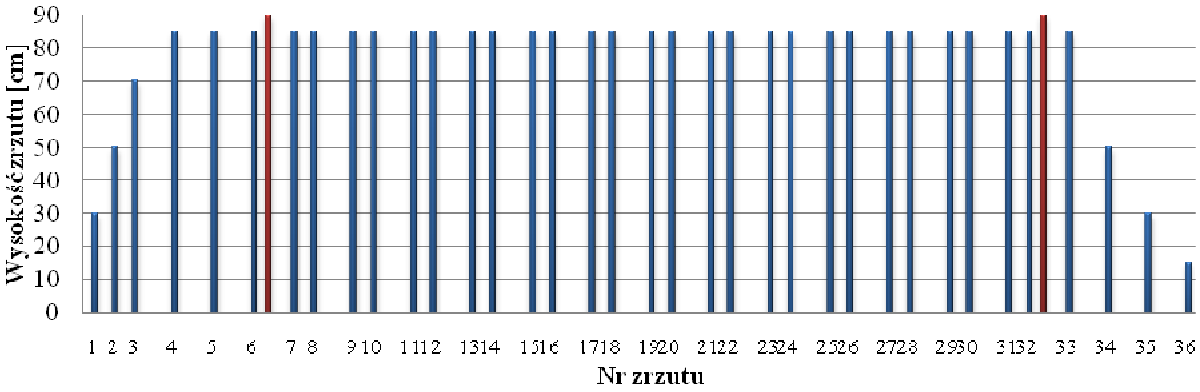
Zasadniczo opory stożka w obu badaniach były zbieżne. Ręczna sonda wciskana HYSON 5 z końcówką o powierzchni 10 cm^2 oraz kącie wierzchołkowym 60° pozwala na uzyskanie wyników o dokładności ± 5 kPa. Wynika to z dokładności odczytu podziałki na zegarze sondy. Tak więc ogólnie można uznać, że warstwa charakteryzowała się średnim oporem stożka sondy CPT o wartości 45 kPa. Wyjątek stanowiło ostatnie 10 cm gruntu w badaniu pierwszym. Tam opór stożka sondy wynosił ok. 60 kPa.



Rys. 3.9 Opór stożka q_c po 1 dniu od ułożenia warstwy gliny w obu badaniach

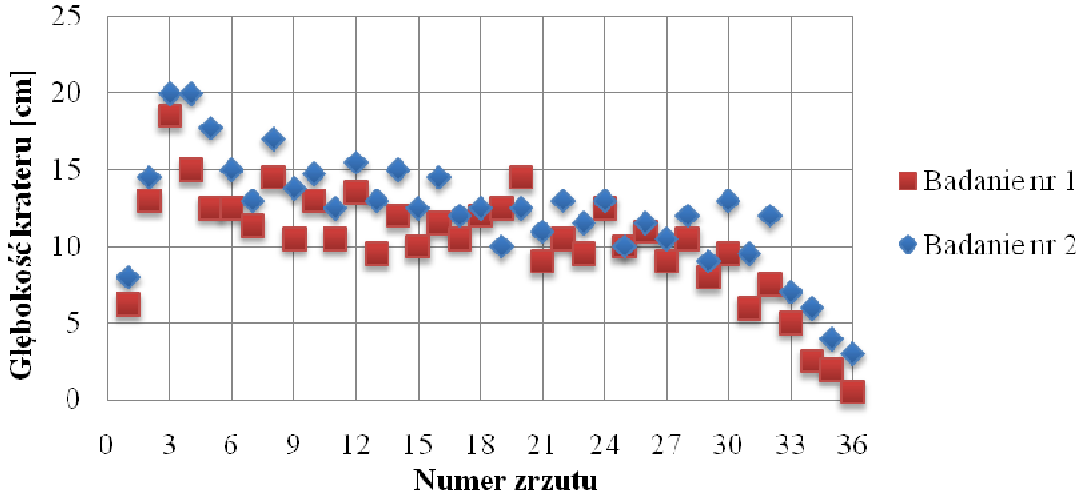
3.3.2. Formowanie kolumny kamiennej

W obu badaniach (nr 1 i nr 2) kolumnę kamienną formowano zgodnie z tą samą procedurą. Kolumny były wykonywane z łamanego kruszywa bazaltowego o frakcji do 2 cm. Formowanie składało się z 36 zrzutów beczkopodobnego ubijaka o masie 10,55 kg, średnicy podstawy 9 cm, średnicy maksymalnej 10 cm oraz wysokości 20 cm. Zrzuty były podzielone na trzy serie. Pierwsza z nich (formowanie krateru) składała się ze zrzutów z wysokości 30, 50, 70 cm i 3x85 cm. Druga (zrzuty nr 7-32) to seria zasadnicza, w której ubijak spadał z wysokości 85 cm. Seria ostatnia to dobijanie głowicy kolumny zrzutami z wysokości 85, 50, 30 i 15 cm. Zasypy krateru następowały po zrzutach nr 3, 4, 5, 6, 33, 34, 35, 36 oraz po każdej parze zrzutów w serii zasadniczej. Na rys. 3.10 pokazano wysokości zrzutów ubijaka w badaniu nr 1 i 2.



Rys. 3.10 Wysokości zrzutów ubijaka oraz podział na etapy formowania kolumny

Po poszczególnych zrzutach ubijaka mierzona była głębokość krateru. Wyniki tych pomiarów przedstawia rysunek 3.11.



Rys. 3.11 Głębokości krateru po poszczególnych zrzutach ubijaka

W przypadku obu badań widoczna jest podobna tendencja zmniejszania się głębokości krateru wraz z postępem procesu wykonywania kolumny. Porównania można dokonać analizując wyniki uzyskane po zrzutach z tej samej wysokości, w tym przypadku są to zrzuty nr 3 - 33. Wynik świadczy o wzrastającej sztywności układu. Miejscowe odchylenia wartości pomierzonych w pojedynczych punktach od ogólnego trendu może wynikać z faktu obserwowanego przechylania się ubijaka po niektórych zrzutach (rys. 3.12).

Rys. 3.12 Widok przechylonego ubijaka po jednym ze zrzutów (fot. własna)

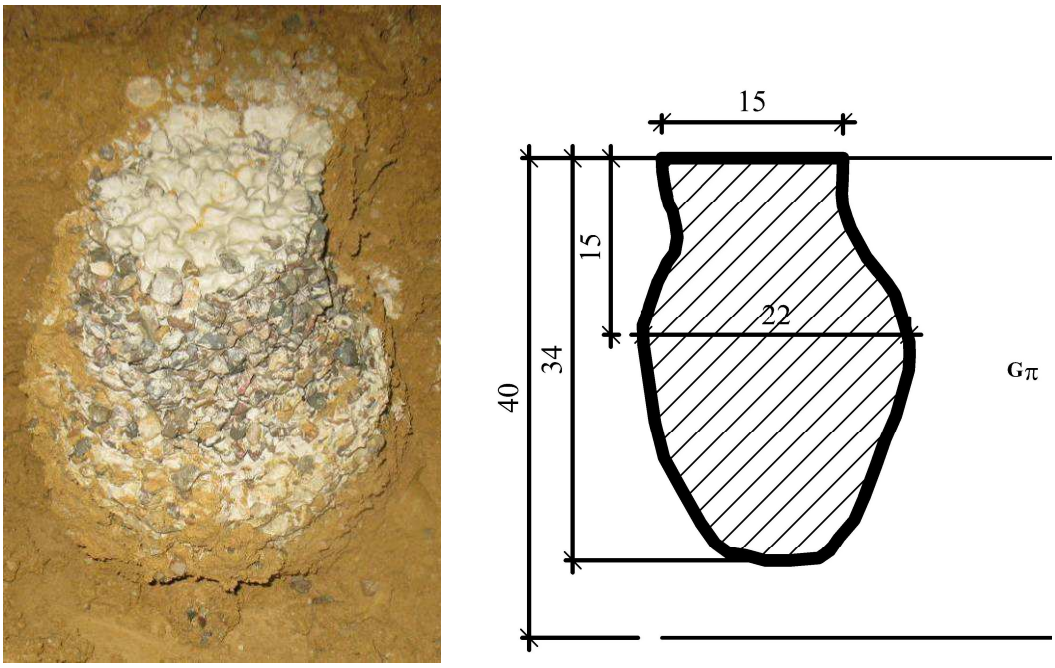
Do uformowania kolumny kamiennej w badaniu nr 1 wykorzystano 16,65 kg kruszywa, natomiast w badaniu nr 2 odpowiednio 22,80 kg. Wielkość poszczególnych ziaren zastosowanego gresu wynosiła od 0,5 do 2,5 cm. Określone na podstawie badania w aparacie

skrzynkowym (o boku 12 cm) parametry modelu Coulomba-Mohra wyniosły: $\phi=47^o$, c=20 kPa. Wielkość „c", należy uznać za spójność pozorną wynikającą z klinowania się ziaren (interlocking) lub z rozmiaru aparatu skrzynkowego.

3.3.3. Kształt kolumn kamiennych

Kształt kolumn kamiennych określono na podstawie inwentaryzacji wykonanych po 28 dniach od ich uformowania - podczas demontażu układów. Uformowana w badaniu nr 1 kolumna kamienna była podobna do dzbana (rys. 3.13a). Średnica jej głowicy (D_k) wynosiła 15 cm a średnica maksymalna 22 cm. Największa średnica występowała 15 cm od góry kolumny. Długość kolumny (L_k) uformowanej w czterdziesto centymetrowej warstwie gliny pylastej wynosiła 34 cm (rys. 3.13b). Grunt pod kolumną był mocno zagęszczony.

a) b)



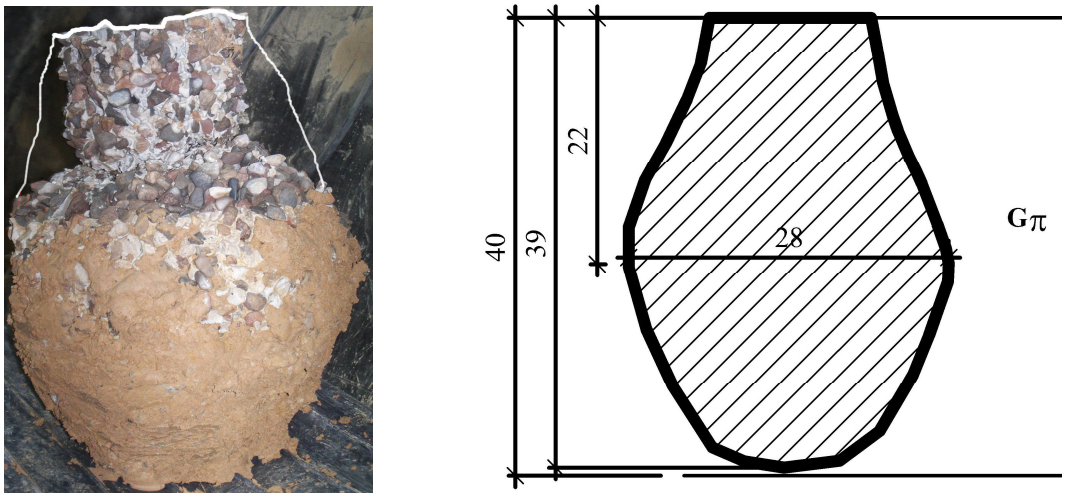
Rys. 3.13 Kolumna kamienna w badaniu nr 1, a) podczas odkrywki, b) po zinwentaryzowaniu

Oszacowana na bazie odkrywki objętość kolumny wynosiła 8 650 cm^3. Z pomiaru masy kruszywa (wprowadzonego do krateru podczas ubijania) oraz znanej gęstości objętościowej zagęszczonego materiału, oszacowano objętość kolumny na 10 406 cm^3. Zdaniem autora różnica wynika z dwóch faktów: mieszania się części kruszywa z gruntem słabym poza objętością kolumny oraz odspojenia części kruszywa podczas odkrywki kolumny.

Uformowana w badaniu nr 2 kolumn kamienna była również podobna do dzbana (rys. 3.14a). Na rys. 3.14a białą linią zaznaczono rzeczywisty kształt górnej części kolumny, w czasie odkrywki kruszywo tej części uległo obsypaniu. Kolumna charakteryzowała się owalną głowicą D_k o średnicy od 15 do 18 cm oraz średnicą maksymalną wynoszącą 28 cm.

Największa średnica występowała 22 cm od góry kolumny. Długość kolumny (L_k) uformowanej w 40 cm warstwie gliny pylastej wynosiła 39 cm (rys. 3.14b).

a) b)



Rys. 3.14 Kolumna kamienna w badaniu nr 2, a) podczas odkrywki, b) po zinwentaryzowaniu

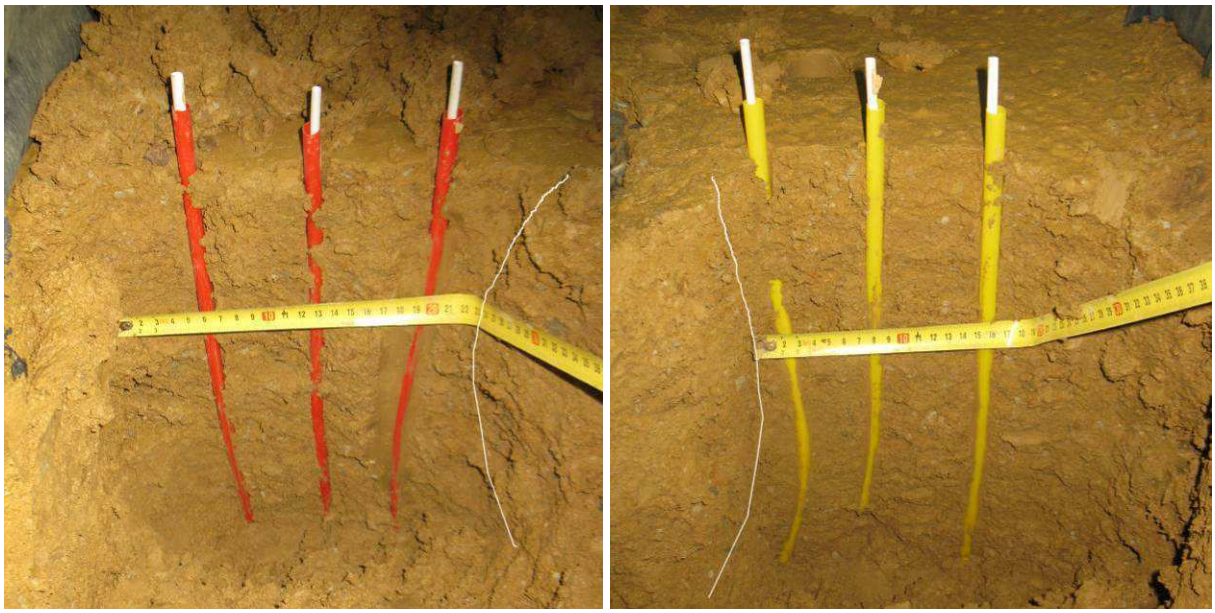
Oszacowana na bazie odkrywki objętość kolumny wynosiła 14 255 cm^3. Na bazie pomiaru masy wsypywanego kruszywa oszacowano objętość kolumny na 14 250 cm^3.

Opis warunków gruntowych oraz wyniki pomiaru kształtu kolumn zostały pokazane powyżej łącznie dla badania nr 1 i badania nr 2. Zasadnicze wyniki badań przedstawione poniżej zaprezentowano natomiast dla obu testów oddzielnie.

3.3.4. Zmiany w otoczeniu kolumny - badanie nr 1

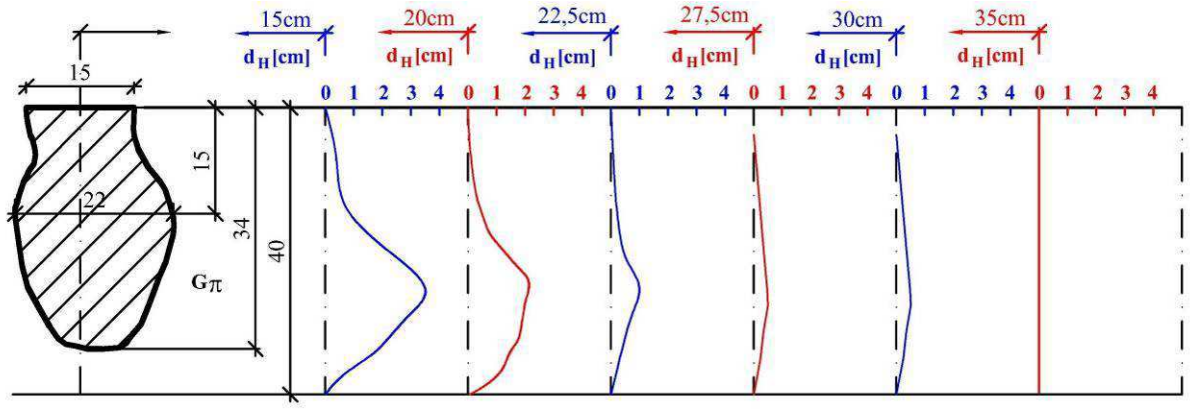
3.3.4.1. Przemieszczenia poziome

Przemieszczenia poziome mierzone za pomocą inklinometrów zostały odczytane podczas demontażu układu badawczego - po 28 dniach od uformowania kolumny. Pomiar deformacji inklinometrów wykonany w dwóch wzajemnie do siebie prostopadłych osiach pokazano na rys. 3.15. Na rysunki białą linią zaznaczono brzeg kolumny. Uzyskane wyniki wskazują że największe poziome przemieszczenia inklinometrów (d_H) wystąpiły na głębokości 24 - 26 cm, tj. 0,71 - 0,76 L_k, gdzie przez L_k - oznaczono długość kolumny. Jest to wartość zbliżona do uzyskanej przez autora w badaniach modelowych kolumn formowanych w trocinach (Kanty, 2010; Kanty i Sękowski, 2011), gdzie maksymalne przemieszczenia poziome wystąpiły na głębokości 0,8 L_k. Największe wartości przemieszczeń inklinometrów zaobserwowano w punktach pomiarowych zlokalizowanych blisko kolumny, w miarę oddalania się punktów kontrolnych od kolumny wartości te malały.



Rys. 3.15 Widok odkopanych inklinometrów w obu osiach pomiarowych (fot. własna)

W punkcie oddalonym od osi kolumny o 15 cm (1,0 D_k) maksymalna pomierzona wartość d_H wyniosła 3,5 cm (rys. 3.16). W punkcie oddalonym od kolumny o 30 cm (2,0D_k) wartość ta wyniosła już tylko 0,5 cm. Zasięg deformacji poziomych inklinometrów wynosił między 30 a 35 cm (2,0 - 2,3D_k). W odczytach inklinometrów nie zaobserwowano typowej dla wymiany dynamicznej asymetrii deformacji.

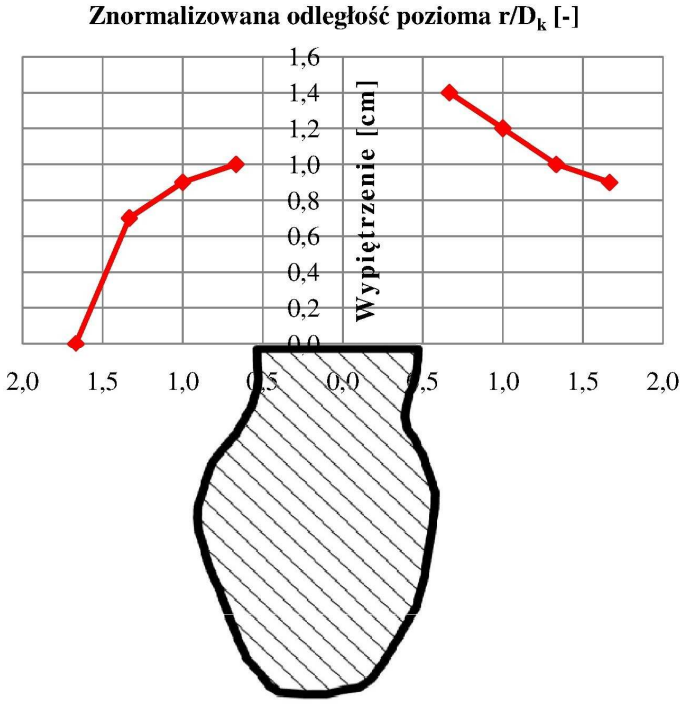


Rys. 3.16 Zestawienie przemieszczeń poziomych inklinometrów w badaniu nr 1

Pomiar wykazał że największe przemieszczenia poziome w przypadku formowania kolumny w podłożu jednorodnym występują nieco powyżej jej spodu, a jednocześnie poniżej poziomu największej średnicy kolumny. Maksymalna wartość przemieszczeń poziomych inklinometru zlokalizowanego najbliżej kolumny wyniosła ok. 0,2D_k. Jest to wartość znacząca biorąc pod uwagę fakt, że w kolumny kamienne formowane in situ charakteryzują się średnicą ponad 2 m, a więc proporcjonalne deformacje musiałyby wynosić ok. 40 cm.

3.3.4.2. Wypiętrzenia gruntu

Pomiaru wypiętrzeń dokonano w dwóch wzajemnie do siebie prostopadłych osiach (rys. 3.4). Przeprowadzono go bezpośrednio po uformowaniu kolumny kamiennej. Uzyskane wyniki przedstawiono na rys.3.17.

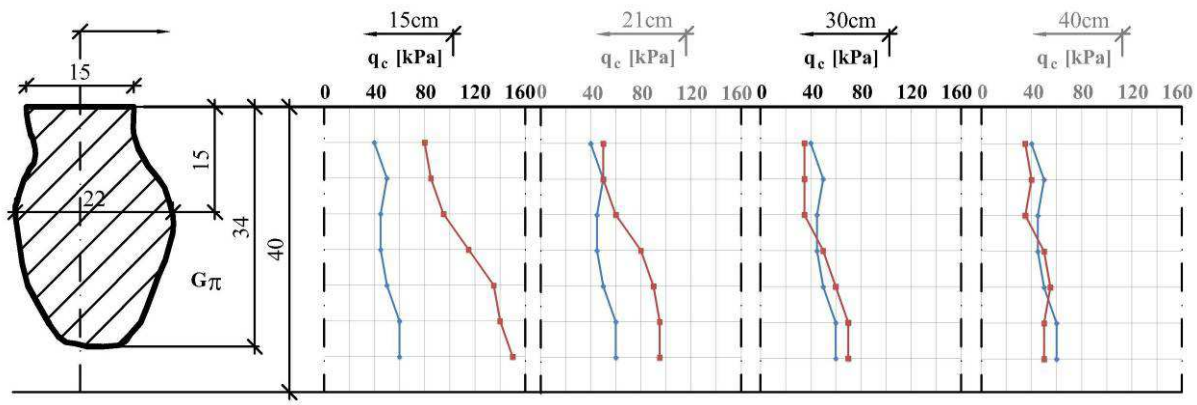


Rys. 3.17 Pomierzone wypiętrzenia gruntu słabego w sąsiedztwie kolumny w badaniu nr 1

W efekcie dynamicznego formowania kolumny, zaobserwowano wypiętrzenie powierzchni gruntu słabego, przy czym miało ono charakter asymetryczny. O ile wartości wypiętrzeń w punktach najbliższych kolumnie w obu osiach pomiarowych różnią się jedynie o 40% (1,4 cm i 1,0 cm), to wartości pomierzone w najdalszym punkcie pomiarowym różnią się znacząco (0,0 cm i 0,9 cm). Oszacowana na bazie pomiarów objętość wypiętrzonego gruntu wyniosła 170 cm^3, co przy objętości kolumny 8 650 cm^3 stanowi ok. 2% tej wartości. Jest to wartość pomijalnie mała. Wpływ na taki stan rzeczy mogła mieć makroporowata struktura gliny użytej do badania. Wynikała ona ze sposobu przygotowania próbki (suszenie, rozdrabnianie, układanie warstwami i nawadnianie).

3.3.4.3. Pomiar zmian oporu stożka sondy wciskanej

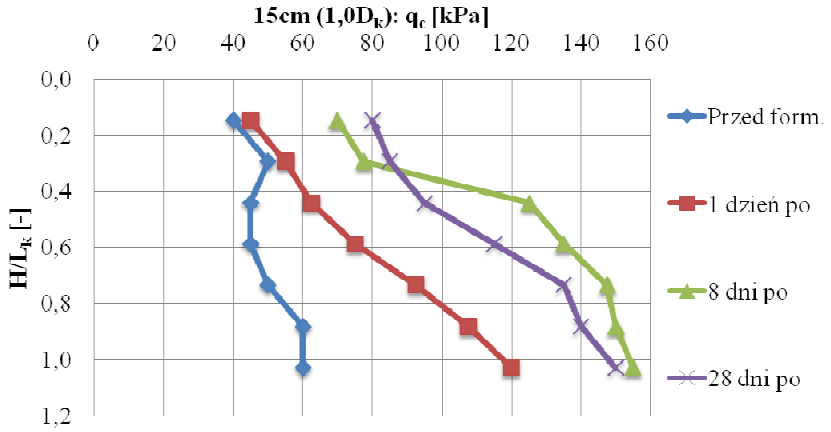
Pomiary oporu stożka (q_c) ręcznej sondy wciskanej HYSON 5 prowadzono zgodnie z przedstawioną wcześniej metodyką. Rezultaty pomiarów przedstawiono na rys.3.18 w formie zmian oporów stożka z głębokością, mierzonych w tych samych odległościach od kolumny po 28 dniach od jej uformowania na tle pomiaru wstępnego (bezpośrednio przed przystąpieniem do formowania kolumny).



Rys. 3.18 Wyniki badania oporów stożka sondy CPT w badaniu nr 1: przed formowaniem kolumny nr 1 (kolor niebieski) oraz 28 dni po jej uformowaniu (kolor czerwony).

Porównując wyniki końcowe z pomiarem przeprowadzonym przed rozpoczęciem formowania kolumny należy zauważyć że odnotowane zmiany dotyczą jedynie dwóch najbliższych kolumnie punktów pomiarowych (odległości 15 i 21 cm czyli 1,0 i 1,4D_k). Największą wartość oporu pomierzono 15 cm od kolumny na poziomie jej podstawy. Przyrost oporu q_c w punktcie oddalonym 15 cm od osi kolumny kamiennej mieści się w zakresie od 40 kPa na poziomie góry układu do 90 kPa na poziomie spodu kolumny. Oznacza to że opór stożka charakteryzujący ogólną nośność podłoża wzrósł od 90 do 200% w stosunku do wartości pierwotnej. W punkcie oddalonym 21 cm od osi kolumny zmiany są mniejsze i wynoszą od 10 kPa na poziomie głowicy kolumny do wartości 40 kPa przy jej spodzie (stanowi to wzrost o 20 - 90%). Ogólnie można uznać, że pomierzony opór stożka w dwóch omówionych punktach wzrasta liniowo wraz z głębokością.

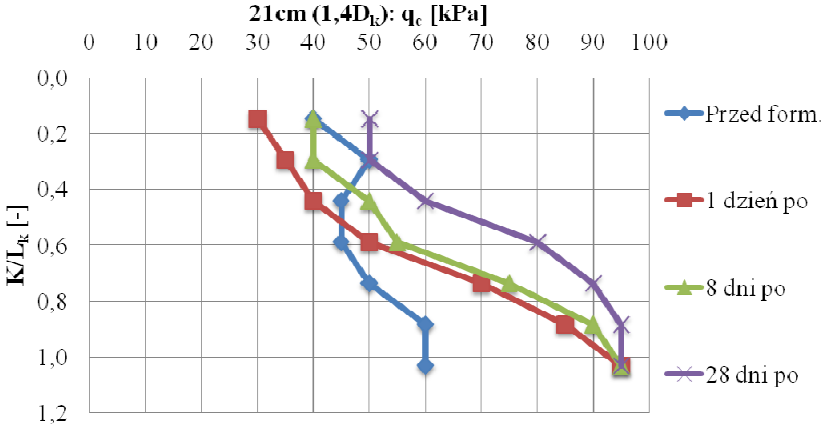
Wartość oporu stożka, charakteryzującego ogólną nośność podłoża, na każdym z etapów badania przedstawiono na rys. 3.19 - 3.21. Zmiany poddano analizie w zależności od czasu. W punkcie oddalonym od osi kolumny o wartość 15 cm (1,0D_k) zaobserwowano wzrost oporów stożka bezpośrednio po uformowaniu kolumny (rys.3.19).



Rys. 3.19 Wyniki pomiarów oporów stożka w punkcie oddalonym o 15 cm od osi kolumny

Natychmiastowy przyrost wartości q_c dotyczy zwłaszcza punktów położonych bliżej podstawy kolumny, na poziomie głowicy wzrost jest minimalny. Przyrost oporów na poziomie podstawy kolumny wynosił 60kPa, tj. 100% wartości początkowej. Zmiany te należy tłumaczyć procesem formowania kolumny. Zmiany q_c nie korespondują bezpośrednio z kształtem kolumny która charakteryzowała się największą średnicą na poziomie 0,44 L_k. Po upływie 8 dni od uformowania kolumny zanotowano przyrost q_c na całej wysokości gruntu słabego. Po upływie kolejnych 20 dni nie zanotowano już znaczących zmian. Pomiar wykonany w tym czasie wskazuje raczej na stabilizację oporu na poziomie odczytów 8 dni po uformowaniu kolumny. Uśredniając wyniki z pomiarów 8 i 28 dni po uformowaniu kolumny można uznać, że w wyniku konsolidacji podłoża po uformowaniu kolumny nastąpił stosunkowo równy wzrost wartości q_c na całej głębokości gruntu słabego. Jego wartość wynosiła ok. 35 kPa.

Analizując wyniki w punkcie oddalonym o 21 cm ($1{,}4D_k$) od osi kolumny należy stwierdzić, że dzień po jej uformowaniu zaobserwowano wzrost oporów stożka w dolnej części układu oraz nieznaczne spadki w jego górnej części (rys.3.20). Zmiany te są podobne do zaobserwowanych w punkcie oddalonym 15 cm od kolumny. Przyrost oporów na poziomie podstawy kolumny wywołany procesem formowania kolumny oszacowano na poziomie 35kPa tj.60%.

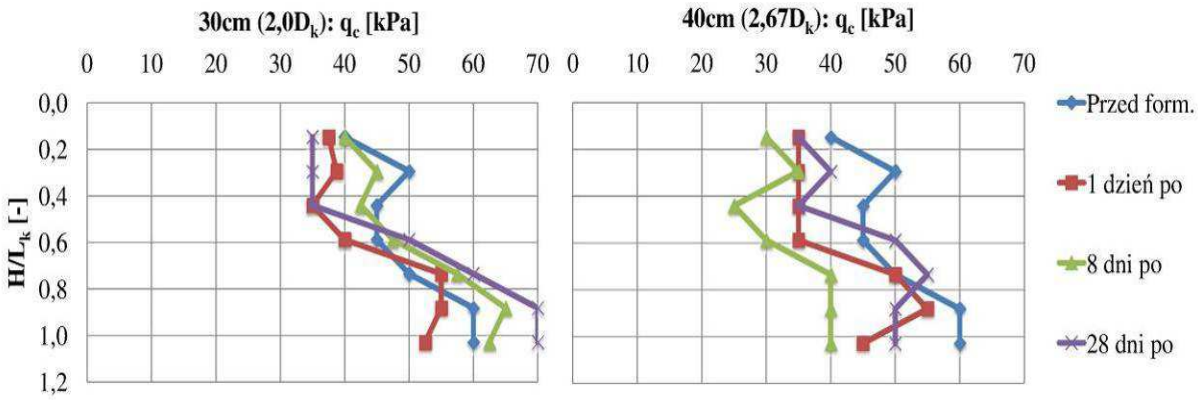


Rys. 3.20 Wyniki pomiarów oporów stożka w punkcie oddalonym o 21 cm od osi kolumny

Po upływie 8 dni od uformowania kolumny nie zanotowano praktycznie żadnych znaczących zmian w wartościach q_c. Pomiar wykonany po kolejnych 20 dniach wykazał nieznaczny wzrost wartość q_c na całej głębokości. Zmiany te są niewielkie. Spadek oporu, który zaobserwowano w górnej części układu, był zjawiskiem czasowym, 28 dni po uformowaniu kolumny wartość q_c na tym poziomie była już większa niż wyjściowa.

Analiza wyników uzyskanych w punktach pomiarowych oddalonych o 30 i 40 cm od osi kolumny wskazuje na brak zmian wywołanych procesem wbijania (rys.3.21). Pomierzone wartości w czasie kolejnych serii badań są nieznacznie mniejsze lub takie same jak podczas

badania wstępnego. Brak jest wyraźnego trendu zmian. Uzyskane różnice są na tyle małe, że należy uznać, że wynikają one z niejednorodności gruntu słabego, poddanego badaniu.



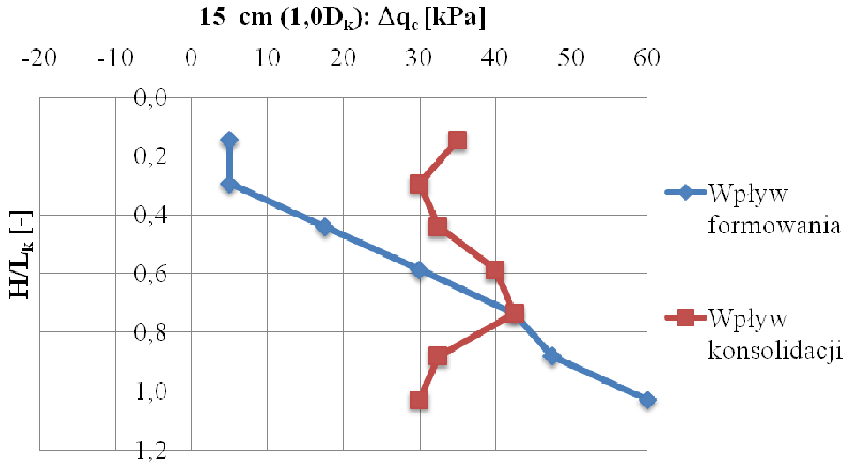
Rys. 3.21 Wyniki pomiarów oporu stożka w punkcie oddalonym o 30 i 40 cm od osi kolumny

Analizując uzyskane wyniki można podjąć próbę podziału uzyskanych efektów z uwagi na czynnik, który je wywołuje. Można, zdaniem autora, wyróżnić trzy takie czynniki: proces formowania kolumny, jej praca jako drenu wywołującego konsolidację poziomą oraz proces konsolidacji gruntu słabego, związany z kierunkiem pionowym. Różnica w odczytach oporów stożka przed uformowaniem kolumny i dzień po tym procesie wskazuje na bezpośredni wpływ wbijania (formowania) na wzrost nośności podłoża, zwłaszcza na poziomie spodu kolumny. Konsolidacja (pozioma i pionowa), która najprawdopodobniej stała się czynnikiem wywołującym opisane zmiany między pierwszym a 28 dniem po uformowaniu kolumny, jest zależna od filtracji pionowej oraz poziomej. Konsolidacja pionowa występuje na całej objętości układu, natomiast filtracja pozioma jest zmienna - najsilniejsza w bliskim sąsiedztwie kolumny. Na bazie uzyskanych wyników (brak przyrostów q_c w punktach odległych 30 i 40 cm od kolumny oraz znaczący wzrost q_c blisko kolumny) można wysnuć wniosek, że za dalsze (dodatkowe) wzmocnienie słabego gruntu po uformowaniu kolumny była odpowiedzialna konsolidacja pozioma. Wpływ konsolidacji pionowej był znikomy.

Aby ocenić ilościowo wielkość zmian wywołanych wbijaniem kolumny oraz konsolidacją gruntu w kierunku poziomym, na rys. 3.22 i 3.23 przedstawiono przyrosty wartości oporów q_c w odległości 15 i 21 cm od osi kolumny. Dla zilustrowania wpływu wbijania, są to różnice w wartościach uzyskanych dzień po i przed wykonaniem kolumn ($\Delta q_c=q_{c1}-q_{c0}$), a w przypadku konsolidacji 28 dni i dzień od momentu uformowania kolumny ($\Delta q_c=q_{c28}-q_{c1}$).

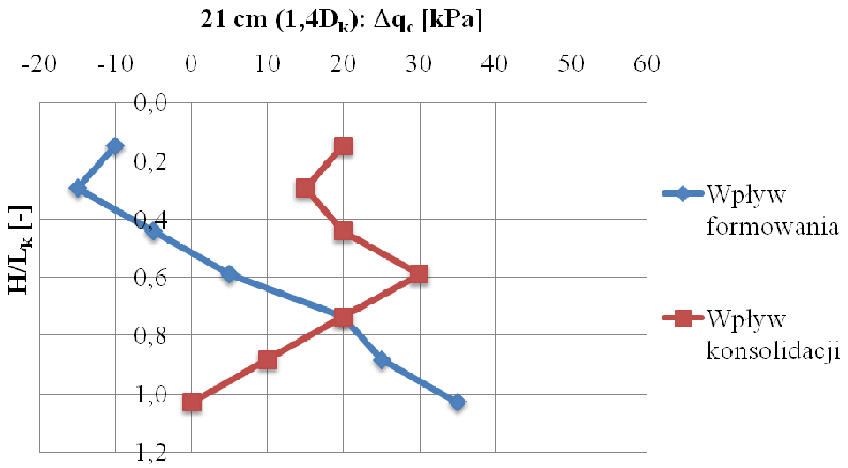
Analiza wyników uzyskanych dla punktu oddalonego 15 cm od osi kolumny (rys.3.22) wskazuje ponadto, że zmiany q_c wywołane konsolidacją mają stałe wartości na głębokości układu, przy czym na głębokości ok. 0,75 długości kolumny (L_k) uzyskują one nieznacznie większe przyrosty oporów stożka niż w pozostałych miejscach. Głębokość ta koresponduje z maksymalnymi przemieszczeniami poziomymi gruntu pomierzonymi inklinometrami, a nie maksymalną średnicą uformowanej kolumny kamiennej. Nasuwa to wniosek, że zmiany

parametrów otoczenia wbijanej kolumny kamiennej zależą od jego deformacji a nie kształtu kolumny. Oczywiście obie te wielkości (kształt i deformacje) są ze sobą związane. Ten hipotetyczny związek powinien być zweryfikowany innymi badaniami.



Rys. 3.22 Różnice w wartościach oporów stożka w punkcie oddalonym 15 cm od osi kolumny

Analiza wyników w punkcie oddalonym 21 cm od osi układu wskazuje, że podobnie jak dla punktu bliżej kolumny, wartości przyrostów oporu wynikające z formowania kolumny są w dolnej części układu większe od przyrostów wynikających z konsolidacji (rys. 3.23).



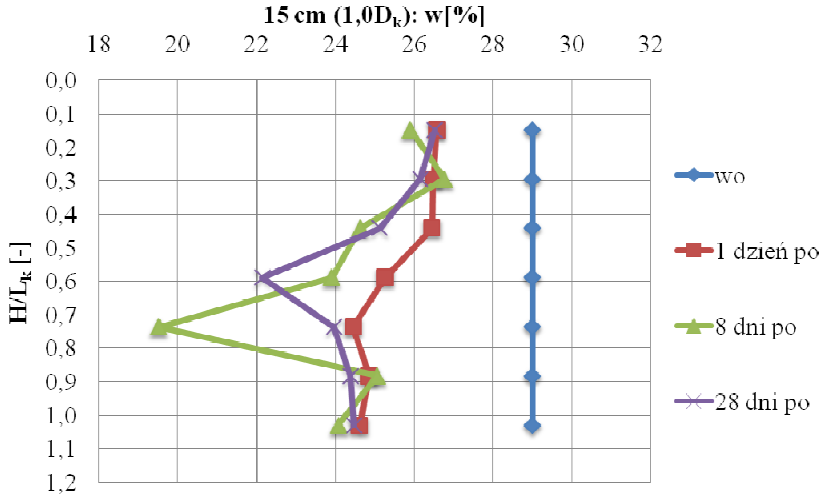
Rys. 3.23 Różnice w wartościach oporów stożka w punkcie oddalonym 21 cm od osi kolumny

Analogicznie jak wcześniej w wyniku konsolidacji w górnej części kolumny wzrost q_c jest większy niż zmiany wynikające z formowania kolumny. Otrzymane wyniki nie korespondują ani z kształtem kolumny kamiennej ani z przemieszczeniami poziomymi inklinometrów.

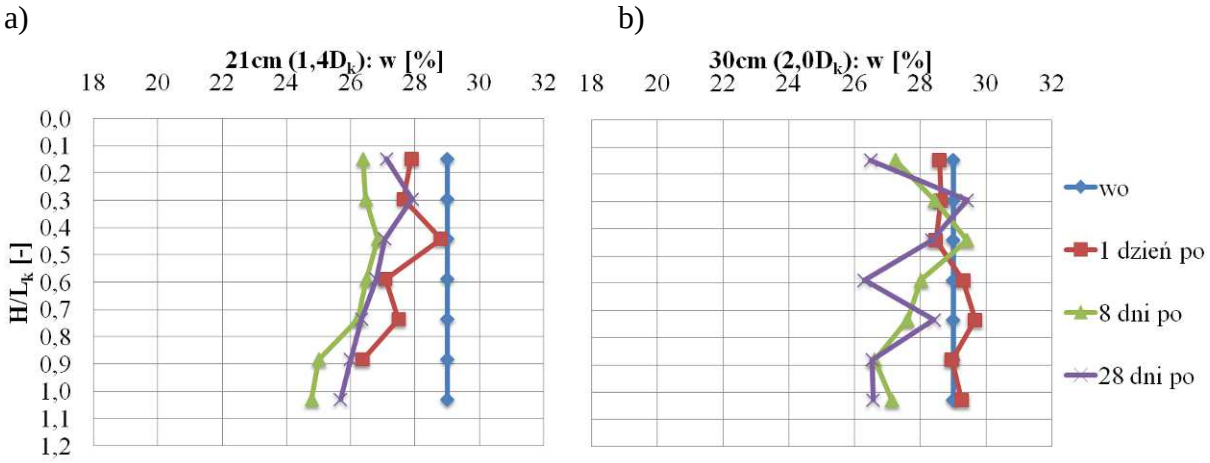
3.3.4.4. Wilgotność otoczenia gruntowego kolumny

Analizując wyniki badań wilgotności wykonanych 1, 8 i 28 dni od uformowania kolumny kamiennej odniesiono je do rezultatu pomiaru „zerowego" (w_0) zrealizowanego w dniu wbijania kolumny. Rezultaty zaprezentowano zależnie od odległości poszczególnych punktów poboru próbek od osi kolumny, kolejno 15, 21 i 30 cm od tego miejsca. Wyniki zamieszczono na rys. 3.24 i 3.25. Na osi pionowej tych wykresów pokazano relację głębokości H do długości kolumny kamiennej L_k.

W odległości 15 cm od osi układu wyniki pomiarów wykazują spadek wilgotności od 3 do 5% w stosunku do pomiaru „zerowego" (rys. 3.24). Wyjątek stanowią dwa wyniki wyraźnie niższe od pozostałych, zlokalizowane na głębokościach 0,6 i 0,75 L_k. W tych punktach, podczas pobierania próbek, widoczne były pojedyncze ziarna kruszywa kolumny kamiennej. Bliskość pojedynczych elementów kolumny spowodowała lokalnie większy spadek wilgotności. Znamienny jest fakt, że niezależnie od czasu wilgotności pozostawały na podobnym poziomie. Nieznacznie niższe wartości wilgotności zbadano w dolnych partiach kolumny.



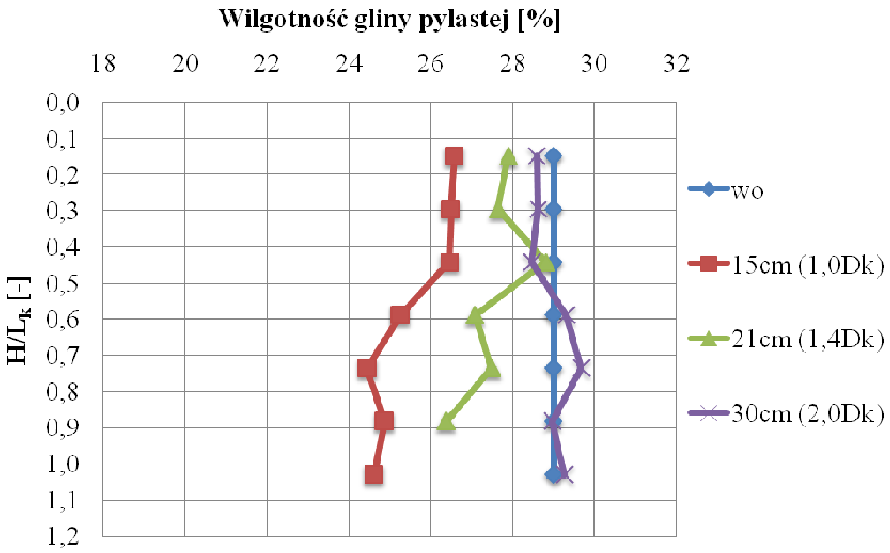
Rys. 3.24 Wilgotności gliny 15 cm od osi układu



Rys. 3.25 Wilgotności gliny: a) 21 cm od osi układu, b) 30 cm od osi układu

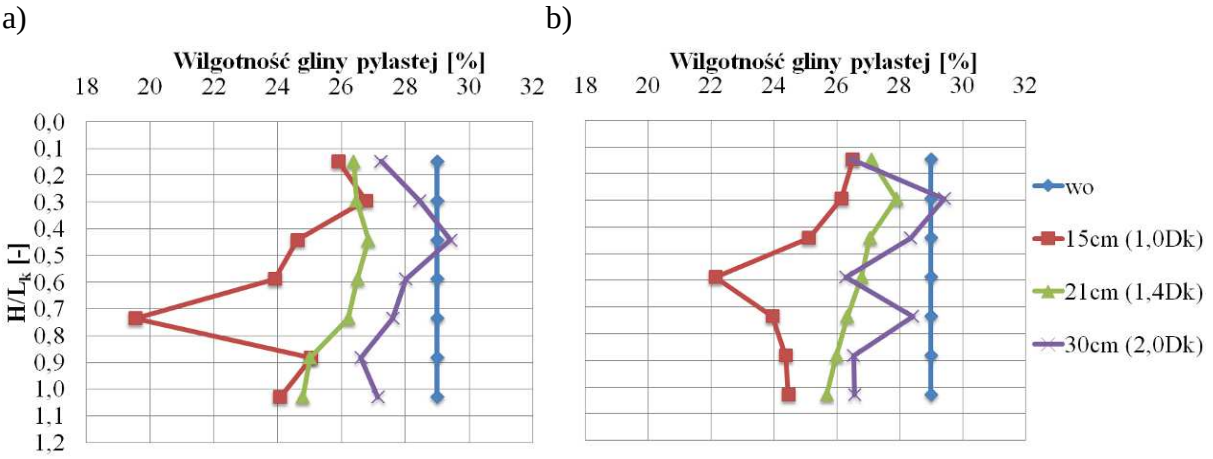
Wyniki uzyskane w punktach oddalonych o 21 i 30 cm od osi układu (rys. 3.25) wskazują na mniejsze spadki wilgotności niż miało to miejsce bliżej kolumny. Generalnie mieszczą się one w granicach 3%. Zwraca uwagę fakt, że wilgotności są podobne niezależnie od wysokości oraz czasu.

Aby odnieść zmiany wilgotności do bliskości kolumny kamiennej wyniki badań zaprezentowano osobno dla poszczególnych odległości (15, 21 i 30 cm) w jednym czasie. Na rysunku 3.26 pokazano wilgotności pomierzone dzień po uformowaniu kolumny. Taka prezentacja wyników pokazuje, że wilgotności otoczenia kolumny są tym mniejsze im bliżej niej wykonywany był pomiar. Oznaczenie wykonane najdalej od kolumny (30 cm - 2,0D_k) wykazuje brak zmian wilgotności (brak wpływu procesu formowania kolumny na otoczenie). Wpływ ten jest natomiast widoczny w pozostałych punktach pomiarowych. Różnica polega na intensywności zmian. W punkcie leżącym najbliżej kolumny spadek wilgotności wynosił do 4,5%, w punkcie pośrednim do 2,5%. Dla punktów leżących w zasięgu wpływu kolumny zanotowano większe spadki wilgotności w dolnej części układu.



Rys. 3.26 Wilgotności gliny po dniu od uformowania kolumny

Wyraźną różnicę w zależności od odległości od kolumny widać również w pomiarach wykonanych po 8 i 28 dniach od jej uformowania (odpowiednio rys. 3.27a oraz 3.27b). W większości punktów zanotowano zmiany w odniesieniu do wilgotności początkowej. Ich intensywność zależała od odległości od kolumny kamiennej (blisko kolumny była największa). Pomijając dwa punkty o wyraźnie niższym wyniku (wynikającym z kontaktu z kolumną) spadki wilgotności po 8 dniach wynosiły około 5,0, 4,0 i 2,5% a po 28 dniach, około 4,5, 2,5 i 2,5%.



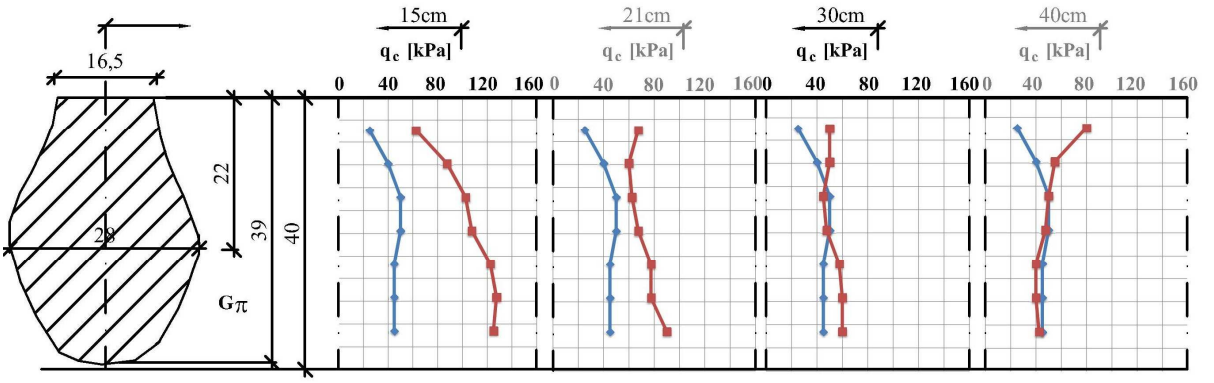
Rys. 3.27 Wilgotności gliny po 8 (a) i 28 (b) dniach od uformowania kolumny

Z przedstawionej wyżej analizy wynika, że zmiany wilgotności w wykonanym badaniu były najbardziej intensywne w sąsiedztwie wbijanej kolumny kamiennej. Zmiany te w czasie były małe, większe znaczenia miał sam proces formowania kolumny. Odległość ostatniego punktu pomiarowego była na tyle duża, że nie zanotowano w nim wpływu wbijania. Małe różnice w wynikach pomiarów wykonanych po pewnym czasie od wykonania kolumny mogą być wynikiem braku obciążenia układu oraz krótkiego czasu badania. Zwłaszcza pierwszy czynnik może okazać się kluczowy. Uzyskane wyniki potwierdzają zasadność metodyki badania nr 2. W założeniu pozwoli ono zbadać tempo zmian dla układu obciążonego.

3.3.5. Zmiany w otoczeniu kolumny - badanie nr 2

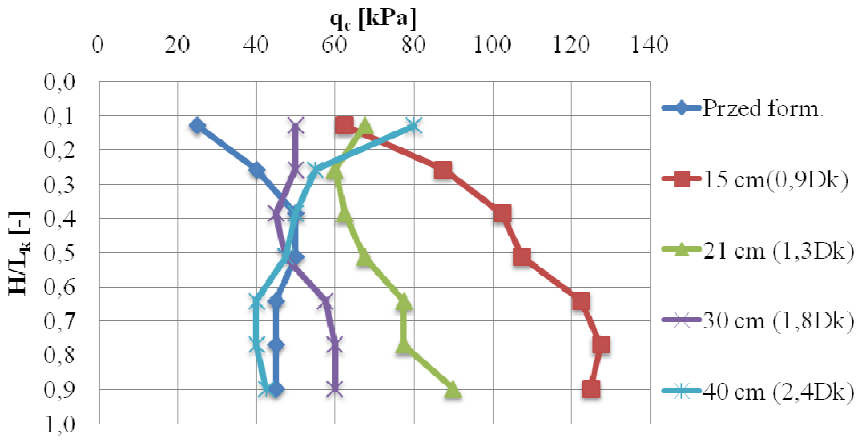
3.3.5.1. Pomiar zmian oporu stożka sondy wciskanej

Pomiary oporu stożka ręcznej sondy wciskanej HYSON 5 prowadzono tak samo jak w przypadku badania nr 1. Na rys.3.28 i 3.29 przedstawiono wyniki testów wykonanych po 28 dniach od uformowania kolumny. Wykonano je po demontażu nadbudowy stanowiska, usunięciu geomateraca oraz reperów do pomiaru osiadań. Wyniki przedstawiono na tle pomiaru wykonanego przed uformowaniem kolumny.



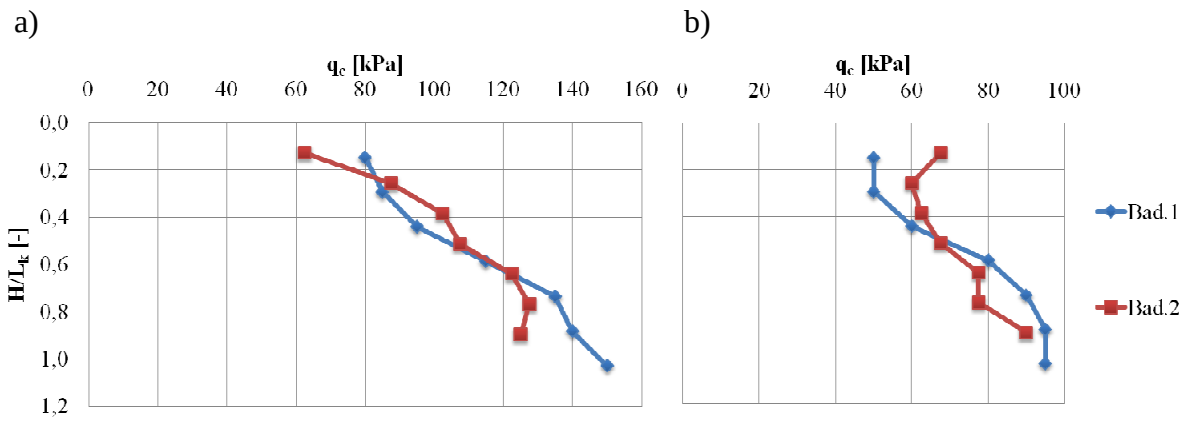
Rys. 3.28 Wyniki badania oporów stożka sondy CPT w badaniu nr 2: przed formowaniem kolumny nr 2 (kolor niebieski) oraz 28 dni po jej uformowaniu (kolor czerwony).

Uzyskane rezultaty są bardzo zbliżone do wyników badania nr 1. Wyraźny wzrost oporu q_c zaobserwowano 15 cm ($0{,}9D_k$) od osi kolumny, a jego największa wartość występowała na poziomie jej spodu. W punkcie oddalonym o 21 cm od osi układu ($1{,}3D_k$) zaobserwowany wzrost oporu był mniejszy i malał w miarę oddalania się punktu pomiaru od kolumny. Punkt odległy 40 cm od osi układu wykazał wzrost q_c jedynie na poziomie stropu gliny.

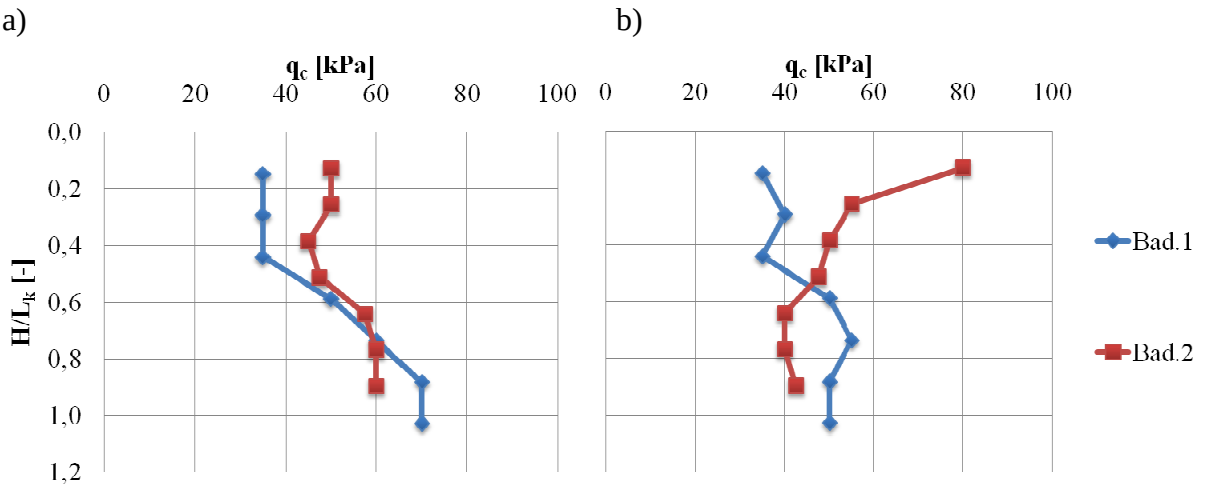


Rys. 3.29 Opór stożka q_c po 28 dniach

W celu określenia wpływu obciążenia na zmiany w słabym podłożu (glinie) wyniki badania nr 2 odniesiono do wyników uzyskanych w teście nr 1. Wartości oporów stożka sondy ręcznej w osi oddalonej 15 i 21 cm od osi układu przedstawiono na rys. 3.30, natomiast dla punktów oddalonych o 30 i 40 cm od osi układu na rys. 3.31. Niezależnie od miejsca usytuowania punktu pomiarowego od osi kolumny wyniki pomiarów w badaniu nr 2 (kolor czerwony) są bardzo zbliżone do wyników z badania nr 1 (kolor niebieski). Znormalizowany poziom (H/L_k) ostatniego punktu pomiarowego jest różny w obu badaniach - wynika to z odmiennych długości kolumn w teście nr 1 i 2.



Rys. 3.30 Opór stożka q_c po 28 dniach badania, w odległości: a) 15 cm, b) 21 cm od osi kolumny



Rys. 3.31 Opór stożka q_c po 28 dniach badania, w odległości: a) 30 cm, b) 40 cm od osi kolumny

Różnic można dopatrywać się na dwóch poziomach, po pierwsze u góry układu, po drugie w spągowej części gliny. W stropowej części gliny, w badaniu 2, zanotowano większe niż w badaniu nr 1, wartości oporu stożka. Zdaniem autora jest to efekt dociążenia gliny geomateracem oraz gruntem nasypowym. Na bazie tego wyniku można wnioskować, że zasięg zmian spowodowanych obciążeniem układu ograniczył się do 5-15 cm (0,13-0,45L_k), co stanowi 25-37% miąższości gliny. Jest to strefa, w której obserwowany wpływ formowania kolumny jest najmniejszy, lecz wpływ jej pracy jako drenu dominujący. Wyniki sugerują, że obciążenie gruntu w badaniach modelowych przyspieszyło proces konsolidacji podłoża jedynie w górnych partiach gruntu słabego.

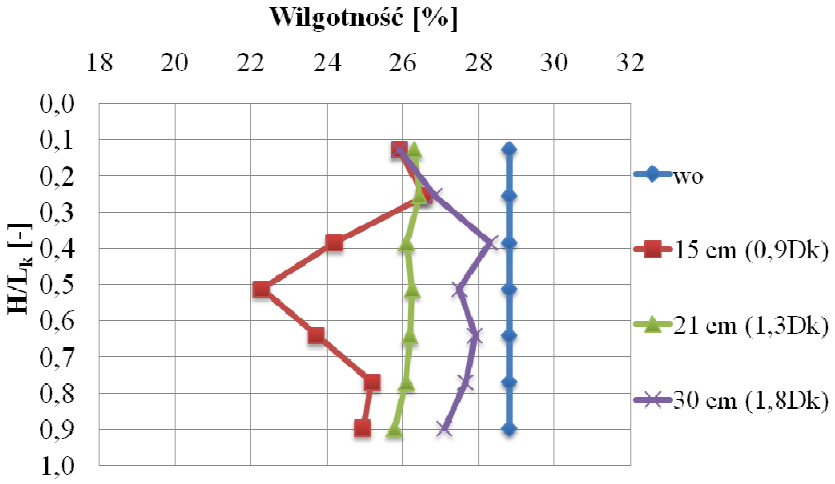
Drugim charakterystycznym poziomem zmian jest spąg gliny (głębokość 0,70-1,05L_k). W tej strefie w badaniu nr 2 pomierzone wartości q_c są mniejsze niż w badaniu nr 1. Różnica z wartościach q_c na tym poziomie waha się w przedziale 5-20 kPa. Takie zjawisko może być spowodowane różnicą w warunkach początkowych obu badań. Pomiary wartości oporu sondy statycznej przed wykonaniem kolumn w obu badaniach różniły się o ok. 15 kPa (rys.3.9). Wartości w badaniu nr 1 były większe. Tak więc można sądzić, że w obu badaniach nastąpił podobny wzrost q_c względem wartości pierwotnej po 28 dniach od uformowania kolumny.

3.3.5.2. Wilgotność otoczenia gruntowego kolumny

Rezultaty badania wilgotności wykonanego 28 dni po uformowaniu kolumny, na tle badania przed jej uformowaniem, w punktach oddalonych o 15, 21 i 30 cm od osi układu przedstawiono na rys. 3.32.

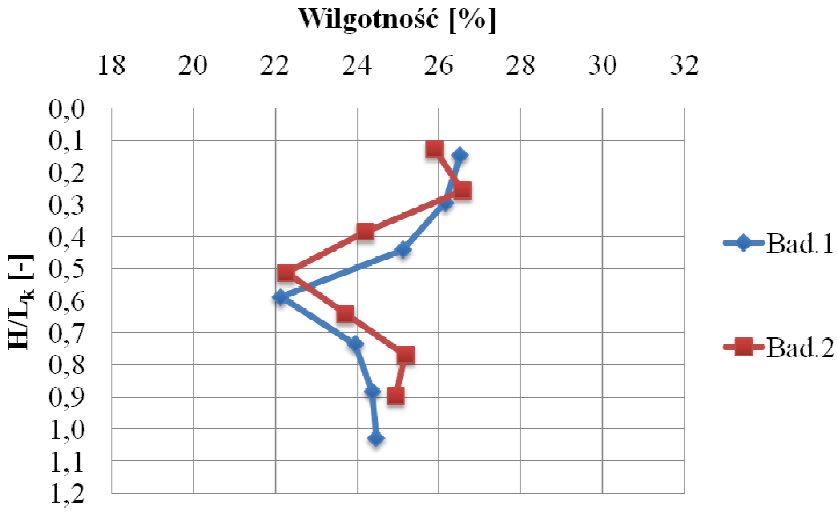
Podobnie jak w przypadku pomiaru oporów stożka wyniki pomiaru wilgotności w badaniu nr 2 są zbieżne z wynikami z testu nr 1. Najmniejsze wilgotności pomierzono najbliżej kolumny, w miarę oddalania się od niej wartości wzrastały. Charakter zmian w punkcie pomiarowym położonym najbliżej kolumny koresponduje z jej kształtem. Dwa pierwsze

punkty pomiaru wilgotności przy powierzchni gliny (ok. 5 i 10 cm od jej góry) wykazały równą wartość wilgotności we wszystkich wykonanych badaniach.

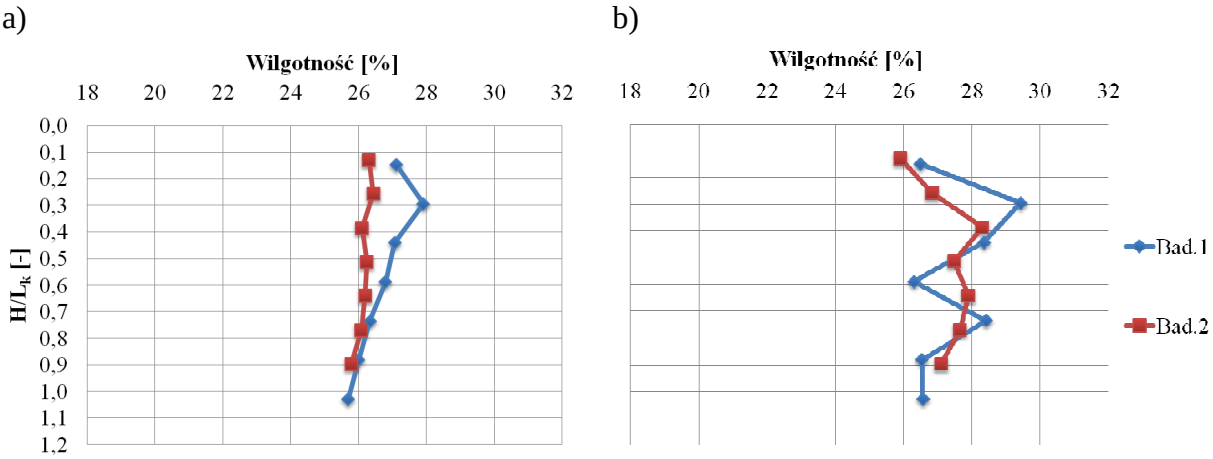


Rys. 3.32 Wilgotności gliny po 28 dniach badania nr 2

Wyniki zmian wilgotności gliny w różnej odległości od osi kolumny dla obydwu badań przedstawiono na rysunku 3.33 (15 cm) i 3.34 (21 i 30 cm od osi). Są one dla obydwu modeli bardzo podobne. W punktach pomiarowych oddalonych 15 cm od osi kolumny na poziomie $0,5 - 0,6L_k$ widoczny jest kilkuprocentowy spadek wilgotności, co zdaniem autora koresponduje z kształtem kolumny. Niezależnie od lokalizacji nieznaczne różnice w poszczególnych punktach poboru próbek w badaniu nr 1 i 2 wynikają raczej z lokalnych niejednorodności w gruncie niż z wpływu formowania kolumny kamiennej.



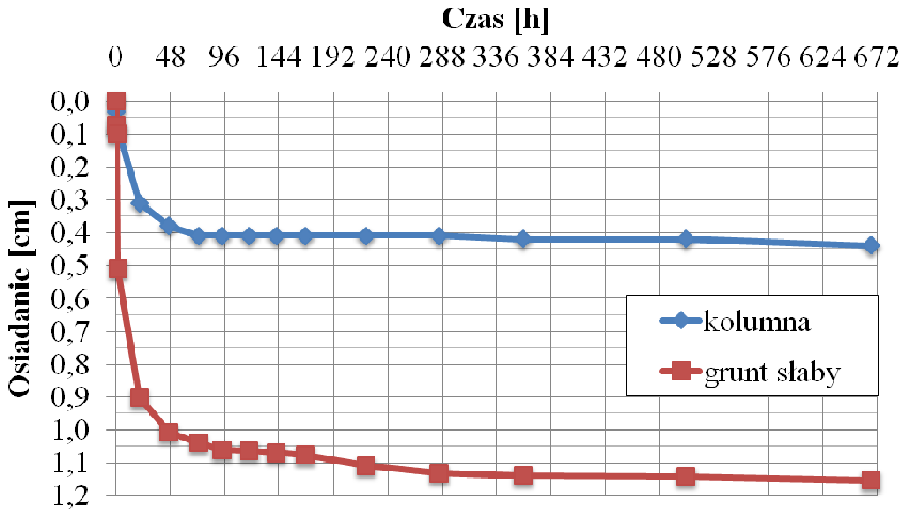
Rys. 3.33 Wilgotności gliny po 28 dniach w odległości 15 cm od osi kolumny



Rys. 3.34 Wilgotności gliny po 28 dniach w odległości: a) 21cm, b) 30 cm od osi kolumny

3.3.5.3. Osiadania układu

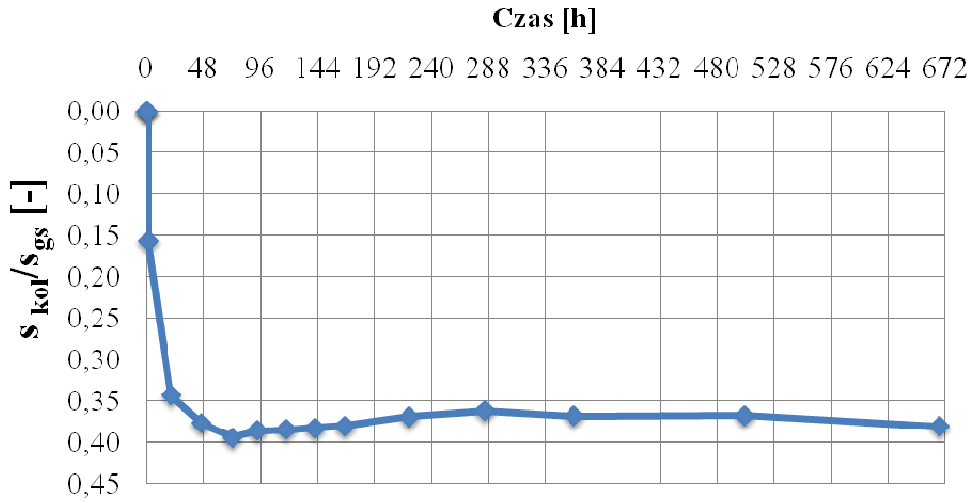
Pomiaru osiadań dokonywano zgodnie z metodologią przedstawioną wcześniej w pięciu punktach. Jeden umiejscowiony był na kolumnie kamiennej, pozostałe cztery w gruncie słabym. Na potrzeby niniejszej analizy wyniki odczytów z reperów umieszczonych na glinie uśredniono, przedstawiając je w postaci zależności: czas - osiadanie na rys. 3.35. Osiadania nie ustabilizowały się po 28 dniach prowadzenia pomiarów. W ostatnim tygodniu nastąpił nieznaczny przyrost ich wartości o ok. 0,1 mm. Ostatecznie wartość pomierzonych osiadań gruntu słabego (1,15 cm) była 2,5-krotnie większa od osiadania kolumny (0,45 cm).



Rys. 3.35 Osiadania układu testowego w badaniu nr 2

Największy przyrost osiadań obserwowano w czasie obciążania układu oraz 48 h po jego zakończeniu. Relacja osiadania kolumny (s_{kol}) do osiadania gruntu słabego (s_{gs}) była w trakcie badania zależna od czasu. Na rys. 3.36 przedstawiono jej zmienność dla poszczególnych odczytów. Z odzwierciedlającej ją krzywej można wnioskować, że na początku obciążania układu większe osiadania realizują się na gruncie słabym, z czasem różnica zmniejsza się

do ustalonej wartości. Tuż po przyłożeniu obciążenia relacja s_{kol}/s_{gs} była równa 0,16, dzień później 0,34. Ogólna stabilizacja tej relacji nastąpiła na poziomie wartości 0,38. Uzyskany wynik jest zgodny z intuicją inżynierską. Świadczy on o redystrybucji naprężeń po odkształceniu się układu.



Rys. 3.36 Relacja osiadań na kolumnie do osiadań gliny w czasie

3.4. Podsumowanie badań laboratoryjnych

Badania laboratoryjne wykonane w skali geometrycznej 1:10 miały na celu analizę wpływu procesu formowania wbijanej kolumny kamiennej na otoczenie gruntowe. Zostały one zrealizowane w dwóch seriach (układ obciążony oraz nieobciążony). Badanymi parametrami były przemieszczenia poziome i pionowe otoczenia gruntowego kolumny (badanie nr 1), zmiany oporów stożka sondy wciskanej oraz zmiany wilgotności (badania nr 1 i 2). Dodatkowo w badaniu nr 2 wykonano pomiar osiadań układu obciążonego. Podczas badań uformowano „beczkopodobne" kolumny o średnicy głowicy D_k wynoszącej 15,0 i 16,5 cm oraz długości L_k 34 i 39 cm.

Przeprowadzone badania wykazały, że zasięg wpływu formowania kolumny wbijanej na otoczenie wynosi nie więcej niż $2{,}4D_k$ (gdzie D_k - średnica głowicy kolumny). Największe przemieszczenia poziome gruntu zalegającego obok kolumny DR zostały pomierzone na poziomie $0{,}71\text{-}0{,}75L_k$ tuż przy kolumnie. W miarę oddalania się od niej punktów pomiarowych odczytywane wartości malały. Wypiętrzenia w rejonie wykonanej kolumny miały charakter niesymetryczny. Najmniejsze różnice w wartościach wypiętrzeń w dwóch badanych kierunkach występowały tuż przy kolumnie, największe w miarę oddalania się od niej. Należy jednak podkreślić że wypiętrzenia były bardzo małe - jak oszacowano wypiętrzenie gruntu wyniosło ok. 2% objętości kruszywa odkopanej kolumny kamiennej.

Analiza wyników oporów stożka sondy wciskanej wykazała, że zasadnicze zmiany dotyczą jedynie dwóch punktów pomiarowych leżących najbliżej kolumny (odległości 15 i 21 cm, czyli $0{,}9\text{-}1{,}0D_k$ i $1{,}3\text{-}1{,}4D_k$. Przyrost oporów q_c dla punktu oddalonego 15 cm od

kolumny kamiennej mieści się w zakresie od 90 do 200% w stosunku do wartości pierwotnej. W punkcie oddalonym 21 cm od osi kolumny analizowany wzrost wynosił od 20 do 90%. Pomierzony opór stożka w dwóch omówionych punktach wzrasta liniowo wraz z głębokością. Podobne co do rozkładu q_c wyniki w badaniach modelowych uzyskał Kwiecień (2008). Cześć opisanych zmian wynikała z procesu formowania kolumny, cześć z jej pracy jako drenu. Na bazie analizy ustalono że poniżej poziomu największych przemieszczeń (0,71-0,75L_k) przyrost oporów stożka wynika w największej mierze z procesu formowania kolumny, natomiast powyżej tego poziomu z konsolidacji podłoża (wpływ pracy kolumny jako drenu). Wyniki badania nr 2 wykazały większe wartości oporu stożka przy powierzchni badanej gliny, czyli obszaru gdzie zmiany mogą wynikać głównie z procesu konsolidacji. Taki wynik wskazuje na fakt przyspieszenia konsolidacji podłoża w wyniku obciążenia go geomateracem oraz nadkładem gruntu.

Analiza zmian wilgotności układu „kolumna - grunt słaby" wykazała, że niezależnie od czasu, wilgotności w poszczególnych punktach pomiarowych pozostawały na podobnym poziomie. Na zmianę wilgotności nie miało też wpływu obciążenie układu w badaniu nr 2. Jego wyniki są identyczne z wynikami testu nr 1, w którym układ konsolidował pod ciężarem własnym. Różnice uwidaczniają się podczas obserwacji wartości wilgotności odczytanych w jednym dniu w punktach różnie oddalonych od kolumny. Najmniejsze wartości wilgotności pomierzono przy kolumnie, a wraz z oddalaniem się punktów pomiaru od niej mierzone wartości wzrastają. Prawidłowość ta jest widoczna przy pomiarach wykonywanych dzień po uformowaniu kolumny oraz w późniejszych testach. Zdaniem autora opisane prawidłowości są efektem przepływu wody w kierunku kolumny. Nawet jeżeli wilgotność tuż przy kolumnie spada, woda migrująca z obszarów dalej położonych z powrotem zwiększa jej wartości do poziomu wyjściowego.

Niezależne badanie osiadań słabego podłoża oraz kolumny kamiennej zwieńczonych geomateracem wykazało istnienie zmiennej w czasie relacji osiadań kolumny do osiadań jej otoczenia. Początkowo osiadania gruntu słabego są większe, po jego odkształceniu, następuje redystrybucja sił i obciążeń na kolumnę. W badanym przypadku osiadania kolumny kamiennej były 2,5 razy mniejsze niż słabego gruntu w jej sąsiedztwie.

Uzyskane w badaniu nr 2 wyniki na pierwszy rzut oka nie różnią się zasadniczo od wyników z badania nr 1. Można by odnieść wrażenie iż wpływ obciążenia układu jest zbyt mały. Należy jednak pamiętać, że miąższość gruntu nasypowego również była objęta podobieństwem do warunków in situ (w skali 1:10).

4. BADANIA POLOWE

4.1. Wprowadzenie

Podobnie jak w testach laboratoryjnych punktem wyjścia dla sformułowania programu badań był przegląd literatury dotyczącej testów polowych nad wpływem wymiany dynamicznej na otoczenie gruntowe. Na program badań miała ponadto wpływ tematyka grantu nr 1989/B/T02/2011/40, finansowanego ze źródeł Narodowego Centrum Nauki. Program badań polowych, przedstawiony w niniejszym rozdziale nawiązuje do opisanych wcześniej testów laboratoryjnych. Tym samym więc wpływ formowania wbijanej kolumny kamiennej na otoczenie przedstawiono w następujących aspektach: wypiętrzenia, przemieszczenia poziome oraz zmiana parametrów gruntu w sąsiedztwie kolumny (badane za pomocą testów CPTU oraz DMT).

4.2. Przegląd stanu wiedzy

Kłosiński i inni (1979) wykonując pierwsze w kraju próby zastosowania udarów o dużej energii uzyskali kilkukrotny wzrost zagęszczenia podłoża. Autorzy badań sprawdzali zagęszczenie sondą dynamiczną (bezpośrednio po ubijaniu, po kilku dniach i po kilku tygodniach), uzyskując znaczący wzrost liczby uderzeń sondy po wykonaniu udarów. Przyrost zagęszczenia w czasie okazał się być nieznaczny. Wynika to najprawdopodobniej z faktu, iż kolumny były formowane w gruncie nasypowym składającym się z piasku z domieszką torfu. Na podstawie informacji zawartej w publikacji trudno jednoznacznie sklasyfikować stosowaną tam technologię, można traktować ją bowiem jako wymianę dynamiczną lub też konsolidację dynamiczną.

Lo i inni (1990a, 1990b) wykazali znaczne zmiany w oporze stożka sondy CPT oraz module presjometrycznym po wykonaniu kolumn DR oraz DRM. Badania były wykonane 38 lub 40 dni po uformowaniu kolumn. Na bazie interpretacji tych badań autorzy wykazali prawie trzykrotny wzrost wytrzymałości w warunkach „bez drenażu”, kilkukrotny wzrost granicznego ciśnienia presjometrycznego, korzystne zmiany współczynnika konsolidacji wtórnej oraz wskaźnika ściśliwości. Pomierzone między kolumnami opory stożka sondy CPT po wykonaniu kolumn wynosiły ok. 2 MPa. Przed procesem wzmocnienia były one dziesięciokrotnie niższe (0,2 MPa). Testy były wykonane na gruncie słabym w postaci torfów o miąższości 5,8 m na którym wykonano piaszczystą platformę roboczą o miąższości 0,6 m oraz 3,0 m. Wybór czasu wykonania pomiarów (38 i 40 dni po uformowaniu kolumn) nie został skomentowany. Po wzmocnieniu kolumnami poletek badawczych został na nich wybudowany nasyp przeciążający o wysokości 3,7 m. Pomiary osiadań były prowadzone przez rok. Na bazie obserwacji określono, że czas konsolidacji pierwotnej wynosił ok. 130 dni, natomiast osiadania które przyrastały do końca pomiarów (365 dni) wynikały

z konsolidacji wtórnej (pełzania) torfu. Autorzy podkreślali, że formowanie kolumn kamiennych znacząco ograniczyło pełzanie (konsolidacją wtórną) gruntów organicznych.

Dumas i inni (1993) opisywali wyniki badań podłoża wzmocnionego kolumnami DR w czterech różnych sytuacjach geologiczno-inżynierskich. W celu zweryfikowania efektywności wzmocnienia wykonane zostały badania presjometryczne, sondowania dynamiczne oraz dylatometryczne. Na poletku wykonanym w gruntach piaszczystych z domieszkami wapienia i pyłu autorzy zanotowali co najmniej dwukrotny wzrost parametrów sondowania aż do głębokości 16 m. Największe, kilkunastokrotne, zwiększenie ich wartości wystąpiło na długości kolumny kamiennej wynoszącej 6 m. Na poletku, gdzie występowały grunty antropogeniczne, pomiary między kolumnami wykazały około dwukrotny wzrost liczny uderzeń sondy dynamicznej. Występował on na całej miąższości tych gruntów (14 m), oprócz pierwszych dwóch metrów przy powierzchni terenu. Najciekawsze pod kątem niniejszej pracy były wyniki uzyskane na poletku z gruntami spoistymi (pyłami, pyłami piaszczystymi). W tym przypadku około dwukrotny wzrost modułów dylatometrycznych oraz presjometrycznych zanotowano do głębokości podstaw kolumn kamiennych (6 m). Poniżej tej głębokości wartości opisywanych parametrów wzrosły nieznacznie. Autorzy nie podali informacji, w jakim czasie po uformowaniu kolumn były wykonywane badania parametrów gruntu słabego.

Han (1998), na przykładzie wyników z dwóch poletek badawczych w Szanghaju, opisywał mechanizmy zachodzące podczas wykonywania wymiany dynamicznej. Grunt słaby w obu przypadkach stanowiła glina przewarstwiona piaskiem pylastym, na której wykonano platformę roboczą o miąższości odpowiednio 0,8 i 1,2 m. Dodatkowo na poletku drugim zainstalowano dreny prefabrykowane, które przyspieszały proces dyssypacji nadwyżki ciśnienia wody w porach. Na poletku pierwszym kolumny formowano ubijakiem o masie 14,2 t i średnicy 2,35 m, na poletku drugim stosowano naprzemiennie ten sam ubijak i ubijak o masie 16 t oraz średnicy 2,1 m. Ubijak pierwszy zrzucano z wysokości 15,3 m, drugi natomiast z poziomu 13,5 m licząc od powierzchni terenu. Pierwszym z badanych aspektów była (narastająca w trakcie wykonywania kolumn) głębokość krateru oraz towarzyszące temu wypiętrzenia terenu. Uzyskane podczas formowania kolumny głębokości krateru na poletku pierwszym (ok. 2,1 m) były nieznacznie większe od tych uzyskanych na poletku drugim (ok.1,9 m). Towarzyszące im wypiętrzenia różniły się zasadniczo, dla poletka pierwszego wynosiły one ok. 1,6 m, natomiast dla drugiego ok. 0,4 m. Wartości te stanowią odpowiednio 0,68 oraz 0,19 średnic stosowanych ubijaków. Tak znacząca różnica wynika według autora z zastosowania różnych ubijaków i platform roboczych o różnej miąższości. Wnioskuje on, że stosowanie ubijaka o mniejszej średnicy i większej masie umożliwia uzyskanie takiej samej głębokości krateru przy znacznie mniejszych wypiętrzeniach. Kolejnym analizowanym aspektem jest przemieszczenia poziome gruntu w sąsiedztwie formowanych kolumn. Badano je za pomocą inklinometrów o długości 13 m. Największe wychylenia w obu przypadkach zanotowano na głębokości ok. 2 m pod powierzchnią terenu i malały one z głębokością.

Na poletku drugim zanotowano mniejsze wartości przemieszczeń poziomych na poszczególnych głębokościach. Według autora wynika to z tych samych powodów co różnica w wypiętrzeniach. Pomiarami były również objęte zmiany ciśnień wody w porach w okresie dwóch pierwszych dni po wykonaniu wzmocnienia. Na poletku pierwszym spadek ciśnienia wody w porach wygenerowanego podczas formowania kolumn był dwu - trzykrotny, natomiast na poletku drugim trzy - czterokrotny. Szybsza dyssypacja ciśnień na poletku nr 2 była spowodowana obecnością drenów prefabrykowanych. Wnioski wyciągnięte z badań na poletkach pozwoliły autorowi dobrać optymalny program wykonywania wzmocnienia podłoża terminalu kontenerowego w Szanghaju. W czasie wykonywania docelowego ulepszenia sprawdzano jego efektywność w drodze kompleksowych badań kontrolnych: sondowań CPT, sondowań dynamicznych oraz badań laboratoryjnych gruntu przed i po wzmocnieniu. Próbki do badań laboratoryjnych pobrano 28 dni po wykonaniu kolumn, w tym czasie wykonano też badania polowe. Uzyskano istotne zmiany parametrów dla dwóch wydzielonych warstw na głębokości ok. 0,5-2,5 m oraz ok. 3,5-7,5 m. Odnotowano następujące zmiany:

- spadki wilgotności o 1 - 6%,
- wzrost ciężaru objętościowego o 0,5 - 0,7 kN/m^3,
- spadek wskaźnika porowatości o 0,0 - 0,15,
- spadek wskaźnika plastyczności o 1%,
- wzrost kąta tarcia wewnętrznego o 1,3 - 6,5^o,
- wzrost spójności o 2,0 - 7,4 kPa.

Oprócz wykazania w badaniach laboratoryjnych wzrostu wartości badanych parametrów, co skutkuje zwiększeniem nośności podłoża, jego wzmocnienie wykazały też próby polowe. Różnica w parametrach sondowań przed i po wykonaniu wzmocnienia była 1,5 - 4,0 krotna. Istotny jest fakt, że zmiany zostały zanotowane 28 dni po wykonaniu wzmocnienia.

Godlewski i Saloni (2006) opisywali wzmocnienie podłoża wykonywane w związku z budową Trasy Siekierkowskiej w Warszawie. Grunt rodzimy stanowiły tam mady i namuły o łącznej miąższości sięgającej 4 m, poniżej nich zalegały średnio zagęszczone piaski. Kolumny kamienne były formowane z mieszaniny piasku i gruzu betonowego. Oprócz aspektów technologicznych autorzy przedstawiali wyniki osiadań nasypu posadowionego na kolumnach kamiennych oraz wyniki sondowań sondą lekką. Przewidziano, że kolumny kamienne zmniejszą osiadania czterokrotnie. Ostatecznie wystąpiły osiadania zgodne z przewidywanymi lub od nich mniejsze. Istotny jest przy tym fakt, że ustabilizowały się one w kilka tygodni po wykonaniu kolumn. Sondowania dynamiczne wykonane w środku kolumny wykazały znaczny wzrost liczby uderzeń na jej długości oraz brak wpływu na warstwy poniżej kolumny. Sondowania dynamiczne wykonane między kolumnami wykazały wzrost liczby uderzeń do głębokości 2 m poniżej powierzchni terenu oraz brak zmian lub spadki liczby uderzeń na poziomie dolnej części kolumny. Autorzy przedstawili też zależność uzyskanych wyników od czasu. Jeżeli sondowania były wykonywane po 3 dniach

od uformowania kolumny pod kolumną odnotowywano nagłe, znaczące spadki liczby uderzeń sondy. Badania wykonane po 3 tygodniach od uformowania kolumn wykazywały już wzrost liczby uderzeń pod kolumną. Zmiany te autorzy tłumaczą wygenerowana podczas ubijania, a następnie rozpraszającą się nadwyżką ciśnienia wody w porach. Duże wątpliwości autora budzi fakt stosowania sondowania dynamicznego do badania zmian w gruntach takich jak mady i namuły. Godlewski (2007) rozszerza opis tych badań o wyniki uzyskane na bazie sondowań CPTU oraz DMT zastrzegając, że badania takie są możliwe do realizacji tylko w przypadku kolumn z piasku.

Kwiecień (2008) w swojej pracy przedstawił badania efektywności wzmocnienia podłoża w dwóch aspektach: zmian parametrów gruntu otaczającego kolumnę oraz próbnego obciążenia. W niniejszej pracy będą przywołane wyniki pierwszego z aspektów. Badania przeprowadzono na poletku zlokalizowanym na trasie S-7 w miejscowości Lubień. Autor pobrał na poletku próbki NNS do badań laboratoryjnych takich parametrów i cech jak: moduł ściśliwości pierwotnej i wtórnej, wilgotność, wskaźnik porowatości, kąt tarcia wewnętrznego i spójność. Taki sam zestaw badań został zrealizowany na próbce pobranej dwa tygodnie po uformowaniu kolumn z jej bezpośredniego sąsiedztwa. Wzmacnianym in situ gruntem słabym był namuł o miąższości 3,1 m, zawartości części organicznych 7% oraz stopniu plastyczności I_L=0,32. Autor przeprowadzonych badań formułuje następujące wnioski:

- niezależnie od przedziału obciążenia uzyskano większe moduły ściśliwości pierwotnej i wtórnej dla próbek pobranych po wykonaniu kolumn, przyrost modułu pierwotnego wyniósł 47 - 76%, natomiast modułu wtórnego 20 - 176%,
- nastąpił spadek wilgotności namułu z wartości 44% do wartości 34%, wskaźnika porowatości z poziomu 1,25 do poziomu 0,85 oraz wartości spójności z 31,4 kPa do 8,3 kPa (spadek spójności jest uzasadniany przez autora zniszczeniem struktury gruntu podczas formowania kolumny. Czas niezbędny do jej odbudowy w momencie pobierania próbki jeszcze nie upłynął).
- wystąpił natomiast wzrost efektywnego kąta tarcia wewnętrznego z wartości 4,6^o do wartości 12,7^o.

Otrzymane wyniki świadczą jednoznacznie o wzmocnieniu gruntu obok kolumny.

Yee i Chua (2009) opisują badania wykonane w ramach weryfikacji wzmocnienia gruntów spoistych pod drogą ekspresową w Malezji. W ramach tych działań zostały wykonane kolumny o długości 4 - 6 m i średnicy ok. 2,5 m. Formowano je ubijakami o masie 15 - 25 t zrzucanymi z wysokości 10 - 15 m. Autorzy wyszczególnili trzy zjawiska zachodzące w trakcie formowania kolumn DR: przemieszczenia poziome i pionowe sąsiedztwa kolumny oraz zniszczenie struktury gruntu zwłaszcza pod podstawą kolumny. Przedstawione wyniki badań oporu stożka sondy CPT wskazują na znaczne spadki tego parametru na głębokości 1,5 m poniżej spodu kolumny. Dotyczy to gruntu bezpośrednio pod kolumną, jak i w punktach oddalonych o 0,5 m od jej lica. Zdaniem autorów efekt ten zaniknie po obciążeniu lub najlepiej przeciążeniu układu.

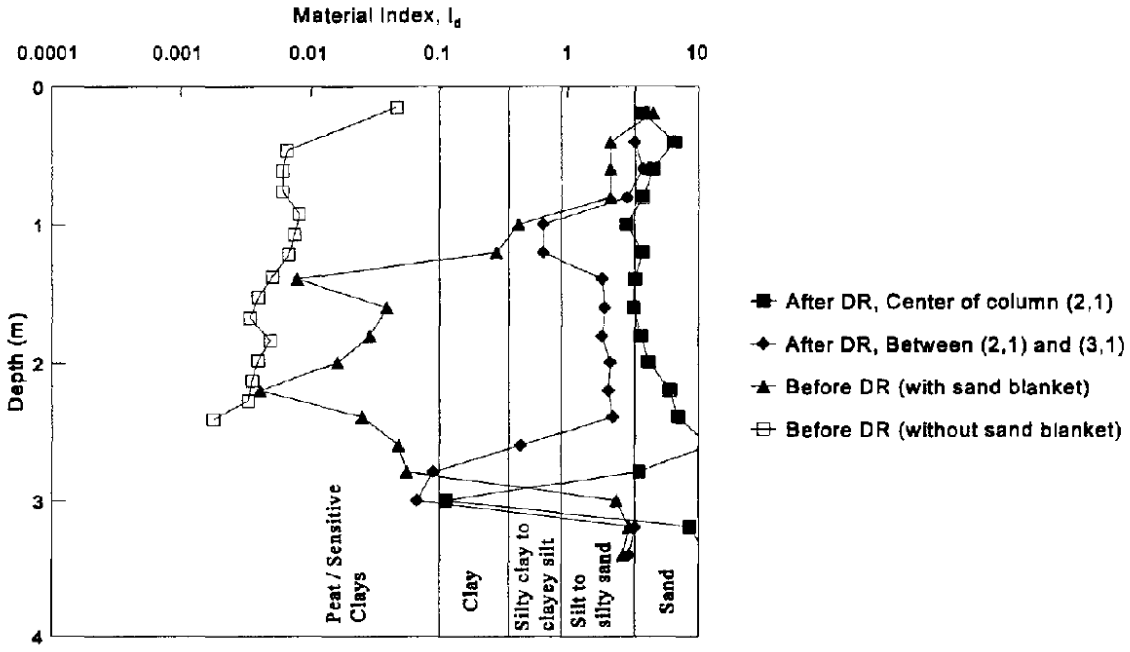
Bates i Merifield (2010) opisują badania wykonane w trakcie realizacji wzmocnienia 90 tyś. m^2 gruntu słabego w Australii. Podłoże do głębokości ok. 6 m zbudowane było z gruntów nasypowych (q_c=12-20 MPa) oraz glin i iłów (o oporze pod stożkiem sondy q_c=0,2-0,5 MPa). Kolumny były wykonywane z piasku, ich rozstaw wynosił 5 x 6 m. Do ich wykonania stosowano ubijak o masie 20 t i kwadratowym boku podstawy o długości 1,5 m, który zrzucano z wysokości 20 m. Jako weryfikację efektywności wzmocnienia wykonano serię sondowań CPT, dylatometrycznych oraz próbnych obciążeń. Badania prowadzono w różnych okresach po uformowania kolumny, co umożliwiło określenie zmian parametrów sondowania w czasie. Cześć badań CPT i DMT wykonano w tym samym miejscu, aby możliwe było porównanie wyników z obu testów. Konfrontację wartości oporu stożka sondy CPT wykonywanej przez środek kolumny z korespondującym wynikiem sondowania wykonanego przed jej uformowaniem wykazała znaczące zmiany tego parametru na długości kolumny. Wzrost oporu nie był natomiast obserwowany pod kolumną. Tam wartość oporu stożka nie uległa zmianie w wyniki wbijania kolumny. Badanie to pozwoliło określić czy kolumny sięgają stropu warstwy nośnej czy pracują jako zawieszone. W tej drugiej sytuacji stosowano zwiększenie liczby zrzutów ubijaka. W pracy porównano wyniki badań modułu edometrycznego oszacowanego na bazie sondowań CPT oraz DMT. Badania DMT wykazały wyższe wartości modułów na długości kolumny, poniżej jej spodu badania wykazywały zbieżność. Zdaniem autorów na uzyskanie takiego wyniku miał wpływ czas wykonywania badań - testy DMT wykonano 4-14 dni po sondowaniach CPT. Porównanie wyników testów CPT wykonanych od razu po uformowaniu kolumn oraz po 16 dniach wykazało istnienie „efektu starzenia” w piaskach kolumn oraz w piaskach rodzimych zalegających poniżej. Opór uzyskany po tym czasie były do 100% wyższy od oporu zmierzonego tuż po uformowaniu kolumn. Mechanizm takich zmian nie został dotąd wyjaśniony na drodze teoretycznej.

Najszersze i najcenniejsze w kontekście niniejszej pracy badania wykonał zespół badaczy reprezentujący Uniwersytet Południowej Florydy (Gunaratne, Mullins, Stinnette, Thilakasiri). Wykonali oni szereg eksperymentów w ramach grantu z Ministerstwa Transportu Florydy. Szczegółowe informacje o badaniach i wynikach zamieszczono m.in. w następujących publikacjach (Gunaratne i inni, 1997; Stinnette i inni, 1997; Thilakasiri, 2001). Przedmiotem badań było wzmacnianie gruntów organicznych metodą wymiany dynamicznej. Jedną z części projektu były badania polowe. Wykonano je w miejscu występowania gruntów organicznych typowych dla Florydy. Ich miąższość wahała się w granicy 1,2- 2,0 m. Na tych gruntach, w pierwszej kolejności wykonano platformę roboczą o miąższości ok. 1 m. Następnie wykonano pierwszą (próbną) serię badań. Do weryfikacji uzyskanych rezultatów stosowano inklinometry, piezometry oraz sondowania CPT. Inklinometry rozmieszczono w odległościach 1,22 , 1,83, 2,44 oraz 3,66 m od osi kolumny. Zainstalowano również cztery piezometry w odległości 1,22 i 2,44 m od osi kolumny na dwóch różnych poziomach. Wykonano dziewiętnaście sondowań CPT w trakcie formowania kolumny oraz jedno po wykonaniu powierzchniowego dogęszczenia (tzw. ironingu). Sondowania wykonywano

w środku kolumny z piasku. Ze względu na badania, odstępy czasowe między poszczególnymi zrzutami wynosiły od 45 do 60 min. Kolumnę formowano prostopadłościennym ubijakiem o masie 4 t i boku podstawy wynoszącym 0,61 m, zrzucanym z różnych wysokości do 5 m. Średnica kolumny w głowicy wynosiła 1,8 m i zmniejszała się z głębokością. Wyniki sondowań pokazały że miąższość gruntu organicznego pod kolumną została zmniejszona do 0,1 m. Największe opory stożka sondy na poszczególnych etapach formowania kolumny występowały poniżej spodu krateru. Charakter przemieszczeń poziomych, zarejestrowanych przez inklinometry, różnił się w zależności od odległości od kolumny. Dwa inklinometry, najbliższe kolumnie wykazały największe przemieszczenia na poziomie jej podstawy, dokładnie w środku początkowej wysokości warstwy gruntu organicznego. Dalsze inklinometry wykazały największe przemieszczenia poziome w górnej części (blisko powierzchni terenu). Wyniki pomiaru ciśnień piezometrami wykazały ich zmienność w czasie między zrzutami ubijaka. Wartość zmierzona tuż po uderzeniu ubijaka z czasem wzrastała i w przeciągu 45 minut wracała osiągając poziom rezydualny - praktycznie równy wyjściowemu. Obserwacje poczynione w serii próbnej miały wpływ na serię docelową, w której to zrzucano ubijak z wysokości 12,2 m. Oprócz badań inklinometrycznych, piezometrycznych i sondowań CPT wykonano pomiary przyspieszeń spadającego ubijaka oraz jego prędkości i przemieszczeń. Użyto w tym celu czujniki drgań, fotokomórki oraz wideo rejestratory poklatkowe. Poczynione obserwacje były zgodne z uzyskanymi w serii próbnej - miąższość warstwy organicznej zmniejszyła się z wartości 1,20 m do 0,12 m, a największe opory stożka odnotowywano bezpośrednio pod kraterem. Inklinometry rozmieszczone w takich samych odległościach, jak w serii próbnej, wykazały identyczne zachowanie. Maksymalne przemieszczenia poziome inklinometru oddalonego od kolumny o 1,22 m wyniosły 20 cm. Ustalono zasięg przemieszczeń poziomych mierzony od osi kolumny, na 2,0 m. Potwierdziło to przytoczoną przez autorów zasadę, że rozstawowi kolumn równemu czterem bokom ubijaka odpowiada nieznaczne nachodzenie się wpływów formowania kolumn. Dzięki pomiarowi prędkości i przyspieszeń w momencie uderzenia ubijaka w grunt wyznaczono współczynnik efektywności urządzenia dźwigowego. Współczynnik ten jest równy jeden, jeżeli energia potencjalna ubijaka przed zrzutem jest równa energii kinetycznej w momencie uderzenia. Dla ubijaka wypinanego zakłada się go jako równy 1,0. Dla ubijaków nie wypinanych wynosi on od 0,8 do 0,9. Cytowane pomiary miały również na celu wyznaczenie dynamicznego modułu osiadania gruntu (DSM), który stanowi podstawę doboru wysokości zrzutu ubijaka. Pomiar drgań został wykorzystany do weryfikacji modelu numerycznego procesu formowania kolumny kamiennej (Gunaratne i inni 1997; Thilakasiri i inni, 2001).

Gunaratne i inni (1997) przedstawili również wyniki innych badań efektywności wzmocnienia podłoża kolumnami wymiany dynamicznej. Warstwę słabą w miejscu badań stanowiły grunty organiczne o miąższości 3 m. Na poletku wykonali oni sondowania CPT, badania dylatometryczne oraz próbne obciążenia kolumn. Badania te wykonali w różnym

czasie - przed jakąkolwiek ingerencją w teren, po usunięciu humusu i uformowaniu platformy roboczej, w czasie formowania kolumn oraz po tym fakcie. Badania wykonane przez środek kolumny wykazały wielokrotny wzrost oporu stożka na długości kolumny. Co ciekawe, pod kolumną zanotowano spadek oporu stożka sięgający 4 m poniżej jej spodu. Badania dylatometryczne były wykonywane w czterech seriach: przed wykonaniem platformy, po usunięciu humusu i wykonaniu platformy roboczej, po wykonaniu kolumn (przez jej środek) oraz po wykonaniu kolumn w środku odległości między nimi. Wartości modułów dylatometrycznych dla prób realizowanych po wykonaniu kolumn były wyraźnie wyższe od modułów mierzonych wcześniej. Co ciekawe, uzyskano bardzo zbliżone moduły badając środek kolumny oraz miejsce między kolumnami. Analiza wartości indeksu materiałowego I_D wskazywały na zmianę rodzaju gruntu. W miejscu między kolumnami gdzie przed badaniami określono rodzaj gruntu jako organiczny po wykonaniu platformy roboczej oraz kolumn wartość indeksu materiałowego wskazywała na obecność pyłów do pyłów piaszczystych (rys.4.1).



Rys. 4.1 Profil klasyfikacyjny gruntów na bazie wyników z testu DMT (Gunaratne i inni, 1997)

Podsumowując przytoczony powyżej przegląd literatury można zauważyć, że badania polowe efektywności wzmocnienia wykonane w różnych czasach po uformowaniu kolumn wykazują różne wyniki. Czasy po których uzyskano wzrost parametrów sondowań wynoszą około 30 dni. Są one znacząco krótsze niż w przypadku konsolidacji dynamicznej, gdzie efekty wzmocnienia były widoczne po kilku miesiącach do roku. Różnica ta wynika najprawdopodobniej z obecności wydajnego drenu jakim jest kolumna kamienna. Znamienny jest, że uzyskane efekty zależą też od rodzaju wzmacnianego gruntu. W piaskach, czy gruntach antropogenicznych, zmiany były obserwowane praktycznie od razu.

Wyjątek stanowił przypadek, gdzie zaobserwowano efekt starzenia (Bates i Merifield, 2010). Pomierzone zmiany były bardzo różne, od nieznacznych do kilkukrotnych. Pod wykonaną kolumną kamienną w niektórych przypadkach notowano spadki badanych parametrów. Ciekawym aspektem sondowań DMT jest uzyskanie, na podstawie interpretacji otrzymanych wyników, innego rodzaju gruntu w podłożu po wykonaniu kolumn, niż przed jego wzmocnieniem. Rodzaj gruntu jest określany na bazie parametrów sondowań. Podłoże wzmocnione metodą wymiany dynamicznej może charakteryzować się nienaturalne wysokimi parametrami sondowań dla danego rodzaju gruntu, dlatego uzyskane wyniki wskazują na inny jego rodzaj. To „przesunięcie" następuje w stronę gruntów o większym uziarnieniu. Istotną obserwację poczyniono podczas badań inklinometrycznych sąsiedztwa wbijanej kolumny kamiennej. Przemieszczenia poziome inklinometrów położonych blisko kolumny (do 2,44 m) wykazują największe wartości na pewnej głębokości, podczas gdy inklinometry bardziej oddalone wartości maksymalne uzyskują przy powierzchni terenu. Taki efekt może być wynikiem procesu formowania kolumny (kontakt ubijaka z gruntem zlokalizowany na spodzie krateru). Wpływ może mieć także kształt kolumny kamiennej. Opisane wartości pomierzonych wypiętrzeń wahają się w granicach od kilku centymetrów do 1,6 m. Ich wartość może być uzależniona od rodzaju ubijaka, obecności platformy roboczej oraz rodzaju gruntu.

Tworząc program badań polowych na poletku nr 1 ustalono, że wykonywane będą pomiary zmian parametrów gruntu za pomocą testów CPTU oraz DMT, usytuowanych w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej w czasie do 30 dni od jej uformowania. Ze względu na brak wyników badań dla różnych odległości od osi kolumny i w różnych okresach czasowych, takie badania zaproponowano w programie. Podejście takie odbiega od stosowanych dotychczas. Dodatkowo założono sprawdzenie kształtu wykonywanej kolumny, gdyż może korespondować on z obserwowanymi zmianami w jej otoczeniu. Ponieważ specyfika metody wymiany dynamicznej, skutkująca przemieszczaniem gruntu w sąsiedztwie kolumny, dobrze koresponduje z pomiarami inklinometrycznymi w programie badań ujęto również pomiary przemieszczeń poziomych tą metodą.

Przedstawiony powyżej ogólny program badań polowych został zrealizowany na poletku nr 1. Badania przeprowadzone na poletku nr 2 miały charakter uzupełniający.

4.3. Poletko nr 1

4.3.1. Opis warunków gruntowych

Badania polowe zostały przeprowadzone na poletku o wymiarach 14 x 14 m, zlokalizowanym w miejscowości Przeworsk. O wyborze jego lokalizacji zadecydowały względy techniczne, a ściślej ułatwiony dostęp do potrzebnego sprzętu, gdyż poletko zlokalizowane było w sąsiedztwie realizowanej autostrady, na budowę której zmobilizowano

sprzęt do wykonywania kolumn kamiennych. W dodatku dysponowano badaniami warunków gruntowych (sondowania statyczne CPT), zrealizowanymi dla potrzeb budowy.

Pierwszym zadaniem wykonanym na poletku było szczegółowe rozpoznanie warunków gruntowych w miejscu badań doświadczalnych. Przeprowadzono je z wykorzystaniem sondowań CPTU, DMT oraz wierceń mechanicznych. Głębokość przeprowadzonych badań wyniosła ok. 6 m w przypadku sondowań CPTU i DMT i ok. 7,5 m p.p.t. w przypadku wierceń. Za najlepszy sposób określenia budowy podłoża gruntowego uznano łączną interpretację wierceń mechanicznych oraz sondowań CPTU, natomiast za miarodajny wskaźnik ogólnej nośności podłoża przyjęto opór stożka q_c. Określenie charakterystyki gruntów budujących podłoże wykonano na bazie jednego wiercenia mechanicznego zlokalizowanego w osi przyszłej kolumny oraz czterech sondować CPTU zlokalizowanych 2, 3, 4 i 6 m od tej osi.

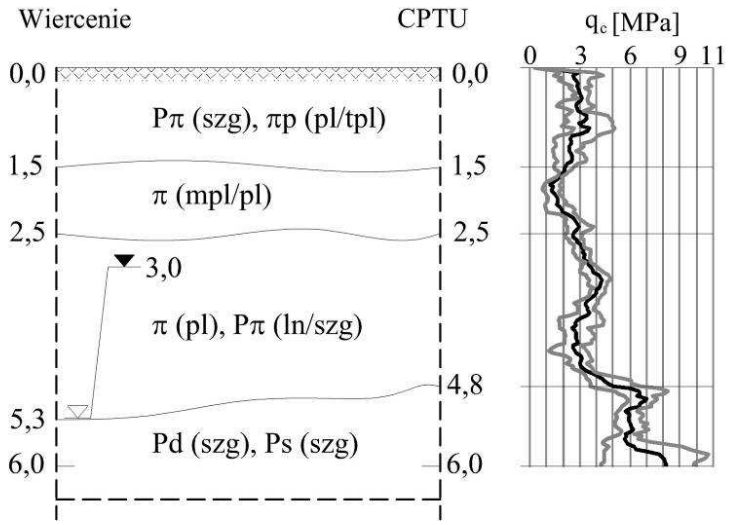
Jak wynika z przeprowadzonych analiz (Tschuschke i Kroll, 2012) podłoże budują cztery charakterystyczne strefy gruntów (rys. 4.2):

I. warstwa pierwsza, zalegająca do głębokości ok. 1,5 m p.p.t., to średnio zagęszczone piaski pylaste przewarstwione pyłami piaszczystymi na pograniczu stanu twardoplastycznego i plastycznego. Warstwa charakteryzowała się wartościami oporu stożka sondy CPTU z zakresu q_c=1,5 - 5,0 kPa,
II. warstwa druga, rozpoznana od 1,5 do 2,5 m p.p.t., to plastyczne i miękkoplastyczne osady pylaste. Opory stożka mieściły się w zakresie q_c=0,8 - 4,0 kPa,
III. warstwa trzecia, występująca do głębokości 4,8m, to plastyczne osady pylaste z większym udziałem luźnych i średnio zagęszczonych gruntów piaszczystych. Opory stożka mieściły się zakresie q_c=1,1 - 5,0 kPa,
IV. warstwa czwarta to średnio zagęszczone piaski średnie i drobne stanowiące warstwę nośną. Opory stożka mieściły się zakresie q_c=4,0 - 10,7 kPa. Głębokość zalegania stropu tej warstwy określona z wierceń mechanicznych była większa niż wynikało to z badań CPTU i wynosiła 5,3 m.

W trakcie wierceń ustalono również poziomy występowania wody gruntowej. Jej nawiercone zwierciadło znajdowało się na głębokości 5,3 m, a ustabilizowane na głębokości 3,0 m p.p.t. (rys. 4.2).

Na rysunku 4.2 pokazano średni opór stożka q_c określony z czterech badań (linia czarna) oraz wartości maksymalnych i minimalnych oporów otrzymanych z tychże testów (linie szare).

Warstwa I złożona w dużej mierze z gruntów piaszczystych stanowiła swoistą platformę roboczą dla maszyn wykonujących kolumny kamienne. Z tego względu kolumny na poletku 1 formowano bezpośrednio z jej stropu.

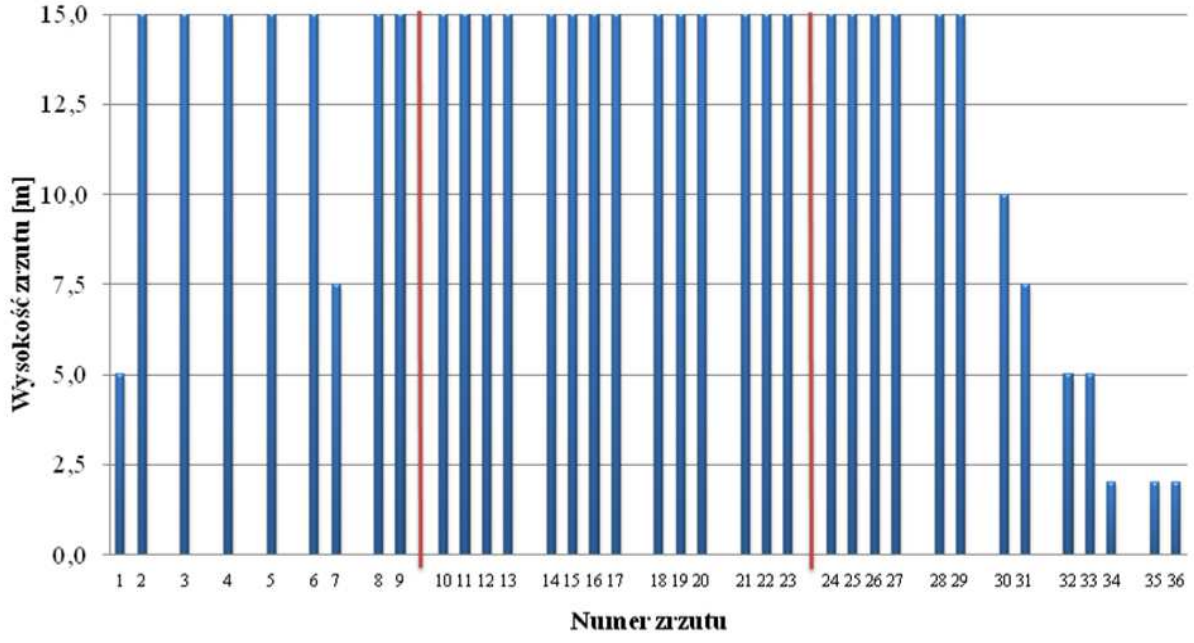


Rys. 4.2 Charakterystyka warunków gruntowych w miejscu badań

4.3.2. Formowanie kolumny kamiennej

Kolumna DR formowana była przy użyciu sprzętu pozwalającego na zrzut ubijaka o masie ok. 10 t i kształcie zbliżonym do „beczki", z wysokości do 15 m. Wysokość stosowanego w badaniach stalowego ubijaka wynosiła 1,65 m, jego średnica w środkowej części 1,0 m, natomiast w podstawie 0,8 m. Do zasypu kraterów zastosowano mieszaninę (w proporcji 1/1) pospółki i tłucznia, o frakcji 0-200 mm.

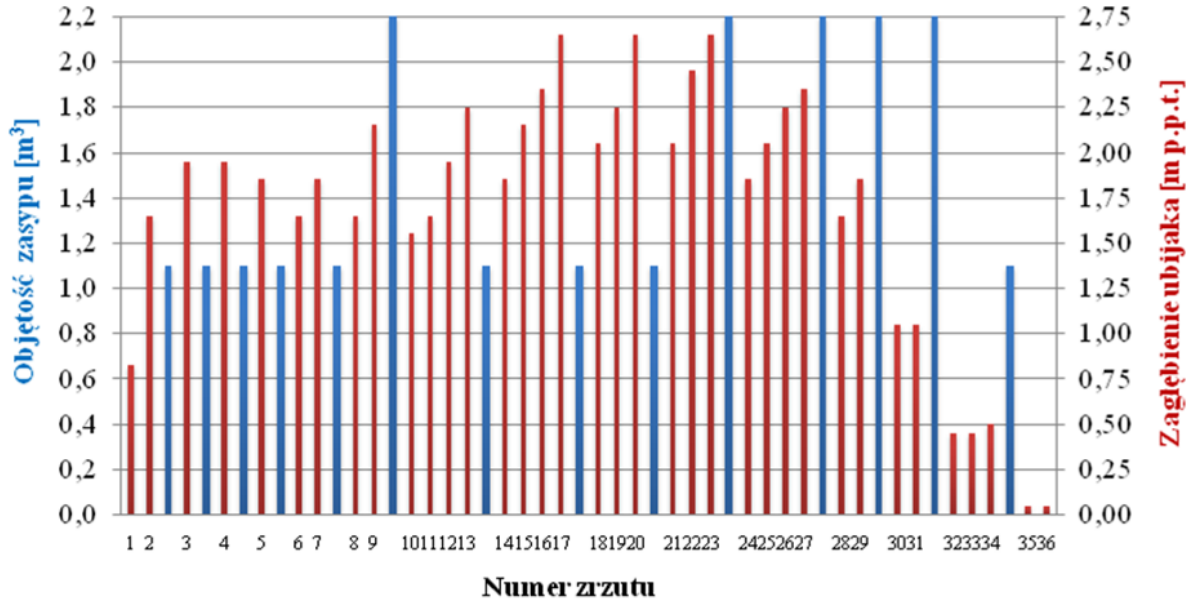
Kolumnę uformowano poprzez 36 zrzutów ubijaka z różnych wysokości. Podczas formowania kolumny nie ingerowano w dobór wysokości zrzutów ubijaka. Sposób formowania był typowy dla realizowanego w pobliżu kontraktu oraz innych realizowanych przez wykonawcę. Zastosowano wysokości zrzutów pokazano na rys. 4.3, linią czerwono oddzielono poszczególne etapy formowani kolumny.



Rys. 4.3 Wysokość rzutów ubijaka podczas badań na poletku nr 1

Zgodnie z zaleceniami ujętymi w pracy Stinnette i innych (1997) kolumnę formowano trójetapowo. Pierwsze dziewięć zrzutów stanowiło etap pierwszy, w którym zasypy wykonywano po jednym lub dwóch zrzutach ubijaka. Kolejne 14 zrzutów stanowiło etap drugi, w którym między zasypami następowały trzy lub cztery zrzuty. Etap ostatni stanowiły zrzuty nr 24 - 36, w którym stopniowo zmniejszano wysokości spadania ubijaka. Podział na etapy był istotnym elementem przyjętej metodologii badań.

Orientacyjna objętość zasypów kraterów wynosiła 1,1 lub 2,2 m^3 luźnej mieszaniny materiałów. Sumarycznie do ukształtowania kolumny zużyto 20,9 m^3 kruszywa. Po każdym zrzucie ubijaka mierzono głębokość powstałego krateru. Objętości wprowadzonego kruszywa oraz pomierzone głębokości krateru (zagłębienia ubijaka) pokazano na rys. 4.4.



Rys. 4.4 Zagłębienia ubijaka i objętości zasypów kraterów podczas formowani kolumny

Analiza głębokości krateru po poszczególnych rzutach ubijaka, pozwoliła zauważyć dwa ciekawe aspekty przebiegu procesu formowania kolumny. Pierwszy z nich dotyczył etapu pierwszego. W tym etapie uzyskano podobne głębokości krateru po każdym ze zrzutów (nr 2 - 8). Oznacza to, że o wielkości deformacji na tym etapie decyduje odkształcalność gruntów słabych, a nie materiału kolumny. Drugie spostrzeżenia dotyczy zrzutów nr 10 do 29 (wszystkie z wysokości 15 m). Na początku (zrzuty 10 - 23) głębokości krateru rosły, aby podczas zrzutów 24 - 29 maleć. Zdaniem autora spadek pomierzonych wartości świadczy o malejącej efektywności wzmocnienia oraz wzroście sztywności układu. Wzrost ten jest związany z objętością wprowadzonego kruszywa.

Podczas formowania kolumny obserwowano spękania oraz wypiętrzenia gruntu w sąsiedztwie krateru kolumny (rys.4.5a). W rejonie najbliższego kolumnie inklinometru pierwsze spękania pojawiły się już na etapie kształtowania krateru (rys.4.5b). Zaobserwowane

spękanie są typowe dla metody wymiany dynamicznej oraz konsolidacji dynamicznej. W przyszłej pracy kolumny jako drenu z kruszyw stanowią one uprzywilejowane drogi filtracji (aspekt ten został opisany w rozdziale 1).

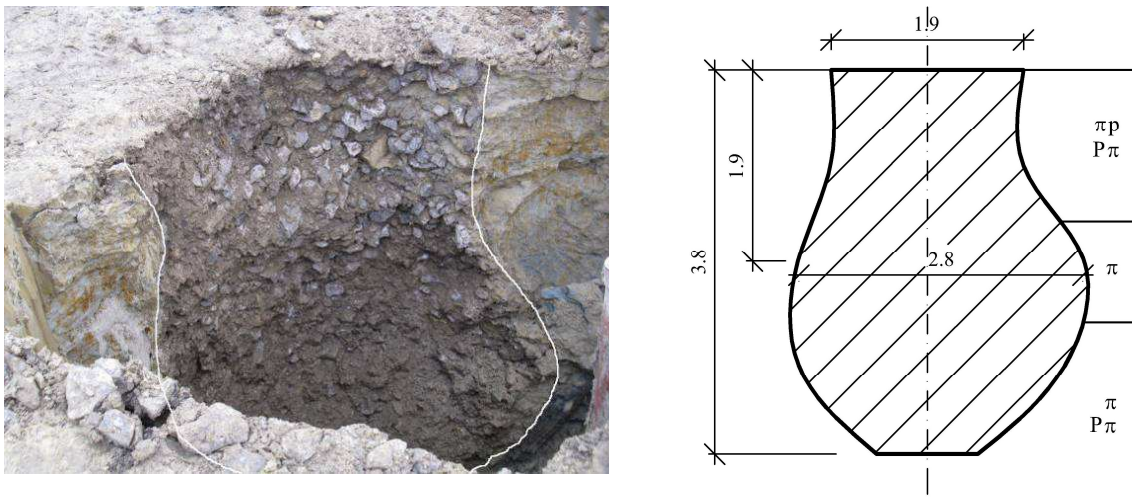
a) b)

Rys. 4.5 Spękania: a) w sąsiedztwie formowanej kolumny, b) w rejonie inklinometrów (fot. własne)

4.3.3. Kształt kolumny kamiennej

Inwentaryzację kształtu kolumny wykonano tuż po zakończeniu całego zakresu innych badań przewidzianych do realizacji. Średnica głowicy kolumny wynosiła 1,9 - 2,0 m. Dla ułatwienia interpretacji wyników, w dalszej części pracy będzie używana średnica kolumny D_k=2,0 m. Średnica maksymalna kolumny pomierzona podczas odkrywki wynosiła 2,8 m, a jej długość została określona na L_k=3,8 m (rys.4.6).

a) b)



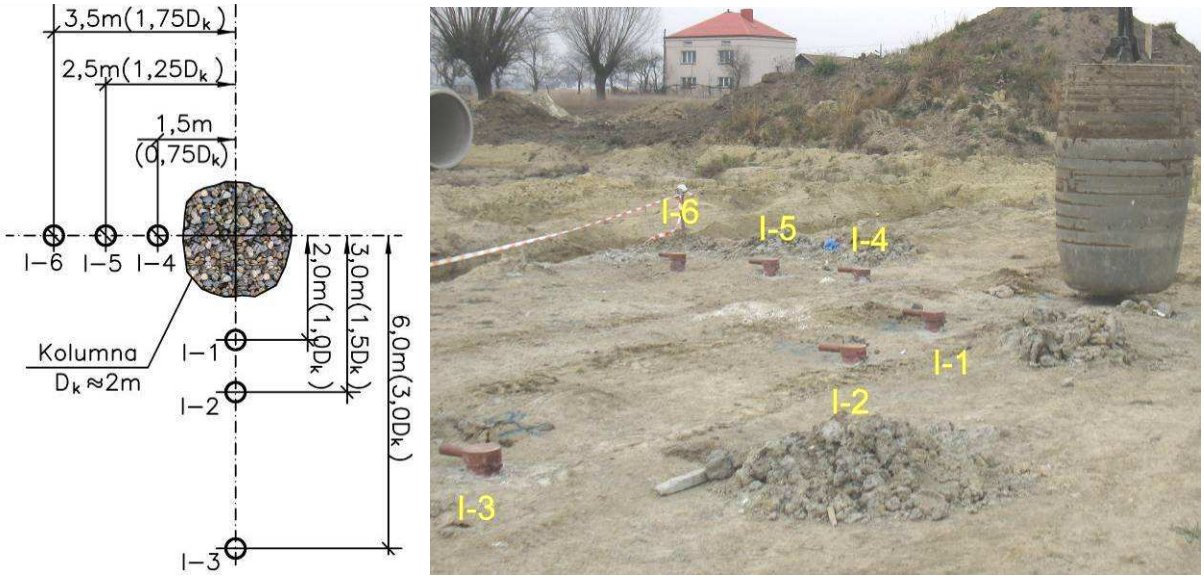
Rys. 4.6 Kolumna: a) w czasie odkrywki (fot. Konrad Wanik) b) szkic po inwentaryzacji

Kolumna charakteryzowała się największą średnicą dokładnie w środku najsłabszej warstwy pylastej. Obserwowany podczas odkrywki grunt w sąsiedztwie kolumny sprawiał wrażenie jednorodnego pod względem rodzaju i stanu.

4.3.4. Przemieszczenia poziome oraz wypiętrzenia gruntu

4.3.4.1. Metodyka badań inklinometrycznych

Inklinometry na poletku badawczym zainstalowano dwa tygodnie przed datą formowania kolumny. Za pomocą wiertnicy mechanicznej H25SG wywiercono otwory o średnicy 150 mm, a następnie umieszczono w nich rury inklinometryczne z plastiku ABS o wewnętrznej średnicy 71 mm. Wszystkie rury składały się z trzech odcinków połączonych ze sobą za pomocą nakładki przykręcanej śrubami do każdej łączonej części. Połączenie było uszczelnione sylikonem oraz dodatkowo owinięte specjalną samouszczelniającą się taśmą. Przestrzeń między rurą a otworem wypełniono zaczynem cementowo-gruntowym. Aby zaczyn mógł związać, pozostawiono układ na dwa tygodnie. Dno rury było zamknięte plastikowym korkiem. Od góry inklinometr zabezpieczono zamykaną rurą stalową (rys.4.7). Zainstalowano 6 inklinometrów, każdy o długości 7,5 m. Ich usytuowanie określano względem osi formowanej kolumny kamiennej. Inklinometry rozmieszczono w dwóch wzajemnie do siebie prostopadłych osiach w odległościach 1,5, 2,5, 3,5 m oraz 2,0, 3,0, 6,0 m. Odległości te wyrażone w wielokrotności średnicy głowicy kolumny kamiennej D_k wynoszą: 0,75, 1,25, 1,75D_k oraz 1,0, 1,5, 3,0 D_k. Inklinometrom nadano oznaczenia od I-1 do I-6. Usytuowanie inklinometrów pokazano na rysunku 4.7.



Rys. 4.7 Rozmieszczenie inklinometrów: a) plan, b) realizacja in situ (fot.własna)

Dla każdej kolumny inklinometrycznej wykonano pięć serii pomiarów: pierwsza seria przed rozpoczęciem ubijania (jako odniesienie dla pozostałych pomiarów), kolejne

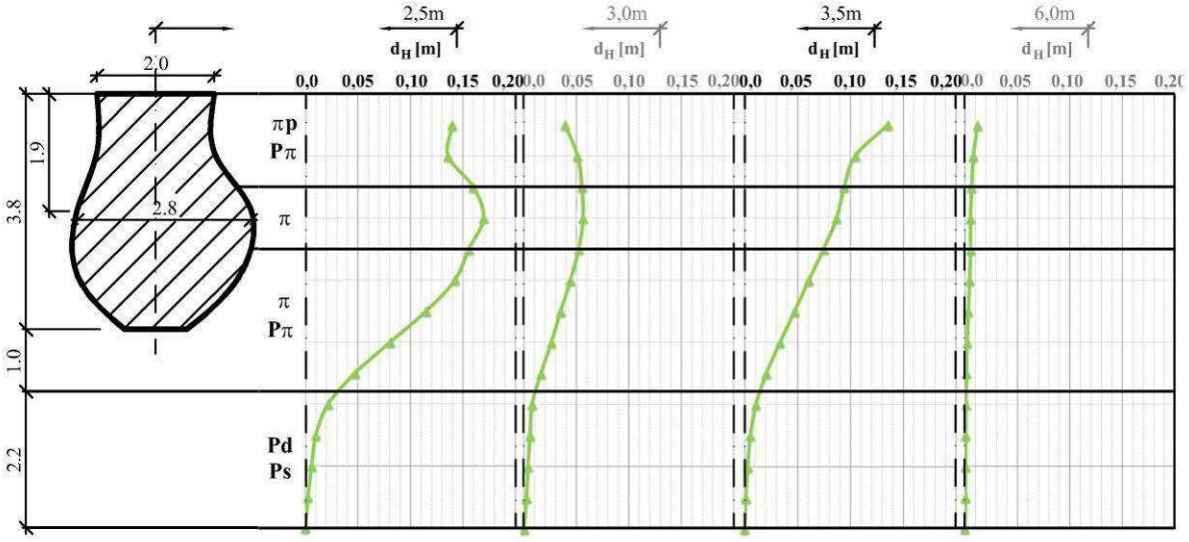
po każdym z trzech etapów formowania kolumny oraz ostatnia po 30 dniach od chwili zakończenia wbijania.

Pomiary wykonano sondą inklinometryczna pionową S242HV30 Sisgeo z dwuosiowym przetwornikiem akcelerometrycznym. Do odczytu i rejestracji danych zastosowano urządzenie Archimedes Sisgeo. Zgodnie ze standardowymi procedurami w każdej serii wykonano cztery pomiary, każdy po obróceniu sondy o 90°. Odczyty wychylenia sondy wykonywano co 0,5 m aż do wyciągnięcia. Odczytane wychylenia kątowe zostały przeliczone (najpierw przez program, następnie dla sprawdzenia arkuszem kalkulacyjnym) na przemieszczenie poziome.

4.3.4.2. Wyniki badań inklinometrycznych

Po pierwszym etapie formowania kolumny pomiar w rurze I-4 (1,5 m od jej osi) okazał się niemożliwy ze względu na jej zbyt duże deformacje. Na drugim etapie kształtowania zaobserwowano wodę na poziomie bliskim górze rury inklinometrycznej. Można wnioskować, że był to etap przerwania ciągłości rury i jej zniszczenie. Podobne zachowanie wykazała kolumna inklinometryczna I-1 (2,0 m od osi kolumny kamiennej), z tą różnicą, że po pierwszej serii uderzeń udało się wykonać odczyt przemieszczeń poziomych. Rura przestała być drożna podczas etapu drugiego, a woda pojawiła się w niej w etapie trzecim.

Przedstawione na rys. 4.8 wyniki pomiarów po 30 dniach od uformowania kolumny wskazują na brak symetrii odkształceń inklinometrów w obu osiach pomiarowych.



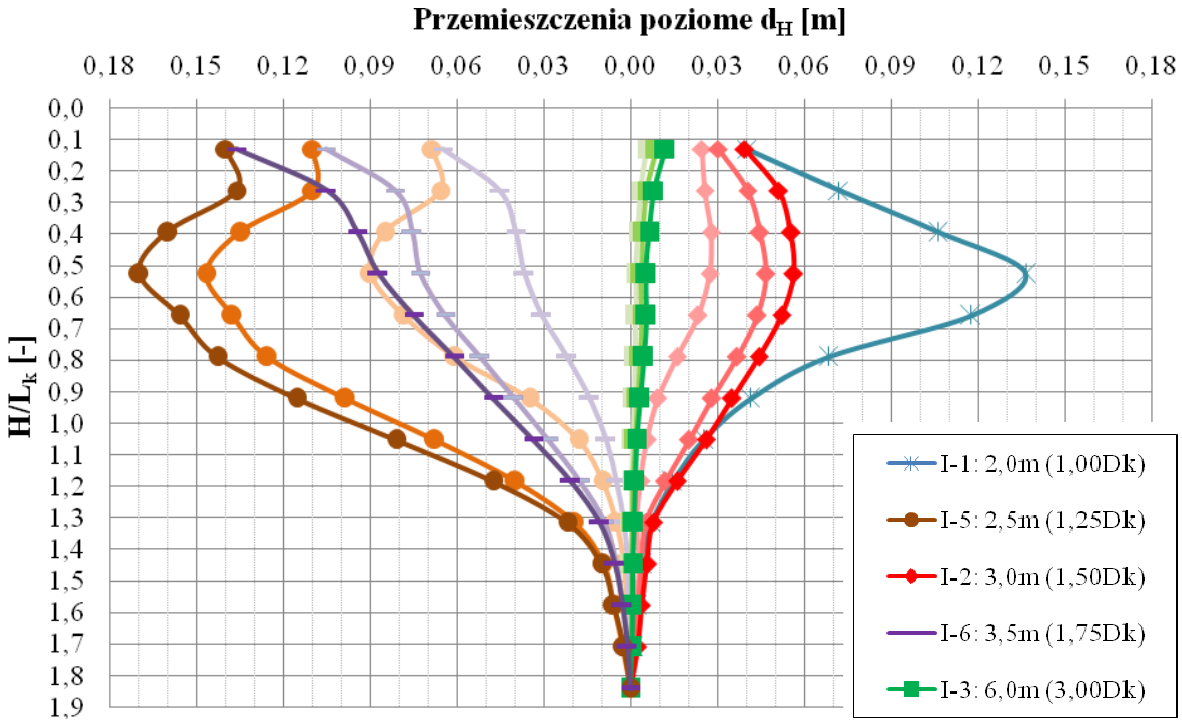
Rys. 4.8 Przemieszczenia końcowe nie uszkodzonych inklinometrów I-5, I-2, I-6, I-3.

W inklinometrze I-2 (3,0 m od osi kolumny) pomierzono mniejsze wychylenia niż w inklinometrze I-6 (3,5 m od osi kolumny). Asymetria może wynikać z faktu, że ubijak nie zawsze spadał dokładnie w to samo miejsce. Po zagłębieniu najczęściej przechylał się w osi inklinometrów I-5 i I-6. Zjawisko to jest trudne do neutralizacji w czasie wykonywania badań. Odczyt z inklinometru I-5 (2,5 m od osi kolumny) wskazuje na zależność kształtu

kolumny i przemieszczeń poziomych. Maksymalne przemieszczenia występują dokładnie na poziomie największej średnicy kolumny.

Z rys. 4.8 wynika jeszcze jeden istotny fakt, a mianowicie że inklinometr I-3 oddalony 6 m od osi kolumny wykazuje przemieszczenia bliskie zeru. Odczytane wartości przemieszczeń (1,2 cm) są niewiele większe niż błąd pomiarowy wynoszący 1 cm. Na bazie tego wyniku można stwierdzić, że w badanym przypadku zasięg oddziaływania kolumny kamiennej wynosił 6 m.

Na rys. 4.9 pokazano wynik odczytu w rurze I-1 (2,0 m od kolumny) łącznie z pozostałymi wynikami uzyskanymi podczas formowania kolumny. Odczyty z kolejnych etapów formowania zaznaczono poprzez nasycenie koloru wykresów. Kolor najbardziej nasycony oznacza pomiar wykonany po 3 etapie formowania kolumny, kolor najmniej intensywny to wyniki odczytane po 1/3 tego procesu. Na osi odciętych pokazano głębokość H odniesioną do długości kolumny określonej z odkrywki (L_k).

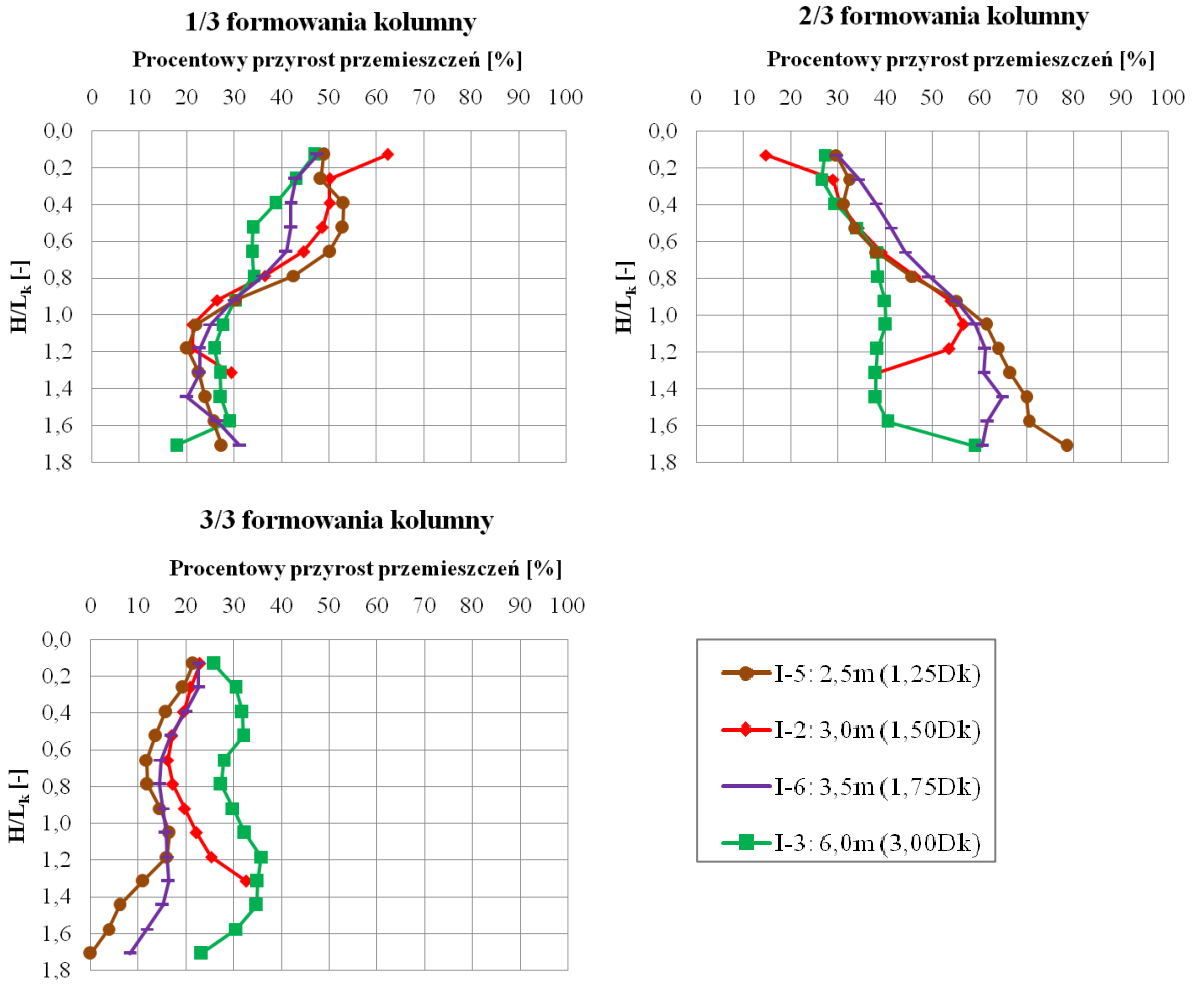


Rys. 4.9 Wyniki pomiarów inklinometrycznych podczas formowania kolumny

Znamiennym jest fakt, iż niezależnie od etapu formowania maksymalne przemieszczenia gruntu pomierzono na głębokości $0{,}55L_k$ (czyli na poziome największej średnicy kolumny). Analizując wyniki pomiarów zaobserwowano, że charakter przemieszczeń inklinometrów I-1, I-2 oraz I-5 (trzech najbliżej kolumny) jest inny niż charakter przemieszczeń najdalej położonych rur: I-3 oraz I-6. W przypadku dwóch najbardziej oddalonych od kolumny kamiennej inklinometrów największe przemieszczenia pomierzono przy powierzchni terenu. W tych miejscach na głębokości $0{,}55L_k$ można zauważyć niewielki wzrost przemieszczeń,

natomiast nie są to wartości największe dla danej rury inklinometrycznej. Jednym z powodów zaistnienia takiego zjawiska może być różny charakter rozchodzenia się fal powierzchniowych i wgłębnych, w wyniku działania których podłoże zostaje przemieszczone. Fale powierzchniowe obejmują swym zasięgiem większy obszar. Fale wgłębne powodują większe od fal powierzchniowych przemieszczenia blisko kolumny, szybciej równocześnie zanikając.

Ilustracją zmian w gruncie zachodzących w trakcie formowania kolumny mogą być wyniki obliczeń dla poszczególnych etapów ubijania, przedstawionych w formie graficznej na rys.4.10. Przedstawiono na nim procentowe przyrosty przemieszczeń inklinometrów na danym etapie formowania w stosunku do wartości przemieszczeń końcowych. Pozwala to stwierdzić na jakim etapie występują największe przemieszczenia na danej głębokości.

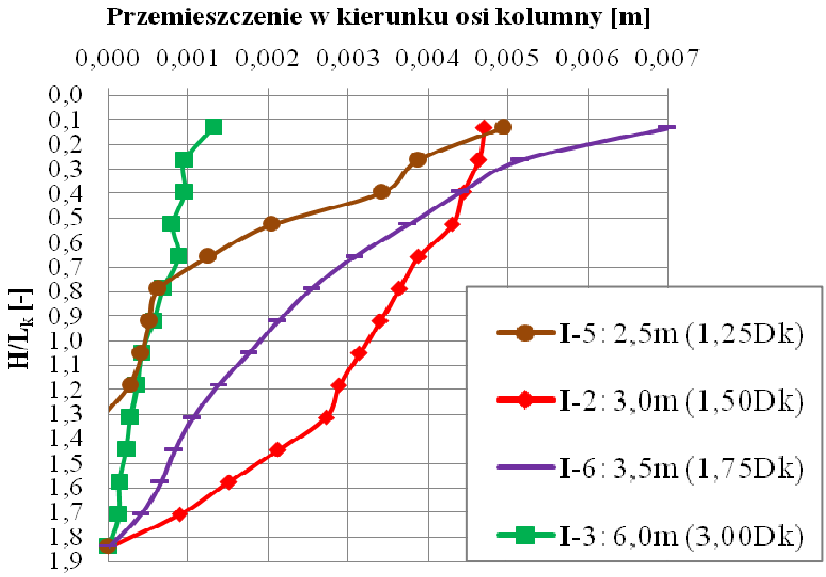


Rys. 4.10 Procentowy udział przemieszczeń na danym etapie w przemieszczeniach całkowitych

Można zauważyć, że wbijanie na etapie pierwszym formowania kolumny powoduje największe zmiany w górnej części układu (0,2 - 0,8 L_k). Wynoszą one średnio ok. 45% przemieszczeń całkowitych. W dolnej części układu (0,8 - 1,8 L_k) zrealizowane przemieszczenia wynoszą ok. 25% przemieszczeń całkowitych. Sytuacja ta zmienia się na

etapie drugim formowania kolumny. Na tym etapie odnotowano największe zmiany w dolnej części układu - średnio 55%, natomiast w części górnej wartość ta wynosiła tylko ok. 35%. Etap trzeci to równe przyrosty przemieszczeń na całej badanej wysokości wynoszące ok. 20%. Wartość ta wskazuje, że na tym etapie ubijanie było najmniej efektywne pod względem wzmocnienia gruntu słabego. Etap ten służy raczej dogęszczeniu materiału samej kolumny. Zakres głębokości o największych zmianach dla etapu pierwszego i drugiego koresponduje z domniemaną głębokością podstawy kolumny na tych etapach. Spostrzeżenie to może prowadzić do tezy, że największe przemieszczenia w sąsiedztwie kolumny kamiennej występują poniżej zmieniającego się poziomu jej podstawy.

Ostatnie odczyty inklinometryczne wykonano po 30 dniach od uformowania kolumny, po jej próbnym obciążeniu i zakończeniu innych badań. W przypadku wszystkich inklinometrów pomierzono ruch kolumn inklinometrycznych w stronę kolumny kamiennej. Maksymalna odczytana wartość przemieszczenia w tę stronę wyniosła 7 mm (rys.4.11).

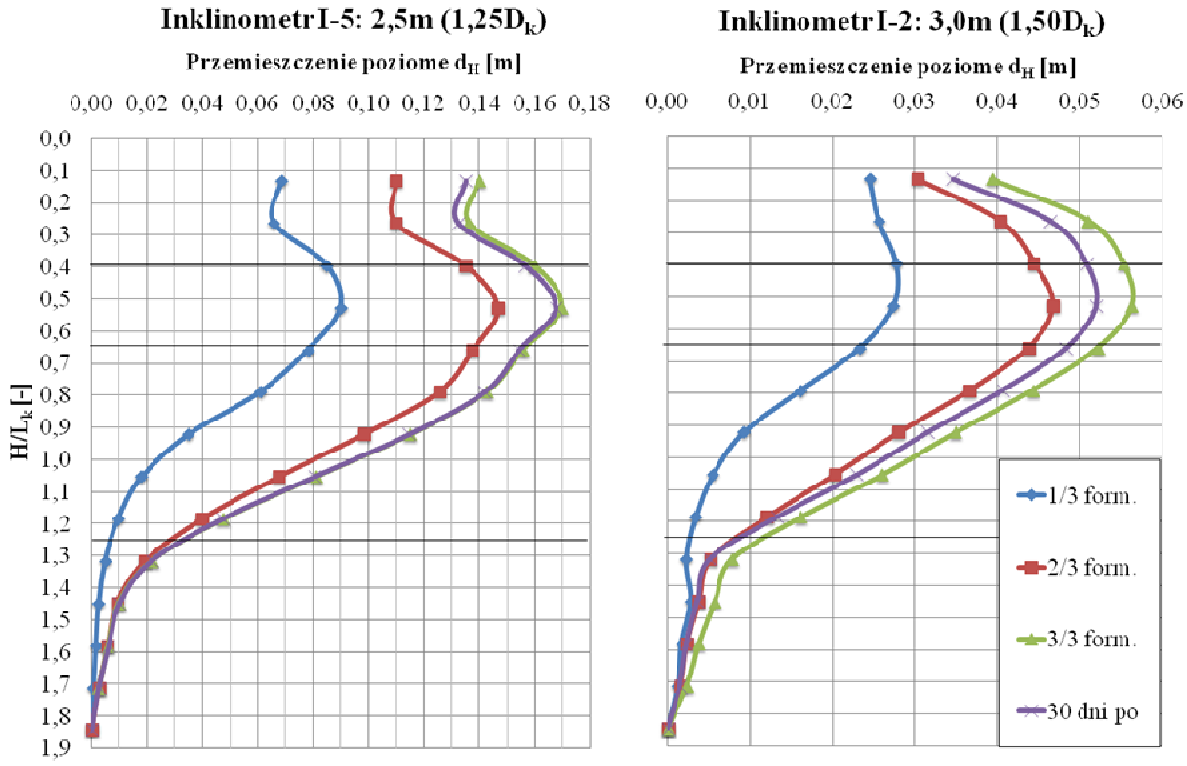


Rys. 4.11. Przemieszczenia poziome inklinometrów w czasie po wykonaniu kolumny kamiennej

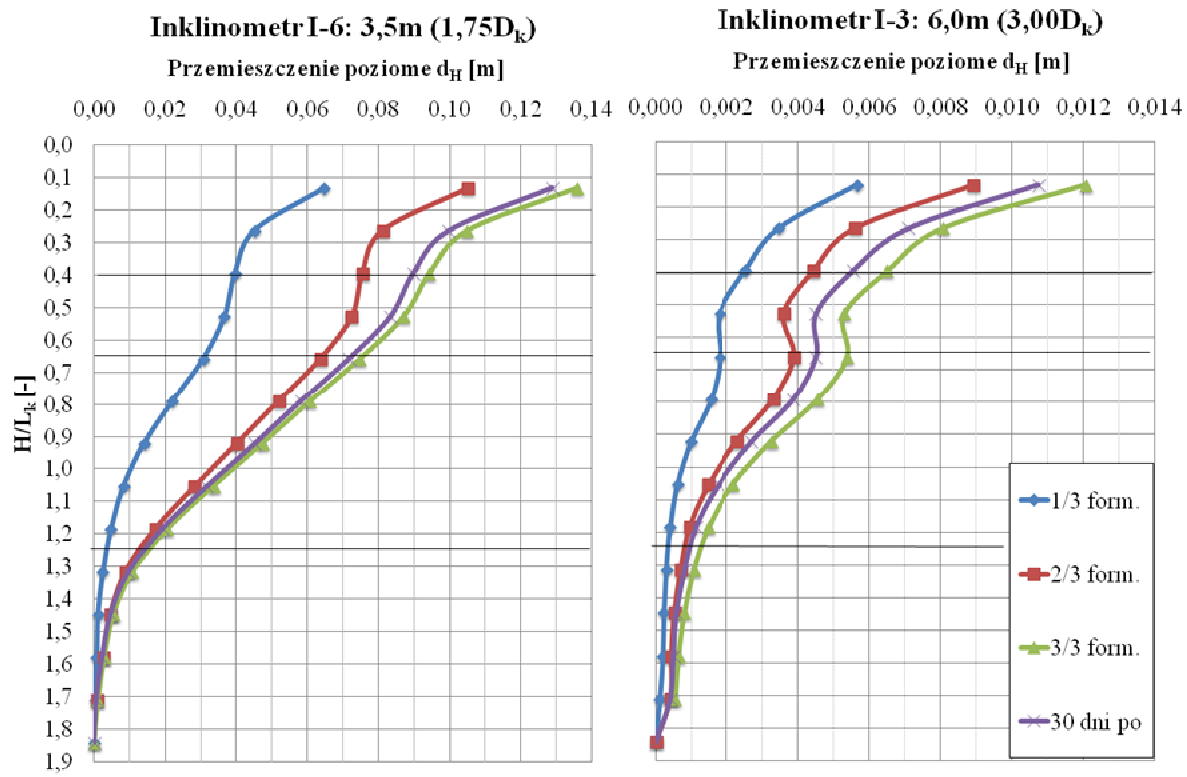
Wykluczono wpływ próbnego obciążenia na otrzymane wyniki. Wytłumaczenia zachowania się inklinometrów można dopatrywać się w dwóch zjawiskach. Po pierwsze przez 30 dni następowały zmiany ciśnienia wody w porach w gruncie, masyw mógł ulec odprężeniu i „cofnąć się" w stronę kolumny. Po drugie plastikowe rury inklinometryczne otoczone cemento - gruntem wykazują właściwości sprężyste - napięte podczas formowania kolumny z czasem odprężając się spowodowały ruch w drugą stronę. Obydwa domniemane zjawiska mogły wystąpić łącznie i rozdzielnie.

Ilościowa analiza wszystkich wyników została przeprowadzona na bazie rysunków nr 4.12 - 4.13. Pokazano na nich narastająco przemieszczenia inklinometrów w kolejnych etapach formowania kolumny (rys. 4.12, 4.13). Na rysunkach wyraźnie widać

m.in. przemieszczenia rur inklinometrycznych w stronę kolumny kamiennej zaobserwowane 30 dni od czasu jej formowania. Maksymalna wartość przemieszczenia wynosząca 7 mm świadczy o niewielkim znaczeniu tego zjawiska.



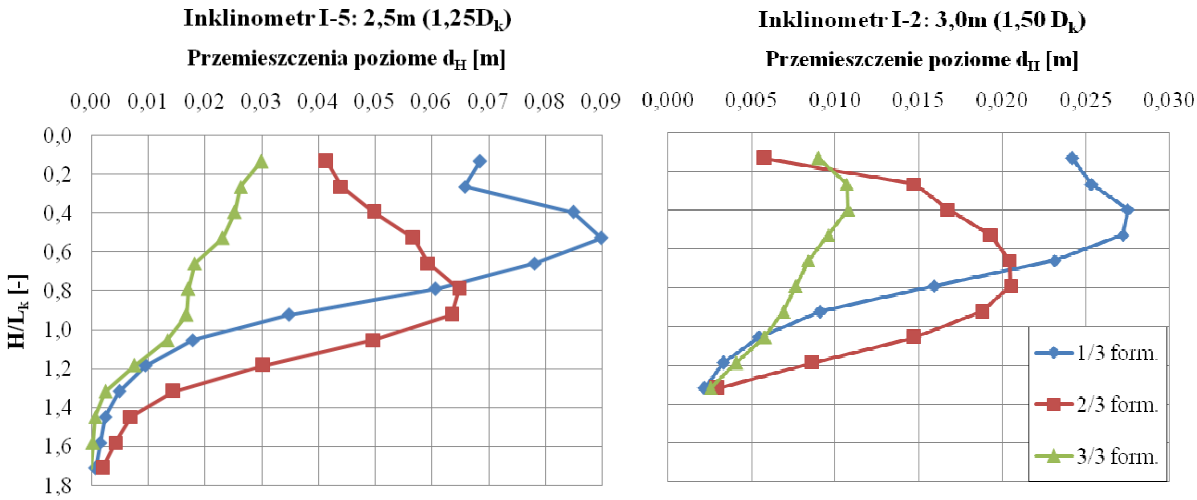
Rys. 4.12 Przemieszczenia poziome inklinometrów I-5 oraz I-2



Rys. 4.13 Przemieszczenia poziome inklinometrów I-6 oraz I-3

Maksymalne przemieszczenia inklinometru I-5 wynoszą ok. 17 cm (rys. 4.12) i są zlokalizowane na poziomie warstwy II (pył). Wartość ta stanowi 12% promienia kolumny kamiennej na tym poziomie. Dla inklinometru I-2, I-6 i I-3 przemieszczenia na tym poziomie wynoszą odpowiednio 5,5, 9,0 i 0,5 cm. Wartość przemieszczeń należy analizować jeszcze w drugim charakterystycznym punkcie, a mianowicie na poziomie terenu. Najwyżej zlokalizowany punkt pomiarowy wykazał następujące wartości maksymalnych przemieszczeń (rozważając od kolumny): 14,0, 4,0, 13,5 i 1,2 cm. Maksymalna z podanych wartości wynosi 14% promienia kolumny w jej głowicy. Dodatkowo należy pamiętać, że dla zniszczonych inklinometrów wartości tych przemieszczeń były jeszcze większe. Wartości przemieszczeń dla punktów bezpośrednio przy kolumnie (do 3,5 m od jej osi) należy uznać za znaczące.

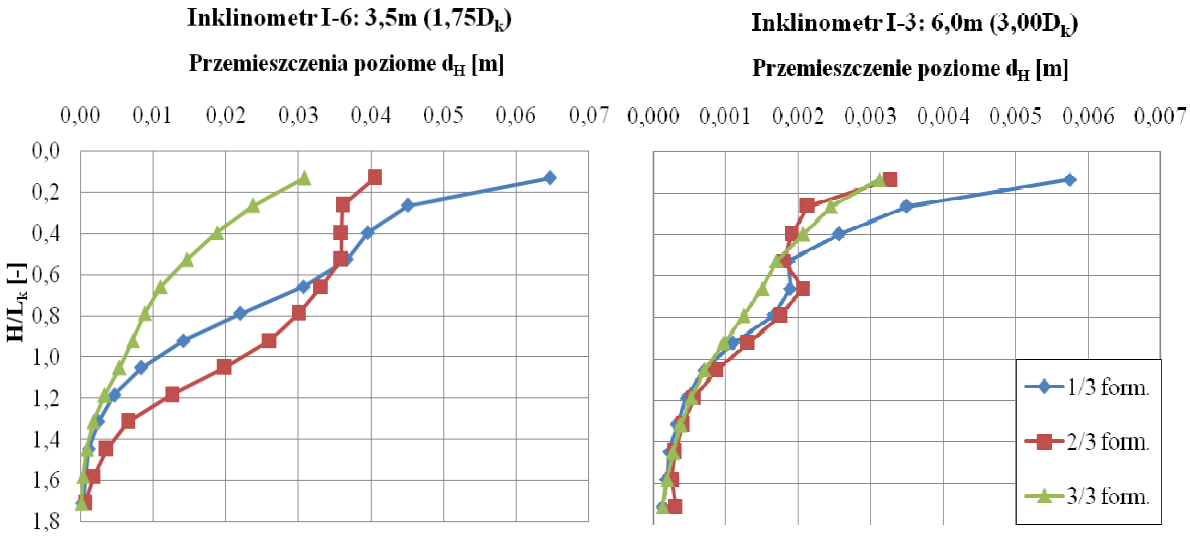
Dopełnieniem wniosków opisanych wcześniej jest prezentacja wartości przemieszczeń poziomych przypisanych etapom formowania kolumny (rys.4.14 i 4.15). Na bazie tak przedstawionych wyników można stwierdzić, że zjawiska opisane wcześniej są szczególnie widocznie dla inklinometrów zainstalowanych najbliżej kolumny (I-5 i I-2). Z rysunków odczytać można, że na głębokości 0,55 L_k przemieszczenie poziome inklinometru I-5 wyniosło 9 cm. Drugi etap formowania wywołał już największe przemieszczenia na głębokości 0,8L_k które wyniosły ponad 6 cm. Etap trzeci to wielkości przemieszczeń dochodzące do 3 cm przy powierzchni terenu. Odkształcenie inklinometru I-2 jest podobne z tym, że wartości przemieszczeń wynoszą dla pierwszego etapu 2,7 cm, dla drugiego 2,0 cm a dla trzeciego już tylko 1,1 cm.



Rys. 4.14 Przemieszczenia poziome inklinometrów I-5 i I-2 na poszczególnych etapach

Inne jest natomiast zachowanie inklinometrów I-6 i I-3 (rys.4.15). Dla tych inklinometrów (zainstalowanych najdalej od kolumny) wartość maksymalna wystąpiła w najwyższym punkcie pomiarowym. Wartość przemieszczeń w I-6 jest również znacząca i wynosi dla kolejnych etapów 6,5, 4,0 i 3,0 cm. Inklinometr I-3 jako jedyny wykazał podobne przemieszczenia na każdym z etapów formowanie kolumny. Jest to widoczne na rys.4.15,

gdzie wyniki z poszczególnych serii praktycznie pokrywają się. Podobne przemieszczenia inklinometru I-3 na kolejnych etapach mogą być wynikiem jego dużej odległości od kolumny. Wartości tych przemieszczeń są bardzo małe (max 6 mm).



Rys. 4.15 Przemieszczenia poziome inklinometrów I-6 i I-3 na poszczególnych etapach

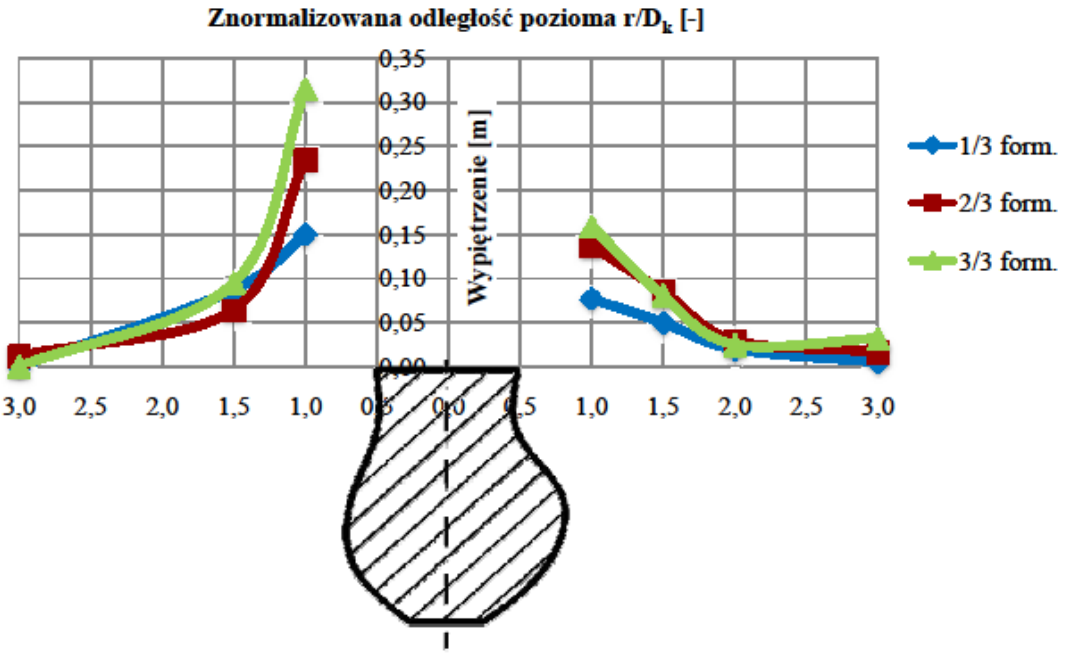
Wyniki pomiarów inklinometrycznych opisane powyżej przedstawiono również w publikacjach autora: Kanty (2012) oraz Kanty i inni (2013).

4.3.4.3. Metodyka pomiarów wypiętrzeń

Kolejnym elementem badań były pomiary przemieszczeń pionowych powierzchni terenu w rejonie formowanej kolumny. Punkty do realizacji pomiaru wyznaczono w odległości 2, 3, 4 i 6 m od osi kolumny w jednym kierunku oraz w odległościach 2, 3 i 6 m w kierunku prostopadłym. Wartości te odpowiadają wielokrotności średnicy głowicy kolumny i wynoszą odpowiednio 1,0, 1,5, 2,0 i 3,0D_k. Pomiaru dokonywano za pomocą niwelatora. Odczyty wykonywano po każdym z etapów formowania kolumny. Zaobserwowano wypiętrzanie się terenu wokół kolumny, narastające w kolejnych etapach jej formowania, przy wyraźnej asymetrii samego wypiętrzenia. Spostrzeżenie to znajduje swoje potwierdzenie również w omówionych wcześniej wynikach pomiarów inklinometrycznych.

4.3.4.4. Wyniki pomiarów wypiętrzeń

Uzyskane wyniki pomiarów wypiętrzeń d_v przedstawiono na rys.4.16. Pomierzone maksymalne wypiętrzenie po zakończeniu formowania (w odległości 2 m od osi kolumny - 1,0 D_k) w obu ciągach pomiarowych różni się dwukrotnie wynosząc 32 i 16 cm. Zaobserwowano, że różnice w wartościach wypiętrzeń punktów oddalonych o 3 m (1,5D_k) od osi kolumny nie są już tak znaczące (d_V = 10,0 i 7,5 cm).



Rys. 4.16 Wypiętrzenia gruntu w sąsiedztwie wbijanej kolumny

Podczas badań najbardziej oddalone punkty pomiarowe ulokowano 6 m ($3{,}0D_k$) od osi kolumny. Pomierzone w nich wypiętrzenia (1,0 cm) są minimalnie większe od błędu pomiarowego, oszacowanego w tym przypadku na 0,5 cm. Może to świadczyć o trafnym doborze zasięgu oddziaływania procesu wbijania kolumny. Zbieżne są natomiast przyrosty na poszczególnych etapach formowania. W punktach oddalonych 2 m ($1{,}0\ D_k$) od osi kolumny po pierwszej serii zrzutów zanotowano wypiętrzenia stanowiące 50% wypiętrzeń całkowitych.

Wartości pomierzonych wypiętrzeń można odnieść do przedstawionych wcześniej przemieszczeń poziomych punktów przy powierzchni terenu. Dla punktu oddalonego o $1{,}25\ D_k$ od osi kolumny przemieszczenie poziome d_H wynosi 14,0 cm, przy interpolowanych wartościach wypiętrzeń d_V 15,0 i 12,5 cm. Oznacza to że w tym punkcie przemieszczenia poziome były mniej więcej równe przemieszczeniom pionowym. W punkcie oddalonym od kolumny o $1{,}50\ D_k$ wartości te wynoszą: d_H=4,0 cm, d_V=8,0 i 9,0 cm, natomiast dla punktu oddalonego o $1{,}75\ D_k$ od kolumny: d_H=13,5 cm, d_V=4,0 i 4,0 cm. Dla tych punktów trudno o znalezienie relacji między przemieszczeniami poziomymi i pionowymi, głównie ze względu na dużą asymetrię tych pierwszych.

Obserwowana asymetria wypiętrzeń, stała się inspiracją do dalszych badań. Aby uzyskać pełen obraz wypiętrzającego się gruntu należało zaplanować badania w większej liczbie osi pomiarowych. Na bazie obserwacji poczynionych na tym poletku przygotowano program badań wypiętrzeń na poletku nr 2 opisany w dalszej części pracy.

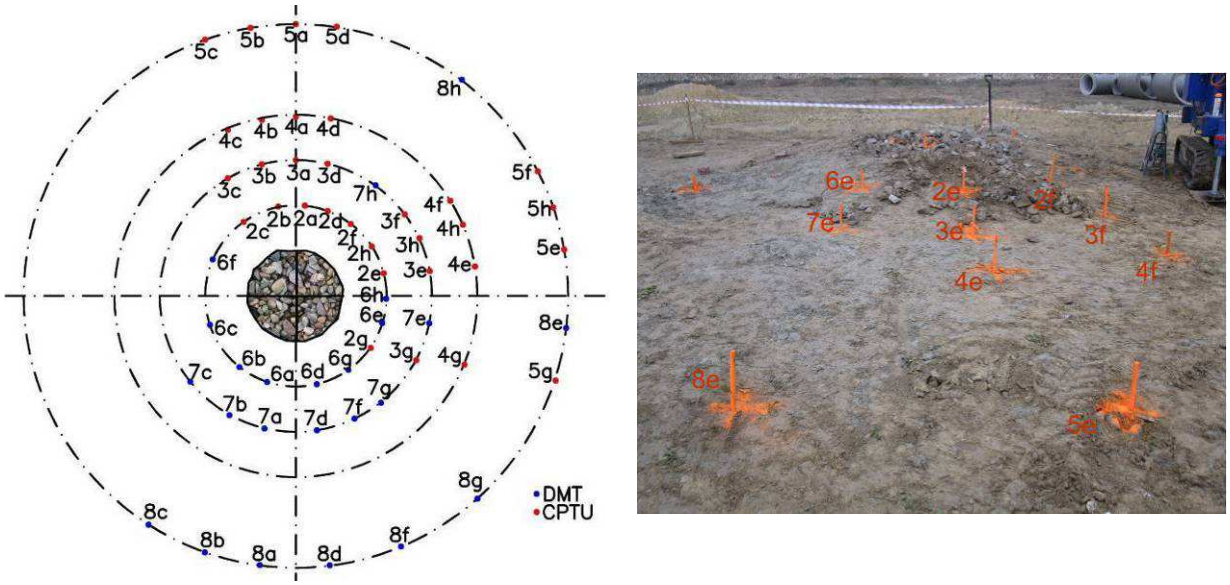
4.3.5. Badania zmian parametrów otoczenia kolumny

4.3.5.1. Metodyka badań

Celem badań było określenie wpływu procesu formowania kolumny kamiennej na podstawowe parametry mechaniczne jej otoczenia. Przeprowadzono to wykonując testy CPTU oraz DMT w różnych odległościach od kolumny jak, i w różnym czasie. Lokalizację wszystkich wykonanych badań pokazano na rys. 4.17a. Oznaczenie niektórych punktów na poletku pokazano na rys. 4.17b. Kolejne serie oznaczono literami „a" - „h", natomiast odległości poszczególnych testów od kolumny liczbami 2, 3, 4, 5, 6, 7 i 8. Pierwsza seria badań przeprowadzona została przed rozpoczęciem ubijania kolumny i obejmowała wykonanie czterech testów CPTU zlokalizowanych: 2, 3, 4 i 6 m od jej osi. Punkty te oznaczono odpowiednio: 2a, 3a, 4a i 5a. Pierwsza seria badań dylatometrem Marchettiego (DMT) obejmowała trzy testy w punktach oddalonych o 2, 3 i 6 m od osi kolumny (odpowiednio 6a, 7a i 8a). Kolejne serie badań obejmowały wykonanie każdorazowo siedmiu testów penetracyjnych zlokalizowanych jak w serii pierwszej.

Lokalizację kolejnych serii badań przesuwano po obwodzie okręgów przechodzących przez poprzednie punkty (rys. 4.17a). Badania przeprowadzono po uformowaniu: 1/3 (seria 'b"), 2/3 (seria „c") oraz całej kolumny (seria „d"), a następnie po 1 (seria „e"), 8 (seria „f") i 30 dniach (seria „g") od momentu wykonania wzmocnienia. Ostatnia seria badań („h") została zrealizowana po 34 dniach od dnia uformowania kolumny, po tym jak wykonano jej próbne obciążenie lecz przed odkrywką kolumny. Sondowania CPTU oraz DMT przeprowadzano do głębokości 6 m. Badania wykonywano w takich punktach, aby sąsiadujące z nimi punkty nie znajdowały się bliżej niż 0,5 m od siebie.

a) b)



Rys. 4.17 a) rozmieszczenie punktów badawczych, b) oznaczenia punktów na poletku (fot. własna)

Do przeprowadzenia wszystkich testów CPTU oraz DMT wykorzystano sondę statyczną Hyson 200 kN produkcji holenderskiej firmy A.P. van den Berg Machinefabriek. Sonda ta kwalifikuje się do 1 kategorii penetrometrów, według instrukcji „International Test Procedure for Cone Penetration Test CPT, CPTU" (Tschuschke i Kroll, 2012).

Podczas wykonywania testu statycznego CPTU w sposób ciągły rejestrowano trzy charakterystyki penetracji: opór stożka (q_c), tarcie na tulei ciernej (f_s) oraz nadwyżki ciśnienia wody w porach (u_2). Badania terenowe metodą statycznego sondowania realizowano piezo stożkami o następującej geometrii: powierzchnia podstawy stożka 10 cm^2, powierzchnia tulei ciernej 150 cm^2, kąt wierzchołkowy stożka 60°, i filtr wbudowany bezpośrednio za ostrzem stożka (wg standardu lokalizacja pomiaru u_2). Sondowania prowadzono ze stałą prędkością penetracji, równą 2 cm/s. Pierwszym krokiem w interpretacji wyników testów było wykonanie standaryzacji charakterystyk penetracji co pozwoliło uzyskać: skorygowany opór stożka q_t, współczynnik tarcia R_f, parametr ciśnienia wody w porach B_q oraz znormalizowany, efektywny opór stożka Q_t. Określenie rodzaju gruntu przeprowadzono dwuetapowo. W pierwszym etapie zastosowano procedurę Hardera-Bloha, która pozwoliła rozdzielić warstwy i zlokalizować je w systemie klasyfikacyjnym Katedry Geotechniki Uniwersytetu Przyrodniczego w Poznaniu. W drugim etapie grupowanie przeprowadzono procedurą Heghaziego-Mayne'a, a rodzaj gruntu określono z diagramu Robertsona. Pozwoliło to na zweryfikowanie zgodności rodzaju gruntu określonego w etapie pierwszym. Parametry stanu gruntów określono na podstawie diagramów oraz wytycznych opracowanych w Katedrze Geotechniki Uniwersytetu Przyrodniczego w Poznaniu oraz procedur Jamiołkowskiego i Mayne'a. Do określenia parametrów wytrzymałościowych wykorzystano procedury Janbu-Senneseta oraz Lunne'a i Mayne (Sękowski i inni, 2013a za Tschuschke i Kroll, 2012). Zastosowanie tych procedur doprowadziło do wyznaczenia następujących parametrów geotechnicznych: efektywnego kąta tarcia wewnętrznego (ϕ'), efektywnej spójności (c'), wytrzymałości na ścinanie w warunkach „bez drenażu" (S_u), edometrycznego modułu ściśliwości pierwotnej (M_0).

W czasie wykonywania testu DMT co 20 cm rejestrowano dwie charakterystyki ciśnień związane z odkształceniem membrany łopatki dylatometru P0 i P1. W celu identyfikacji parametrów geotechnicznych wykonano normalizację rejestrowanych parametrów do bezwymiarowych wskaźników I_D, K_D oraz E_D. Są to odpowiednio: bezwymiarowy wskaźnik materiałowy, bezwymiarowy wskaźnik naprężenia poziomego oraz moduł dylatometryczny. Stosując oryginalną procedurę Marchettiego zidentyfikowano uziarnienie gruntu oraz wyznaczono następujące parametry geotechniczne: efektywny kąt tarcia wewnętrznego (ϕ'), wytrzymałość na ścinanie w warunkach „bez drenażu" (S_u), moduł odkształcenia odpowiadający edometrycznemu modułowi ściśliwości (M_0) (Tschuschke i Kroll, 2012).

Dodatkowo autor dokonał estymacji dwóch parametrów geotechnicznych mających związek z efektem prekonsolidacji podłoża, a mianowicie współczynnika prekonsolidacji OCR oraz współczynnika parcia spoczynkowego K_0. Procedury interpretacyjne tych

parametrów zaczerpnięto z pracy Wierzbickiego (2010) konsultując adekwatność ich stosowania z autorem cytowanej pracy. Dla warunków gruntowych przed wykonaniem kolumny sprawdzono kilka procedur interpretacyjnych zawartych w pracy Wierzbickiego (2010), a następnie wybrano po jednej dla każdego z parametrów. Ostatecznie estymacji współczynnika parcia spoczynkowego dokonano za pomocą formuły Baldiego i innych (1986) z korektą jednego współczynnika dla młodych osadów zaproponowaną w pracach Jamiołkowskiego (1995) i Marchettiego (1997). Do estymacji K_0 tą metodą konieczne było wykorzystanie zarówno wyników z sondowań CPTU jak i badania DMT. Wartość współczynnika prekonsolidacji OCR wyznaczono wyłącznie na bazie testów DMT posługując się formułą Simonini i innych (2007). Formuła ta wykazuje dobrą zgodność wyników testów DMT z badaniami laboratoryjnymi, jeżeli bierze się pod uwagę młode grunty pylaste (Wierzbicki, 2010). Interpretację wartości OCR wykonano dla warstwy II oraz III (pkt. 4.3.1).

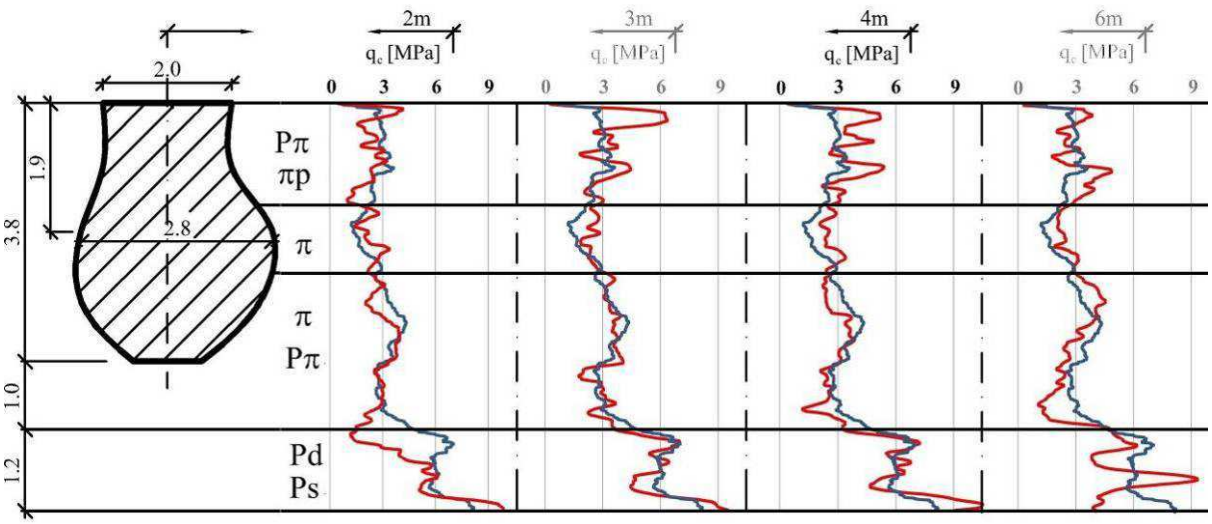
W dalszej części pracy przedstawiono uzyskane rezultaty badań, najpierw są to parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe uzyskane z badania CPTU, dalej z testu DMT, a na końcu parametry związane z efektem prekonsolidacji.

4.3.5.2. Parametry mechaniczne określone na bazie CPTU

Ze względu na dużą liczbę wyników uzyskanych z badania sondą statyczną ich analizę przeprowadzono w czterech różniących się szczegółowością oraz przedmiotem analiz etapach. W pierwszym z nich (najbardziej ogólnym) porównano uzyskane wartości oporów stożka sondy z badań przed formowaniem kolumny (seria „a") i przed jej próbnym obciążeniem (seria „g"). Etap drugi to analiza wartości q_c uzyskanych na wszystkich etapach dla poszczególnych warstw podłoża (I-IV). Etap trzeci to analiza wartości q_c w poszczególnych seriach pomiarowych w odniesieniu do badania z serii "a", wykonana tylko dla II i III warstwy podłoża. Etap czwarty zawiera szczegółową analizę otrzymanych wyników z ich interpretacją poprzez parametry: ϕ', c', S_u oraz M_0 dla warstwy II i III.

Pierwsze wnioski o efektywności wzmocnienia i jego wpływie na otoczenie gruntowe można wyciągać analizując zmiany oporów stożka q_c w czasie (etap I analizy). Ten parametr sondowania charakteryzuje bowiem ogólną nośność podłoża. Na rys. 4.18 pokazano wyniki sondowania wykonanego 30 dni po uformowaniu kolumny (seria „g") odniesione do wartości średniej oporów z serii „a" (wg pkt 4.3.5.1), na tle kształtu kolumny kamiennej.

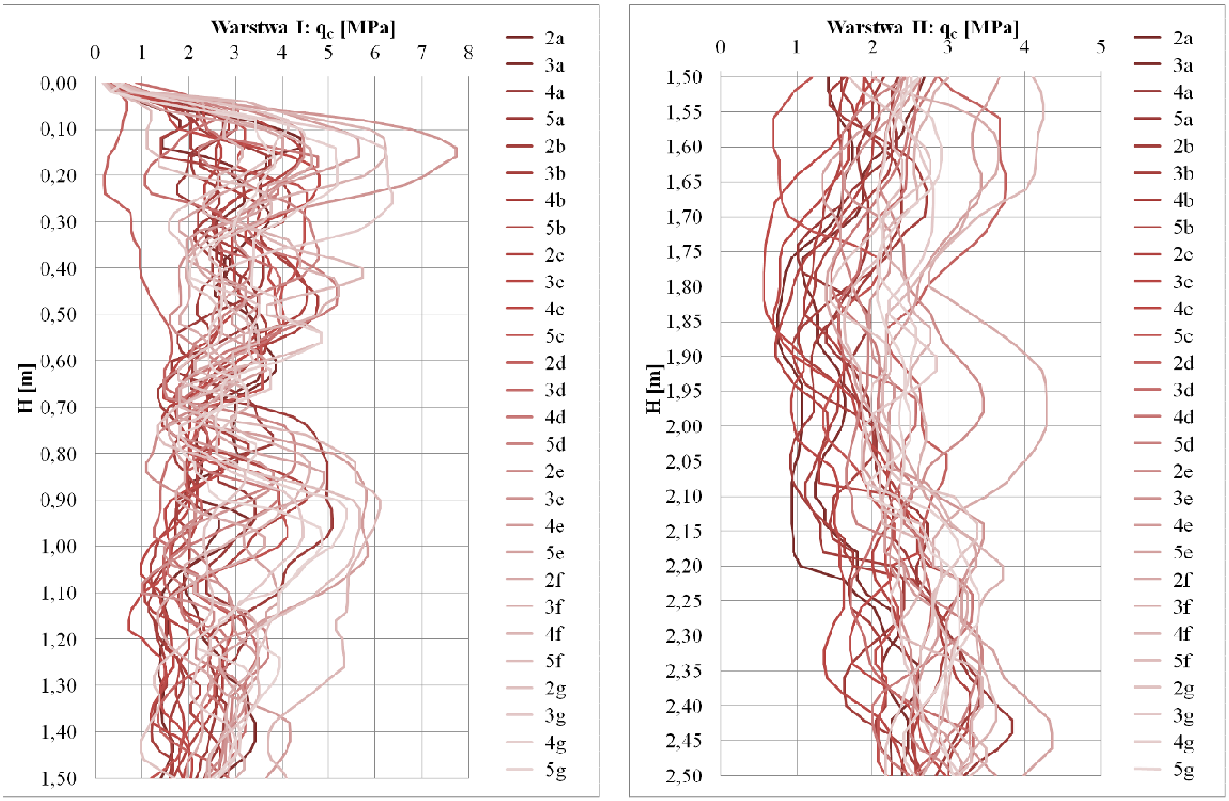
Uzyskane wyniki nie różnią się znacząco co do przebiegu. Niemniej jednak należy zauważyć, że tylko w warstwie II (pyłu) odnotowano wzrost q_c i to praktycznie w każdym badanym punkcie, podczas gdy w pozostałych warstwach wykresy częstokroć przecinają się. W dodatku tuż nad stropem warstwy nośnej (IV) odnotowano spadek wartości $q_{c,}$, przy dużej zmienności wyników warstwy przypowierzchniowej.



Rys. 4.18 Opory stożka q_c uzyskane w serii „a” (kolor niebieski) oraz „g” (kolor czerwony)

W celu dokładniejszej (choć nadal jakościowej) analizy, wyniki pomiaru oporu stożka ze wszystkich serii pokazano oddzielnie dla każdej wydzielonej warstwy I-IV (rys. 4.19 i 4.20). Wykresy o największym nasyceniu koloru przedstawiają wyniki z badań wykonanych najwcześniej i najbliżej kolumny, w miarę oddalania się punktu badawczego od kolumny oraz upływu czasu reprezentacja wyników charakteryzuje się mniejszym nasyceniem koloru.

a) b)



Rys. 4.19 Opór stożka q_c: a) warstwy I, b) warstwy II

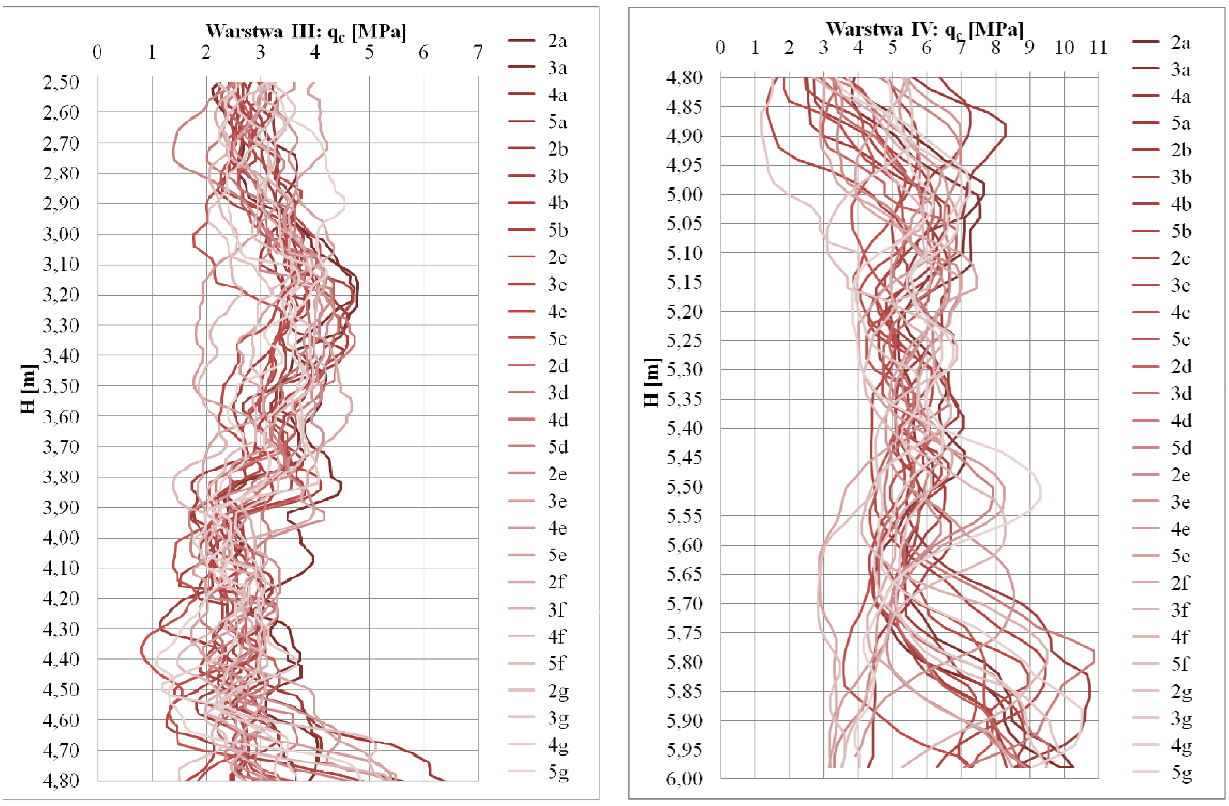
Uzyskane wyniki dla warstwy I (rys. 4.19a) wskazują na podobne charakterystyki parametru sondowania w całym okresie pomiarowym. Jedynie końcowe badania (odcień jaśniejszy) na dwóch głębokościach (0,1 i 1,0 m). wskazują na wzrost oporów stożka. Zmiany te mają charakter lokalny i mogą być związane m.in. z warunkami atmosferycznymi (badania wykonywano z początkiem zimy, a w przeciągu miesiąca badań nastąpił duży spadek temperatur powietrza). Zmiany w warstwie I nie będą podlegać w pracy dalszej analizie.

Inaczej sytuacja wygląda w warstwie II (rys. 4.19b). Wyraźnie widać, że wartości oporów stożka uzyskane z badań późniejszych (linie nienasycone) są wyższe od wartości z badań początkowych (kolor nasycony). Efekt ten jest widoczny na całej miąższości warstwy i będzie on przedmiotem dalszej, szczegółowej analizy.

Zmiany w warstwie III przedstawione na rys. 4.20a nie wykazują jednoznacznego trendu, nie zaobserwowano tym samym wyraźnych różnic w uzyskanych wynikach. Co więcej nie widać osłabienia w rejonie spągu tej warstwy, które wynikało z rys. 4.18. Brak obserwowanego efektu wzmocnienia w warstwie uznanej za słabonośną przy deformacjach inklinometrów sięgającym 15 cm (rys. 4.8) jest więc zadziwiający. Z tego też względu zmiany w tej warstwie będą przedmiotem dalszych analiz.

Wyniki uzyskane w warstwie nośnej (IV) również nie wykazują widocznych zmian wynikających z formowania kolumny. Co prawda na głębokości 5,9 m (rys. 4.20b) zauważono spadki oporów stożka w ostatnich seriach pomiarowych, ale trudno łączyć je z wpływem kolumny. Warstwa ta nie będzie również przedmiotem dalszych analiz.

a) b)

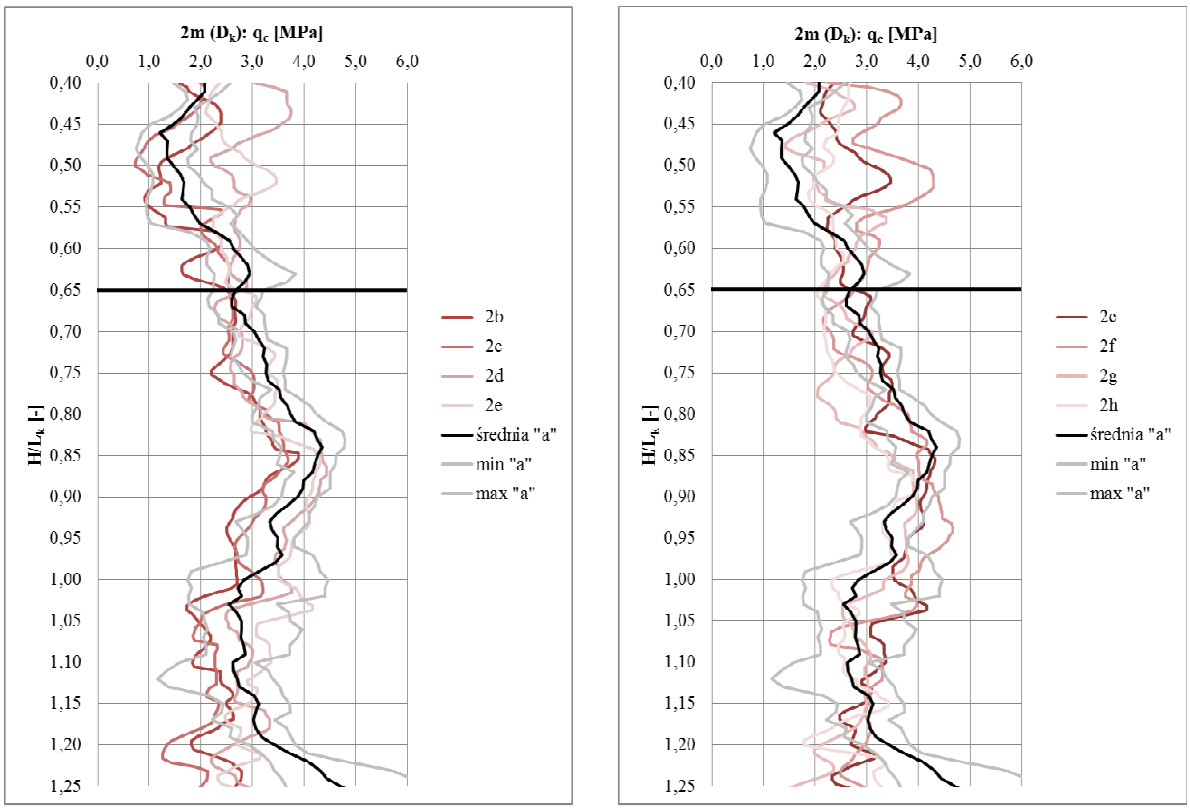


Rys. 4.20 Opór stożka q_c: a) warstwy III, b) warstwy IV

Kolejnym (trzecim) etapem analizy wyników sondowań jest próba odpowiedzi na pytanie czy zmiany oporów stożka w warstwie II i III są wynikiem wzmocnienia? Założono, że wykres oporu stożka dla wszystkich etapów, począwszy od serii „b", będzie porównywany z minimalnymi, średnimi i maksymalnymi wartościami oporów z serii „a". Na rysunkach 4.21 - 4.24 przytoczono wyniki sondowań dla różnych odległości od kolumny na tle wartości średniej z czterech badań serii „a" oznaczonej czarną linią. Szarą linią oznaczono wykresy wartości maksymalnych i minimalnych uzyskanych przed wzmocnieniem podłoża (seria „a"). Wartości pokazano na wykresach dzieląc wyniki na dwie grupy - jedna grupa to serie „b" - „e" odzwierciedlające bezpośredni skutek formowania kolumny, grupa druga to serie „e" - „h" pokazująca zmiany konsolidacyjne w czasie. Poziomą czarną linią oddzielono warstwę II od warstwy III, poziom tej linii odpowiada głębokości $0{,}65L_k$.

Analizując wartości oporu stożka q_c w punkcie oddalonym 2 m od osi kolumny (rys. 4.21) można zauważyć, że większość wyników mieści się w granicach wartości minimalnych i maksymalnych z serii wstępnej. Niemniej jednak można zauważyć pewne zależności. W trakcie formowania kolumny (seria „b" i „c") zanotowano niższe niż początkowo pomierzone wartości oporów stożka w całym analizowanym zakresie głębokości (rys. 4.21a). Począwszy od serii „d" wykonanej po uformowaniu kolumny wartości q_c w warstwie III (zakres 0,65 - 1,25 L_k) stabilizują się na poziomie wielkości pierwotnych. Natomiast w warstwie II (zakres 0,4 - 0,65 L_k) uzyskane wielkości przekraczają pierwotne.

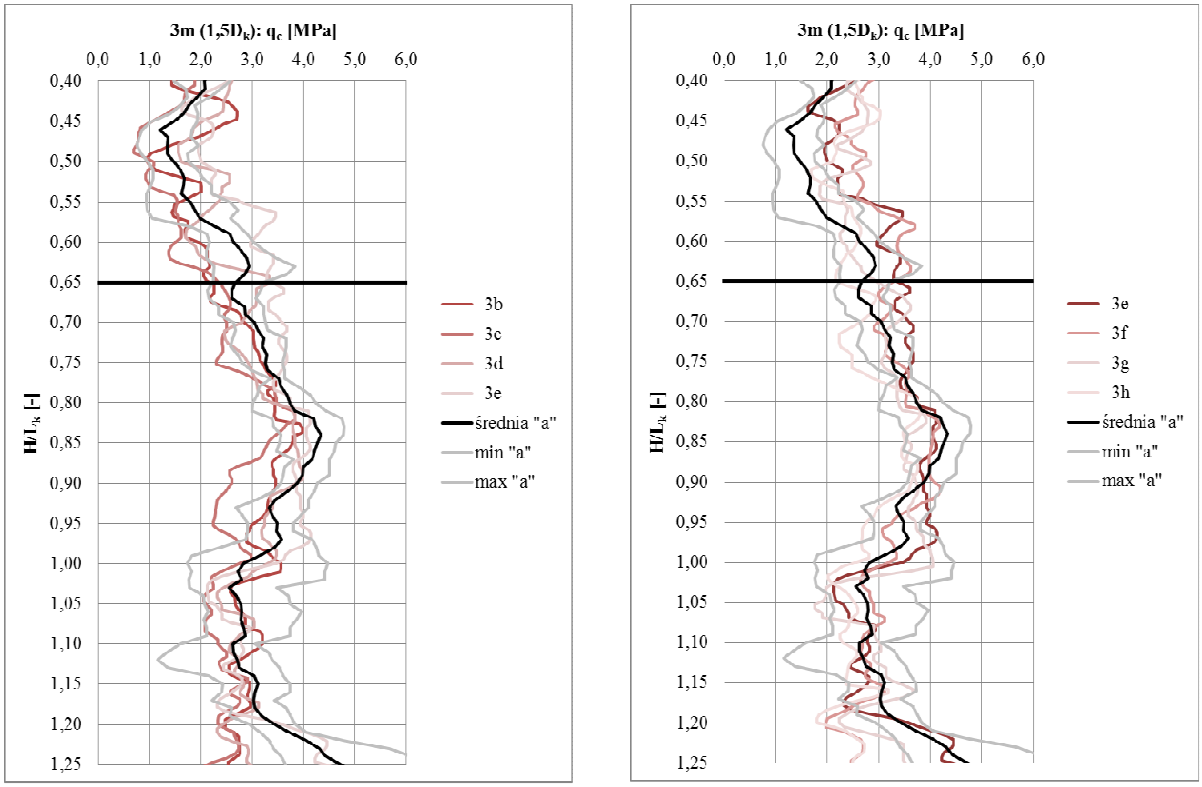
a) b)



Rys. 4.21 Opór stożka w punkcie oddalonym 2 m od osi kolumny

Podobne wnioski do opisanych powyżej można wyciągnąć analizując zmiany oporu q_c w odległości 3 m od osi kolumny (rys. 4.22). Podczas formowania kolumny zanotowano mniejsze opory stożka niż średnia początkowa wartość q_c. Wynik taki utrzymuje się do głębokości $1{,}0L_k$. Wartości oporu stożka są natomiast wyższe niż pierwotne po uformowaniu kolumny (serie „e" - „h") do głębokości sięgającej $0{,}75\ L_k$. Uzyskany wzrost oporów jest mniejszy niż w punkcie oddalonym 2 m od osi kolumny (rys.4.21b), natomiast zasięg zmian jest większy. Wynosi on $0{,}75L_k$ podczas gdy w punkcie bliższym kolumnie wynosił $0{,}6\ L_k$.

a) b)



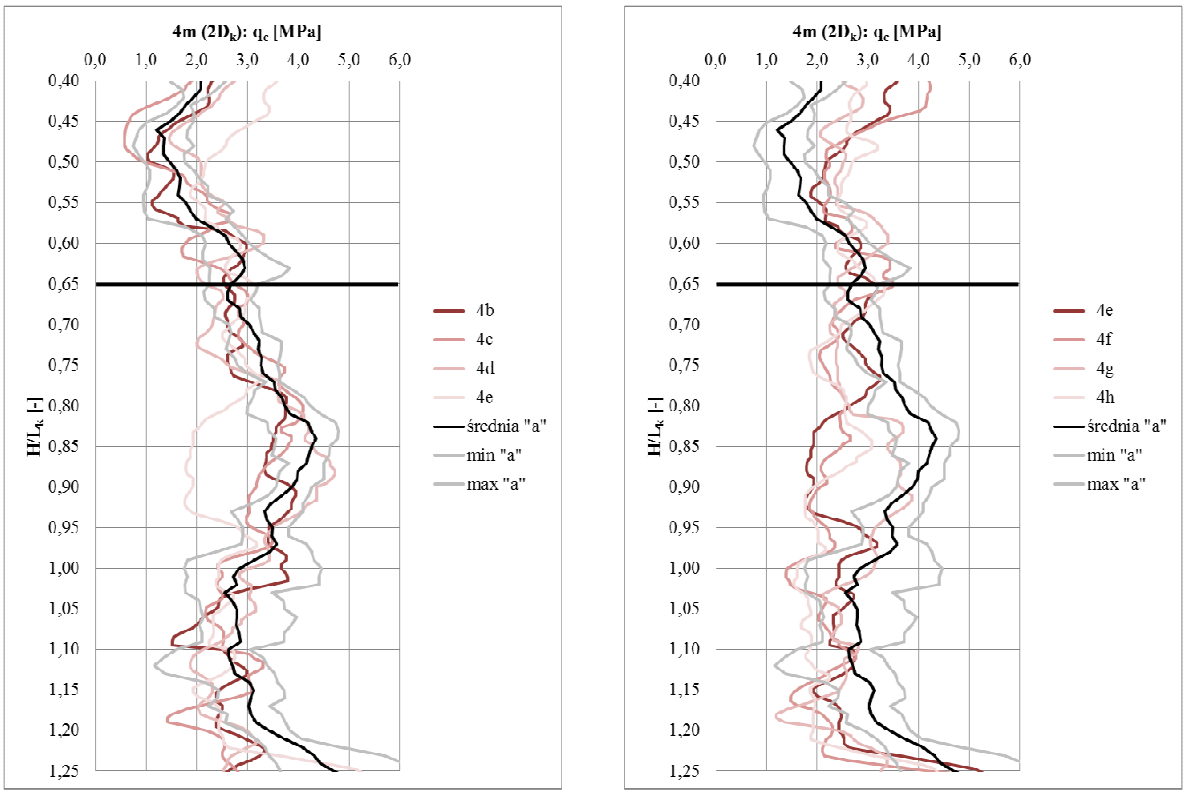
Rys. 4.22 Opór stożka w punkcie oddalonym 3 m od osi kolumny

Interesujące wyniki uzyskano dla punktu oddalonego 4 m od osi kolumny (rys.4.23). Prezentowane wartości q_c praktycznie w większości punktów serii „b" - „e" mieszczą się w zakresie wartości minimalnych i maksymalnych z pomiaru wstępnego. Wyjątek stanowi wynik z serii „e" na głębokości $0{,}8$ - $0{,}95L_k$. Tam opór stożka jest wyraźnie niższy. Wynik ten potwierdzają kolejne testy (serie do „h"). Począwszy od serii „e" widać też wyraźny wzrost analizowanego parametru w górnej części warstwy II ($0{,}4$ - $0{,}55L_k$).

Zmiany zanotowane w odległości 6 m od osi kolumny (rys. 4.24) również mają charakter lokalny, jakkolwiek szerszy niż w punktach opisanych powyżej. Różnice w stosunku do serii wstępnej można odnaleźć minimum w dwóch miejscach. Po pierwsze na głębokości $0{,}7$ - $0{,}85$ L_k w seriach „c" oraz „d". Spadek q_c w tej strefie nie jest trwały - może być wynikiem lokalnie innych warunków gruntowych niż warunki w pozostałych badaniach. Drugi charakterystyczny obszar zmian to głębokość $1{,}0$ - $1{,}2L_k$, gdzie praktycznie we wszystkich

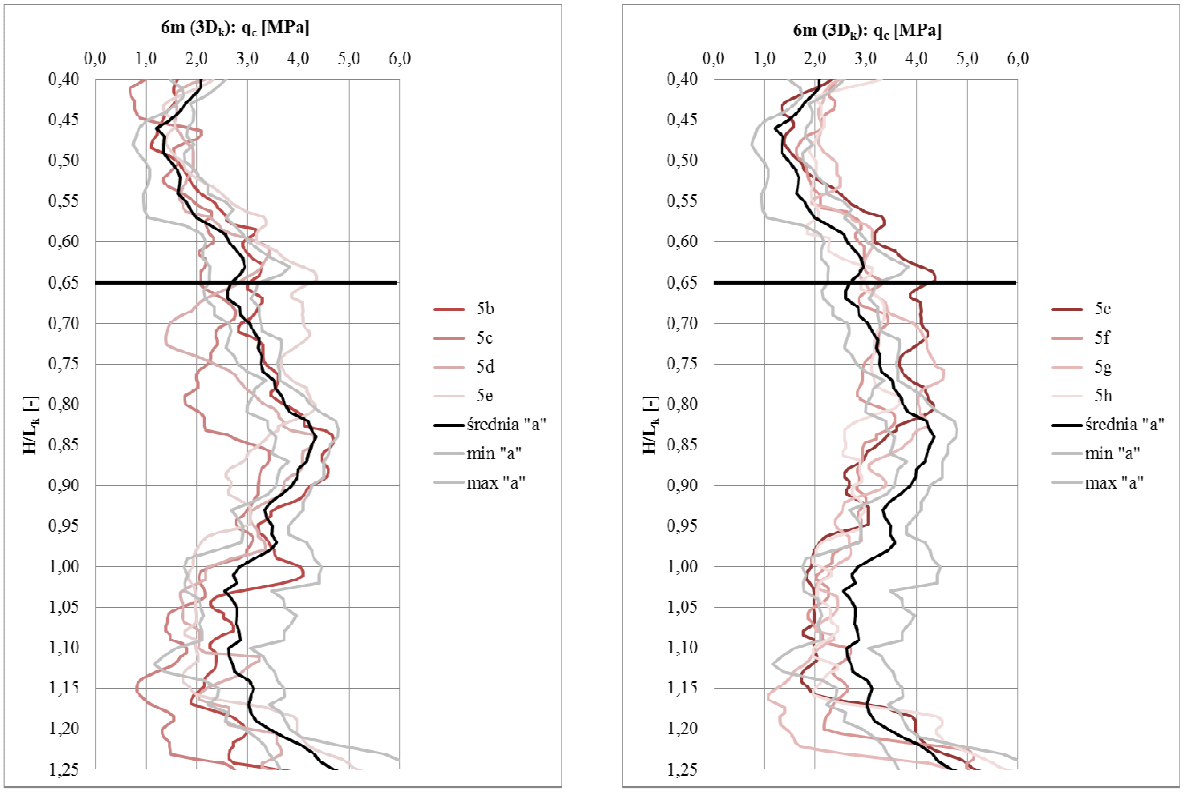
etapach badania uzyskane wartości są niższe niż średnia z serii „a”. Tak trwałego osłabienia nie odnotowano w żadnym innym punkcie badawczym.

a) b)



Rys. 4.23 Opór stożka w punkcie oddalonym 4 m od osi kolumny

a) b)

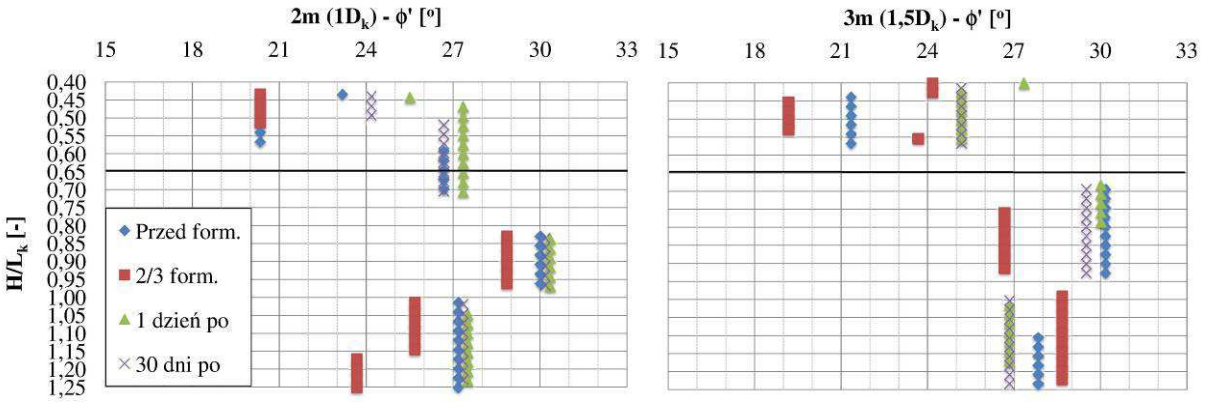


Rys. 4.24 Opór stożka w punkcie oddalonym 6 m od osi kolumny

Podsumowując pierwsze trzy etapy analizy można zauważyć, że niektóre spośród serii badań, ze względu na uzyskane wyniki, są niejako ”punktami zwrotnymi” w odniesieniu do wartości parametru sondowania q_c. Największe różnice zaobserwowano w punktach najbliższych kolumnie. Analiza wykazała, że podczas formowania kolumny następował spadek wartości oporu stożka. Spadek ten był widoczny w serii „b” oraz „c”. Stąd wyniki z serii „c” - 2/3 formowania kolumny uznano za punkt odniesienia do dalszych analiz. Po uformowaniu kolumny następował wzrost analizowanego parametru sondowania. W punkcie oddalonym 2 m od osi kolumny był on zauważony już po serii „d”, natomiast w pozostałych punktach po serii „e”. Do dalszej analizy za punkt jej odniesienia przyjęto wyniki z serii „e” czyli badanie wykonane dzień po uformowaniu kolumny. Ostatnią serią analizowaną w dalszej części pracy jest seria „g”, wykonana po 30 dniach od uformowania kolumny. Seria ta pozwala określić zmiany zachodzące w wyniku konsolidacji układu „kolumna – grunt”. Tak więc do dalszych analiz porównawczych przyjęto wyniki z serii „a”, „c”, „e” oraz „g”.

Kolejnym etapem rozważań będzie porównanie szczegółowych wartości parametrów geotechnicznych, określonych na podstawie interpretacji wyników przeprowadzonych badań. Dodajmy, że zaprezentowane poniżej wyniki nie obejmują wszystkich punktów pomiarowych. Przesadziła o tym dodatkowa analiza rodzaju gruntu zalegającego w punkcie badania. Sondowanie statyczne nie pozwala wprost na określenie rodzaju gruntu, jakkolwiek analiza parametrów sondowań może wskazywać z uwagi na ich charakterystyczne wartości na konkretny rodzaj i stanu gruntu. Posiadając wyniki takiej analizy (Tschuschke i Kroll, 2012), autor pracy odrzucił wartości parametrów geotechnicznych analizowanych dalej w punktach gdzie pierwotnie określony (w serii „a”) rodzaj gruntu nieznacznie różnił się od rodzaju gruntu w serii dla której podano wyniki. Przykładowo jeżeli w punkcie leżącym na głębokości 2 m p.p.t. w serii „a” parametry sondowania wskazywały na zaleganie piasków, a w serii „e” pyłów, wyniki te nie były porównywane. Porównywano natomiast wyniki w sytuacji kiedy rodzaj gruntu był podobny. Np. w serii „a” określono, że w podłożu zalegają pyły, natomiast w kolejnej serii pyły piaszczyste.

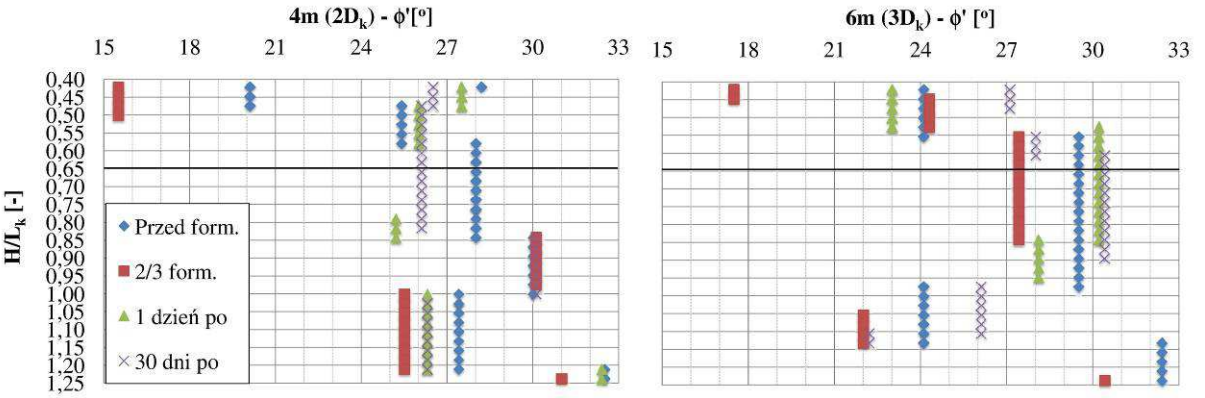
Pierwszym analizowanym parametrem jest efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu ϕ’. Na rys. 4.25 przedstawiono jego wartości dla punktów oddalonych 2 i 3 m od osi kolumny. Dla punktu bliżej kolumny są one różne dla dwóch analizowanych warstw (II i III). W najsłabszej warstwie II (0,4 - 0,65 L_k) wartości kąta są stałe podczas formowania kolumny i wzrastają po zakończeniu tego procesu. Wzrost ten wydaje się być znaczący (z ok. 20 do ok. 27°). W czasie konsolidacji podłoża analizowany parametr nie zmienia się znacząco. W warstwie III (0,65 - 1,25 L_k), w trakcie formowania, wartość ϕ’ spada o ok. 1°, by dzień później osiągnąć wartości bliskie wyjściowym. Na rysunkach prezentujących wyniki grubszą linią pokazano granicę warstw II i III.



Rys. 4.25 Efektywny kąta tarcia wewnętrznego w punktach oddalonych 2 i 3 m od osi kolumny

Zmiany kąta tarcia wewnętrznego w punkcie oddalonym 3 m od osi kolumny mają podobny charakter. W warstwie II wartości kąta spadają podczas formowania kolumny i następnie wzrastają po zakończeniu tego procesu. Wzrost jest mniejszy niż opisany wcześniej i wynosi ok. 4° (z 21 na 25°). W górnej części warstw III w trakcie formowania, wartość ϕ' spada, by dzień później osiągnąć wartości bliskie wyjściowym. W dolnej części tej warstwy (poniżej spodu kolumny) zmiany można uznać za nieznaczące gdyż wyniki mieszczą się w przedziale ± 1° wartości wyjściowej.

Wpływ formowania kolumny na wartości kąta tarcia wewnętrznego jej otoczenia uwidacznia się również w miejscach oddalonych od jej osi o 4 i 6 m (rys. 4.26). W trakcie formowania kolumny wartości kąta w warstwie II spadają by następnie wzrosnąć. Wzrost ten jest bardzo zróżnicowany i wynosi od 1 do 7°.

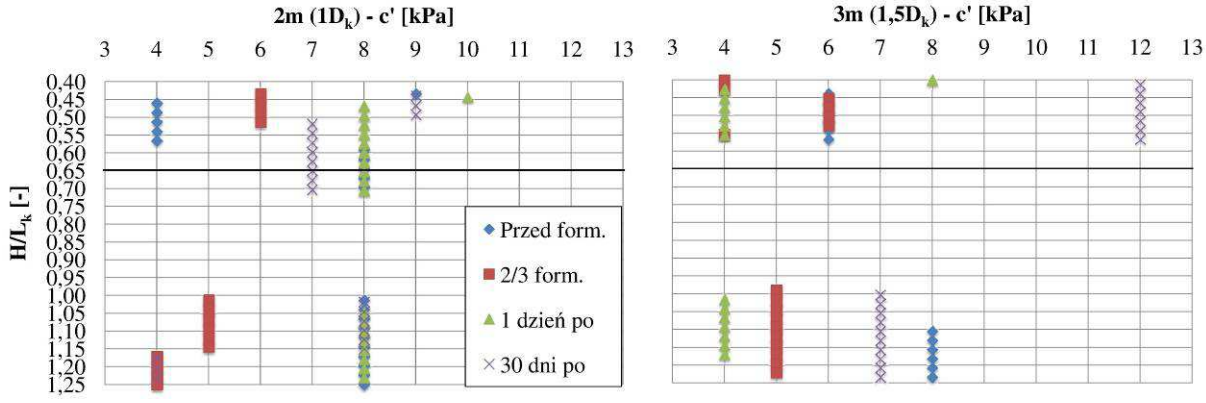


Rys. 4.26 Efektywny kąta tarcia wewnętrznego w punktach oddalonych 4 i 6 m od osi kolumny

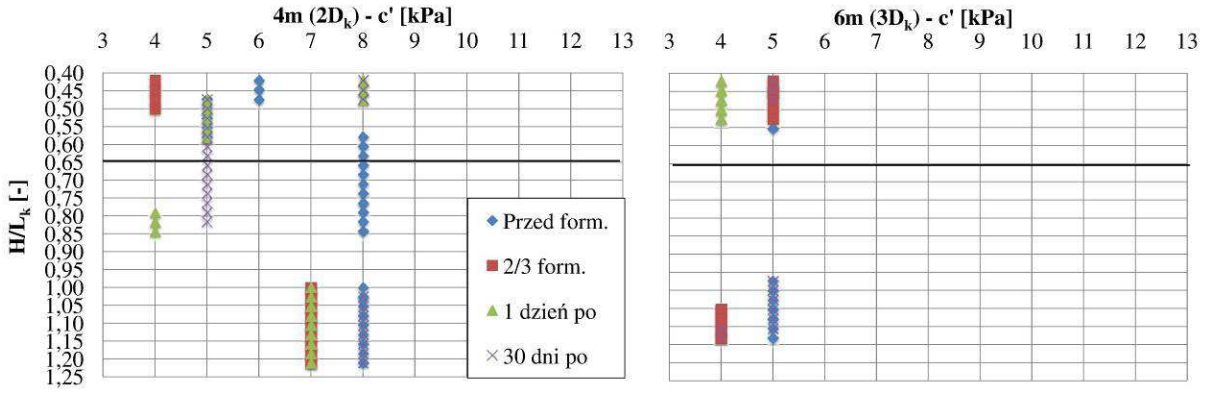
W warstwie III w punkcie oddalonym 4 m od osi kolumny kąty nie zawsze osiągają wartości początkowe. Różnica jest nieznaczna ponieważ wynosi od 1 do 2°. W punkcie oddalonym 6 m od osi kolumny sytuacja jest odwrotna, wyniki wskazują na wzrost ϕ' o wartość 1 do 2°. Można zauważyć również, że zmiany wartości kąta tarcia wewnętrznego spowodowane procesem formowania kolumny zależą od analizowanej warstwy. W warstwie

II która początkowo charakteryzowała się kątem tarcia wewnętrznego ok. 20° wzrost jest znaczący i wynosi do 7°, tj. 35% wartości początkowej. W warstwie III gdzie początkowa wartość kąta była wyższa (średnio ok. 27°) zmiany nie przekraczają 2° czyli ok. 7%.

Ogólny charakter zmian wartości efektywnej spójności c' otoczenia gruntowego kolumny wbijanej jest zależny od analizowanej warstwy podłoża oraz odległości punktu badania od kolumny. W najsłabszej warstwie II (0,4 - 0,65 L_k) wartości spójności efektywnej w punkcie oddalonym 2 m od osi kolumny wzrastają już podczas jej formowania (rys. 4.27). Wzrost ten wynosi średnio ok. 4 kPa czyli 100% wartości początkowej. W punkcie oddalonym o 3 m od osi kolumny wzrost ten jest widoczny dopiero po 30 dniach i wynosi również 100% początkowej wartości spójności (rys. 4.27). Inaczej jest w punktach oddalonych 4 i 6 m od osi układu, w których zmiany są różne na wysokości warstwy lub w ogóle nie występują (rys. 4.28). Zupełnie inaczej kształtują się wyniki uzyskane w warstwie III (0,65 - 1,25 L_k) czyli w rejonie dolnej części kolumny. We wszystkich badanych punktach w trakcie wzmacniania podłoża następował spadek wartości spójności (rys. 4.27 i 4.28). W punktach położonych bliżej kolumny redukcja spójności dochodziła do 50%. (rys. 4.27), natomiast w większych odległościach była mniejsza i wynosiła średnio do 20% wartości wyjściowej (rys. 4.28). Po wykonaniu kolumny spójność wzrastała wraz z upływem czasu. W większości punktów nie przekroczyła jednak wartości wyjściowej - była jej równa bądź od niej mniejsza.

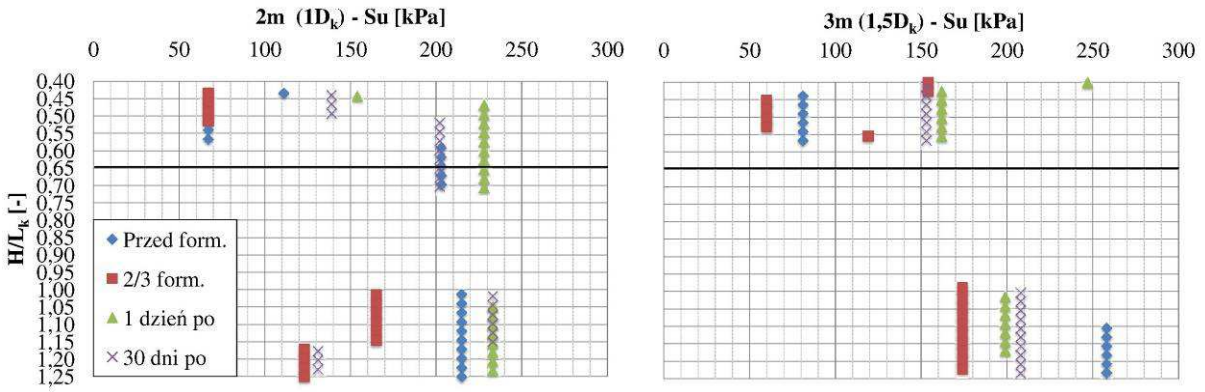


Rys. 4.27 Efektywna spójność w punktach oddalonych 2 i 3 m od osi kolumny

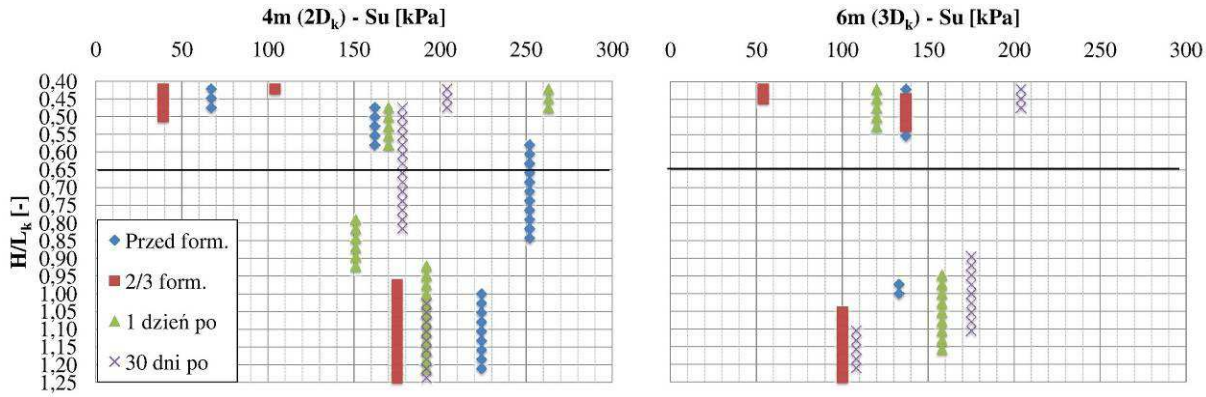


Rys. 4.28 Efektywna spójność w punktach oddalonych 4 i 6 m od osi kolumny

Kolejnym analizowanym parametrem jest wytrzymałość gruntu w warunkach „bez drenażu” S_u. W warstwie II w punktach oddalonym o 2 i 3 od osi kolumny wzrost Su jest widoczny po zakończeniu wbijania i wynosi odpowiednio ok. 200 i 100% wartości początkowej (rys. 4.29). Wartość ta utrzymuje się przez kolejne 28 dni. W punktach oddalonych 4 i 6 m od osi układu zmiany są zmienne na wysokości warstwy lub w ogóle nie występują (rys. 4.30). Lokalnie odnotowano wzrost S_u o 200%, lub tylko o 10%. Wyniki uzyskane w warstwie III są analogiczne do przedstawionych w analizie spójności. We wszystkich punktach pomiarowych w trakcie ubijania następował spadek wartości parametru S_u (rys. 4.29 i 4.30). W punktach położonych bliżej kolumny (rys. 4.29) redukcja wytrzymałości dochodziła do 50%, w pozostałych punktach pomiaru wynosiła ona do 20% wartości wyjściowej (rys. 4.30). Po wykonaniu kolumny wytrzymałość wzrastała wraz z upływem czasu, nie przekraczając wielkości wyjściowych. Wyjątek stanowi obszar leżący poniżej kolumny kamiennej (poniżej $1{,}0L_k$) w punkcie oddalonym 2 m od osi kolumny. Wzrost S_u był tam nieznaczny (10%).

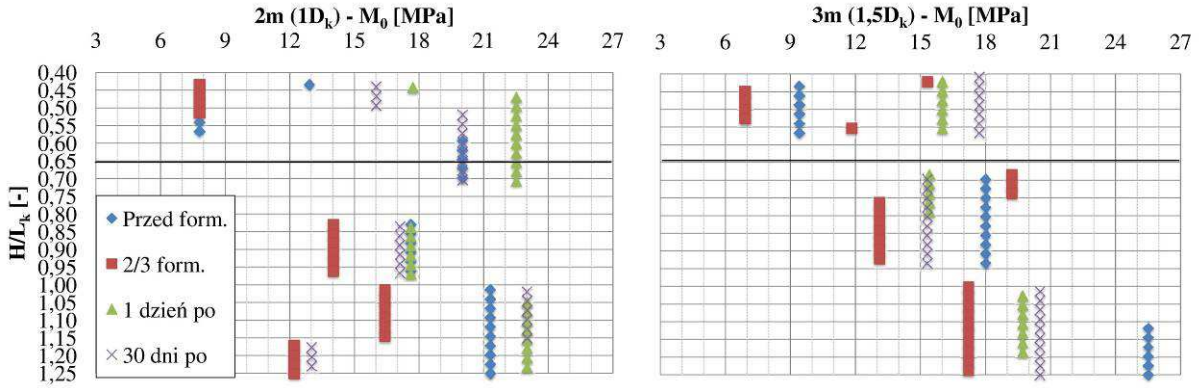


Rys. 4.29 Wytrzymałość na ścinanie w warunkach „bez drenażu” w punktach oddalonych 2 i 3 m od osi kolumny

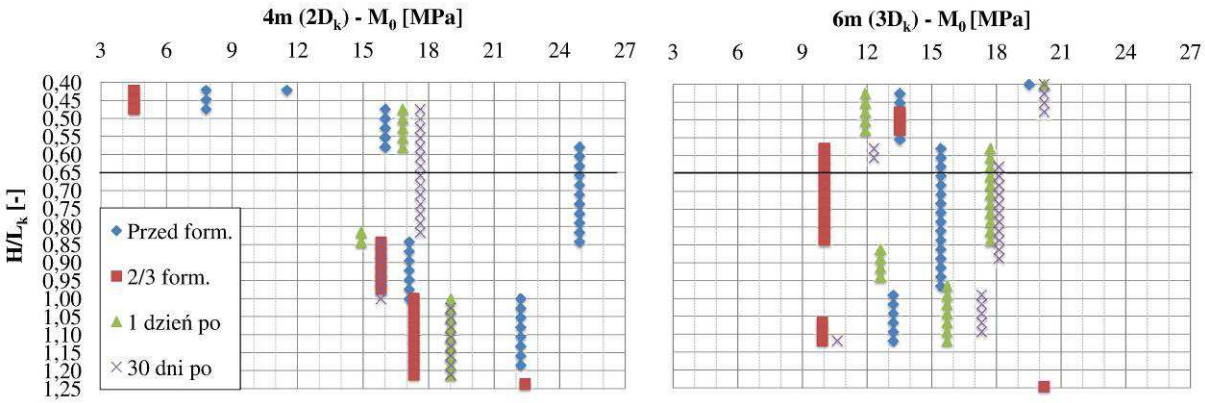


Rys. 4.30 Wytrzymałość na ścinanie w warunkach „bez drenażu” w punktach oddalonych 4 i 6 m od osi kolumny

Złożony wpływ formowania kolumny kamiennej na otoczenie gruntowe uwidocznił się również w przypadku zmian edometrycznego modułu ściśliwości pierwotnej M_0. W przypadku najbliżej położonych (2 i 3 m od osi wzmocnienia) i najsłabszych gruntów, (warstwa II) w czasie wbijania kolumny, ich moduł M_0 nie zmienia się bądź nieznacznie spada. Wynosi on ok. 8 MPa. Z czasem (po 30 dniach od wzmocnienia) jego wartość wzrasta o 160 i 100% powyżej wartości wyjściowej w zależności od odległości od kolumny (rys. 4.31). W punktach oddalonych o 4 i 6 m od osi kolumny wartości M_0 (na poziomie warstwy II) oscylują wokół wartości początkowej (rys.4.32). W przypadku gruntów warstwy III (o wyjściowo większym module) podobne zachowanie zaobserwowano w punktach oddalonych o 2 i 6 m od osi kolumny. W tych punktach wartości M_0 w trakcie formowania kolumny maleją, a następnie (dzień po zakończeniu tego procesu) nieznacznie rośną (o 20%), przekraczając wartości wyjściowe (rys. 4.31, 4.32). Inne spostrzeżenia uzyskano w punktach badawczych oddalonych od osi kolumny o 3 i 4 m (rys. 4.31, 4.32). Tam wartości M_0 spadają podczas formowania kolumny i nie osiągają wartości pierwotnych. Są od nich niższe o 15 do 40%. Zmiany zaobserwowane w wartościach M_0 są najbardziej złożone ze wszystkich analizowanych.



Rys. 4.31 Edometryczny moduł ściśliwości w punktach oddalonych 2 i 3 m od osi kolumny



Rys. 4.32 Edometryczny moduł ściśliwości w punktach oddalonych 4 i 6 m od osi kolumny

Reasumując, czwarty etap interpretacji uzyskanych wyników należy stwierdzić, że analizowane parametry inaczej zmieniały się w przypadku warstwy II i III. Parametry warstwy II po spadku ich wartości na etapie formowania kolumny z czasem wzrastały. Największe zmiany notowano w punktach najbliżej kolumny, wraz z ich oddalaniem się od niej były one mniejsze. Maksymalne wzrosty poszczególnych parametrów wynosiły: ϕ' o 35%, c' o 100%, S_u o 200% i M_0 o 160% wartości początkowych. Parametry warstwy III wykazywały inne, bardziej złożone zachowanie. Zmiany były bardziej zależne od analizowanego parametru, choć generalnie można uznać, że formowanie kolumny spowodowało spadki badanych wielkości lub nie wywołało ich zmian. Wartości efektywnej spójności c' oraz wytrzymałości w warunkach „bez drenażu" S_u po zakończeniu badań nie przekroczyły wartości początkowych - były równe bądź mniejsze od nich (c' o 40%, S_u o 30%). Wartość efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' pozostała podczas badań na poziomie wartości z pierwszych pomiarów bądź zmieniała się do 2° czyli do 7%. Najbardziej złożone były zmiany w pierwotnym module edometrycznym M_0, w niektórych punktach pomiarowych zanotowano jego wzrost o 20%, a w innych spadki o 40%. Różnice w zidentyfikowanych parametrach obu warstw mogą wynikać z ich specyfiki. Warstwa II była warstwą typowego pyłu, natomiast charakterystyki warstwy III wskazywały, że jest ona na pograniczu pyłu piaszczystego i piasku pylastego. Uogólniając wnioski z przedstawionej analizy można stwierdzić, że formowanie kolumny doprowadziło do ujednolicenia parametrów podłoża. Warstwa najsłabsza (II) uległa polepszeniu, warstwa mocniejsza (III) osłabieniu.

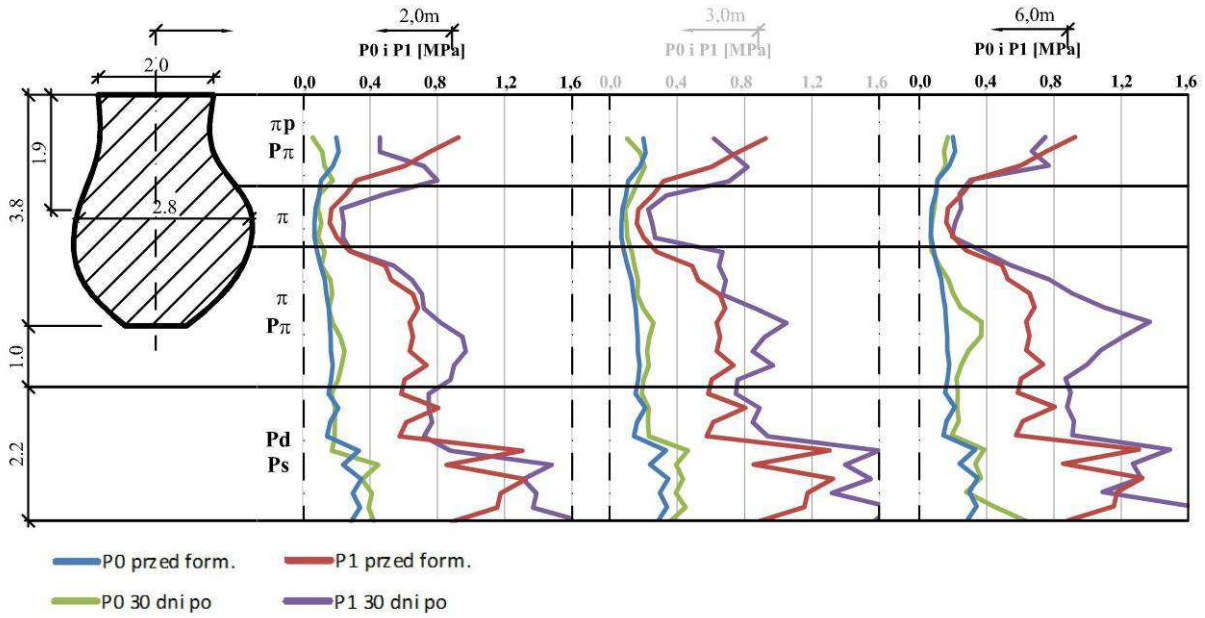
4.3.5.3. Parametry mechaniczne określone na bazie DMT

Do prezentacji rezultatów z badania dylatometrem (DMT) wykorzystano, w formie skróconej, procedurę interpretacji ustaloną na potrzeby analizy wyników z sondy statycznej CPTU. Wyniki z DMT ograniczono do pierwszego oraz czwartego etapu badań zestawiając wartości parametrów sondowania DMT (P0 i P1) uzyskane przed formowaniem kolumny (seria „a") i przed jej próbnym obciążeniem (seria „g") oraz poddając analizie uzyskane w efekcie interpretacji tychże wyników parametry ϕ' oraz M_0 dla warstwy II i III.

Analiza ogólna parametrów sondowania P0 i P1 została wykonana na bazie rysunku 4.33. Pokazano na nim parametry sondowania wykonanego 30 dni po uformowaniu kolumny odniesione do wartości ciśnień P0 i P1 uzyskanych przed wykonaniem kolumny na tle jej kształtu, w różnych odległościach od kolumny.

Zmienność ciśnień P0 i P1 w badanym profilu wydaje się odzwierciedlać nośności poszczególnych warstw. Ze względu na skalę szczególnie widoczne jest to dla parametru P1, który w warstwie II (najsłabszej) jest wyraźnie najniższy, natomiast w warstwie IV (nośnej) jest najwyższy. W znacznej większości punktów wartości P0 i P1 otrzymane z badań wykonanych po 30 dniach od uformowania kolumny są wyższe od wartości pierwotnych. Wyjątek stanowi pierwszy pomiar od powierzchni terenu, który może być obarczony błędem

proceduralnym i powinien zostać odrzucony. Wyjątek to też wynik pomiaru wykonanego 6 m od osi kolumny w warstwie najsłabszej (II). W tym punkcie warstwy II podłoża nie wykazano zmian wynikających w wykonania kolumny. Mogłoby to sugerować, że zasięg oddziaływania procesu formowania kolumny jest mniejszy niż 6 m. Takiej tezie zaprzeczają wyniki uzyskane w warstwie III, w której wystąpiły największe różnice w wartościach parametrów P0 i P1 między badaniem wstępnym „a", a badaniem serii „g". Im bliżej kolumny tym różnice w tych wartościach maleją. Największe różnice uwidaczniają się na poziomie spodu kolumny w formie „piku".

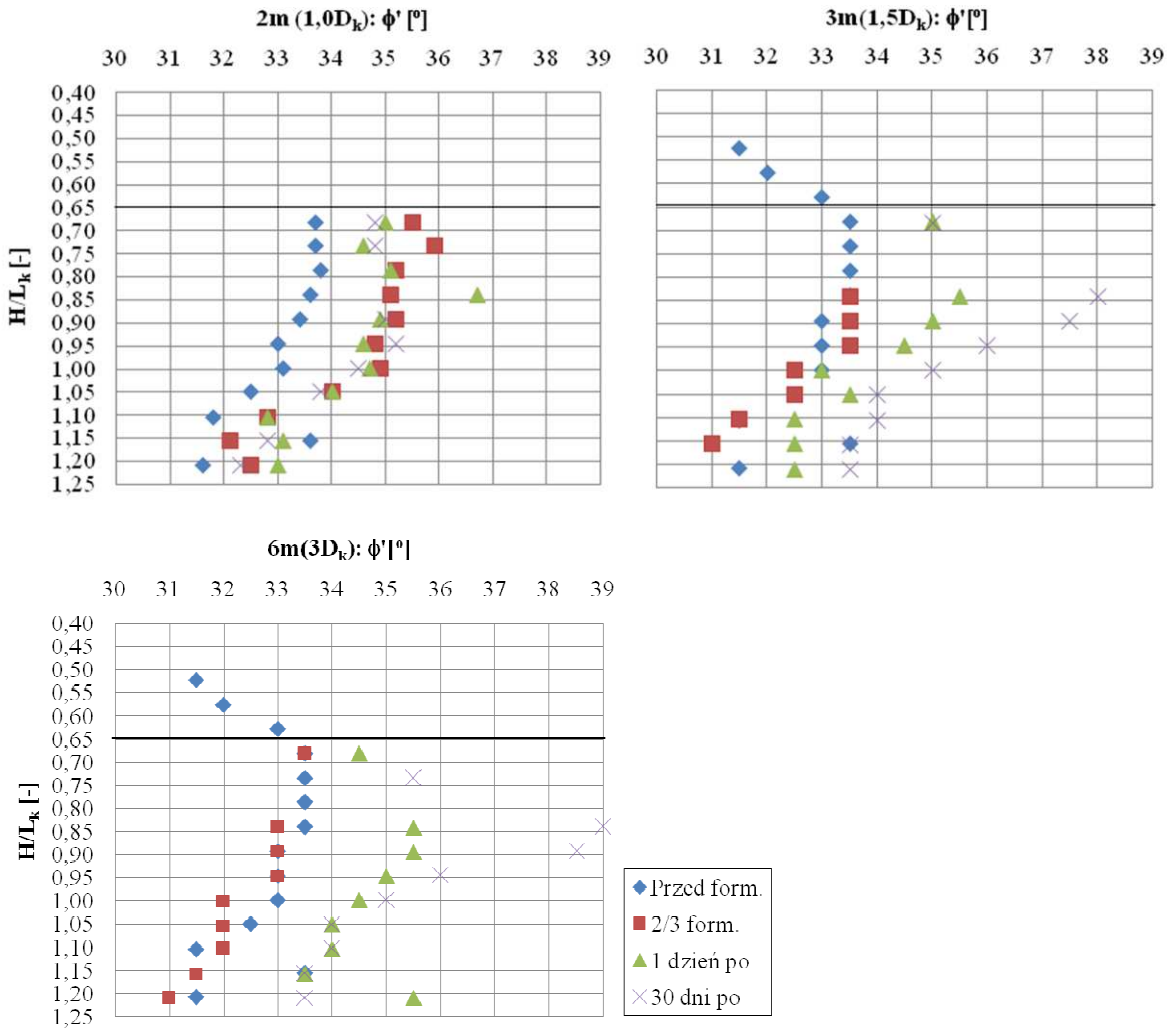


Rys. 4.33 Parametry badania DMT (P0 i P1) przed uformowaniem kolumny i po 30 dniach

Analiza porównawcza parametrów geotechnicznych jest ograniczona do wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ' oraz modułu edometrycznego M_0. Powodem takiego stanu rzeczy była niemożność interpretacji wartości wytrzymałości w warunkach „bez drenażu" C_u (oznaczenie za Marchettim równoważne S_u). Interpretacja za pomocą użytej oryginalnej procedury Marchettiego jest możliwa dla gruntów o wskaźniku materiałowym I_D<1,2. Niestety badane grunty charakteryzowały się większą wartością tego parametru. Co więcej dla najsłabszej warstwy (II) wskaźnik ten był mniejszy niż I_D<1,8 dla którego opracowano procedury interpretacyjne. Skutkowało to brakiem możliwości wyznaczenia kąta tarcia wewnętrznego gruntu (rys.4.34). Problem interpretacji dotyczy wąskiej grupy gruntów przejściowych (Młynarek i Wierzbicki, 2007) między spoistymi a niespoistymi. Zagadnienie to zostało szerzej opisane m.in. w pracy Stefaniak (2014).

Wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' otrzymane po interpretacji badań dylatometrycznych przedstawiono na rys. 4.34. Początkowe wartości kąta tarcia wewnętrznego w większości mieściły się w przedziale 32-34°. Zmiany wynikające z formowania kolumny są zauważalne we wszystkich trzech badanych punktach. W punkcie

oddalonym 2 m od osi kolumny ϕ' wzrósł już na etapie formowania kolumny o wartość większą niż 1°. Wzrost ten był stabilny i nie ulegał zmianie w czasie.

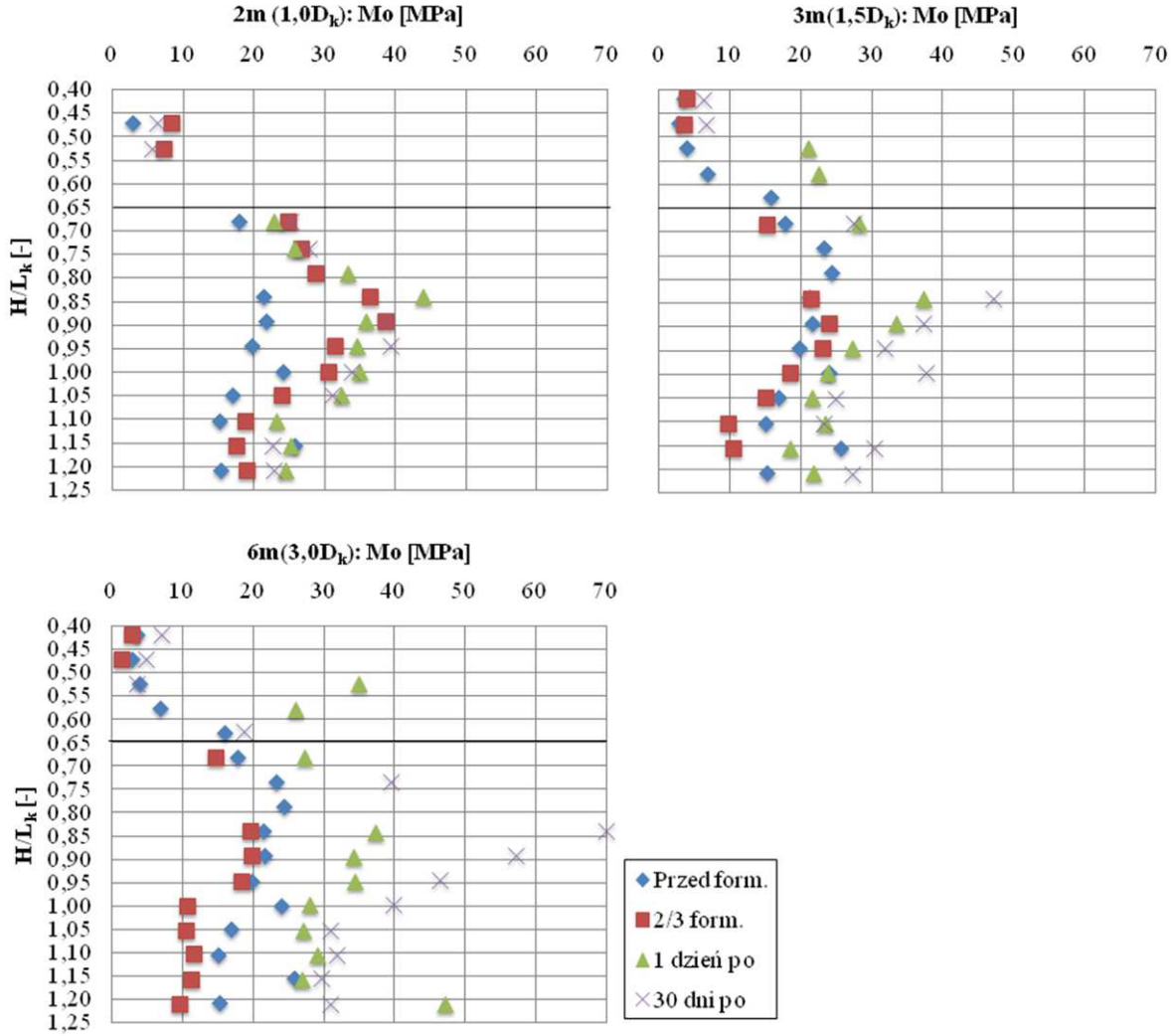


Rys. 4.34 Efektywny kąta tarcia wewnętrznego określone na bazie badania DMT

W pozostałych punktach (3 i 6 m od kolumny) na etapie wbijania kolumny nie zaobserwowano zmian. Uwidoczniły się one później, tj. dzień po jej uformowaniu. Na tym etapie zanotowano wzrost ϕ' o wartość większą niż 2°. Na głębokości poniżej spodu kolumny (>1,0L_k) wartość ta ustabilizowała się i po 30 dniach nie wykazała zmian. Inaczej było na głębokości 0,8-1,0L_k, gdzie po upływie miesiąca od wzmocnienia podłoża efektywny kąt tarcia wewnętrznego wzrósł o kolejne 1-3°. Największe zmiany zanotowano na głębokości 0,85L_k i wyniosły one dla poszczególnych punktów badawczych (patrząc od kolumny) 1,5° (czyli 5% wartości początkowej), 4,5° (13%) oraz 6,0° (18%). Z powodu zaleganie w podłożu gruntów przejściowych między spoistymi a niespoistymi i trudnością z ich interpretacją nie przestawiono wyników analizy zmian kąta tarcia wewnętrznego dla warstwy II.

Wartości edometrycznego modułu ściśliwości M_0 dla badanych punktów pokazano na rys. 4.35. Zmiany tego parametru w warstwie III są podobne do opisanych powyżej

w odniesieniu do kąta tarcia wewnętrznego. W punkcie oddalonym o 2 m od osi kolumny są one szybsze niż w pozostałych punktach pomiaru. Wzrost M_0 w tym punkcie ma miejsce podczas formowania kolumny i utrzymuje się do końca czasu pomiarów. Wzrost wynosi do 100% wartości pierwotnej M_0. W punktach oddalonych o 3 i 6 m od osi kolumny w trakcie procesu formowania kolumny nie zauważono zmian w wartości edometrycznego moduły ściśliwości. Stają się one widoczny dopiero jeden dzień później i utrzymują się (pkt. 3 m od kolumny), bądź wzrastają w czasie (pkt. 6 m od kolumny). Maksymalny wzrost M_0 występuje w tych punktach na głębokości $0{,}85L_k$ i wynosi odpowiednio 100 i 250% wartości parametru pierwotnego. W warstwie II na głębokości $0{,}5L_k$ wartości parametru pierwotnego utrzymują się przez wszystkie etapy badania na jednakowym poziomie.



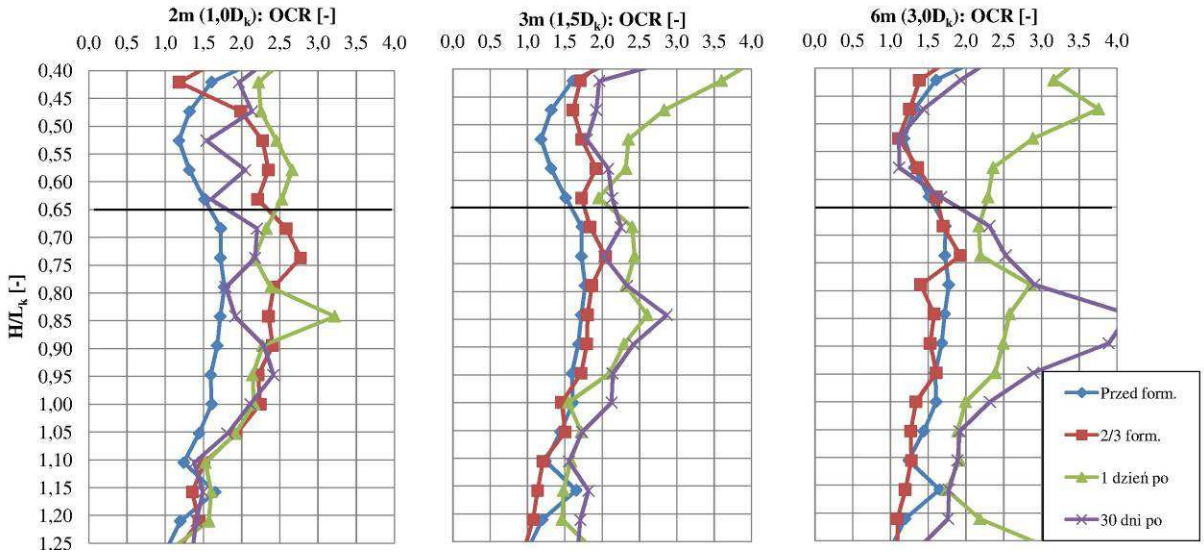
Rys. 4.35 Edometryczne moduły ściśliwości określone na bazie badania DMT

Reasumując, na podstawie analizy wyników badań dylatometrem Marchettiego można stwierdzić że we wszystkich punktach warstwy III zanotowano wzrost kąta tarcia wewnętrznego oraz edometrycznego modułu ściśliwości. Wzrost ten uwidaczniał się już w trakcie formowania kolumny (pkt. oddalony 2 m od osi kolumny) lub dzień po zakończeniu

tego procesu (pkt. 3 i 6 m od osi). Największe zmiany zachodziły w punkcie położonym najdalej od kolumny kamiennej, najmniejsze blisko niej. Maksymalne przyrosty analizowanych parametrów występowały na głębokości $0{,}85L_k$ i wyniosły: dla ϕ' 18%, natomiast dla M_0 250%. Z wykonanych pomiarów i ich interpretacji wynika że moduł edometryczny warstwy II nie uległ zmianie. Wniosek ten potwierdzają wyniki uzyskane w odrzuconych ze względu na rodzaj gruntu punktach badawczych. Wyjątek stanowi wynik pomiaru dzień po uformowaniu kolumny kiedy zanotowano ewidentny wzrost modułu we wszystkich badanych punktach. Efekt ten może być wynikiem lokalnie bardziej sztywnych gruntów gdyż wyniki uzyskane 8 i 30 dni po uformowaniu kolumny wskazują na wartości M_0 bliskie wyjściowym.

4.3.5.4. Parametry związane z efektem prekonsolidacji gruntów (OCR i K_0)

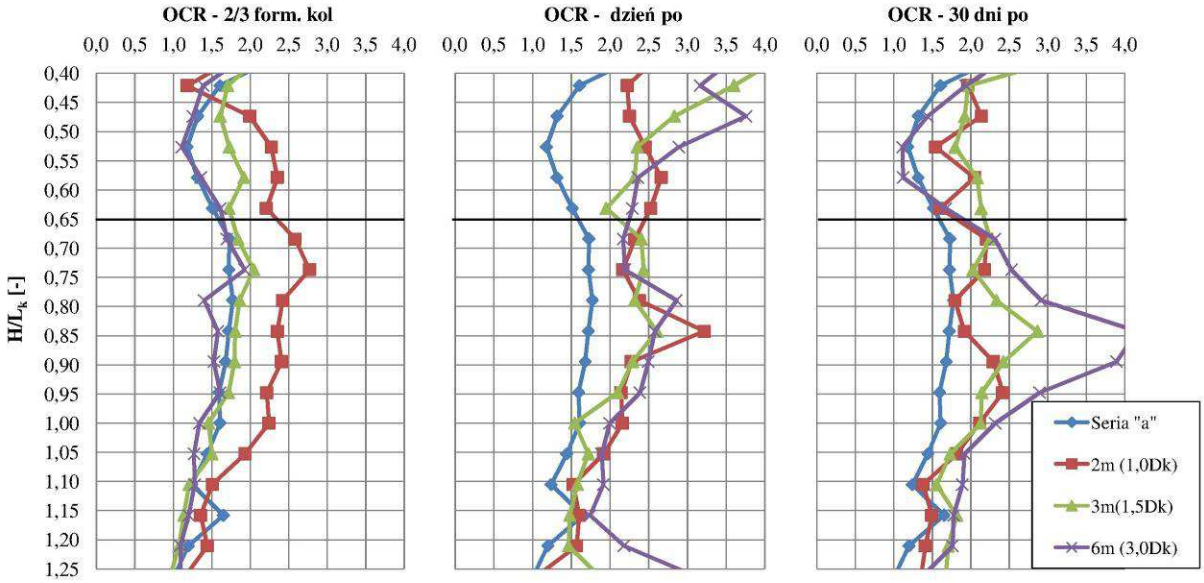
W przytoczonych wcześniej pracach dotyczących metody wymiany dynamicznej (Wong, 2004b oraz Wong i Lacazedieu, 2004) stwierdzono że dynamiczne formowanie kolumny wpływa na znaczny wzrost wartości współczynnika prekonsolidacji OCR. Wykonane na poletku badawczym nr 1 badania CPTU oraz DMT pozwoliły na wiarygodne określenie wartości OCR. Analizę zmian tego parametru w warstwie II i III przedstawiono poniżej, posługując się graficzną reprezentacją wyników zamieszczoną na rys. 4.36 i 4.37. Linią niebieską na wykresach zaznaczono wartość OCR przed formowaniem kolumny. W zależności od głębokości współczynnik prekonsolidacji gruntu wynosił między 1,25 a 1,75. Taka wartość wskazuje na lekką prekonsolidację podłoża. W wyniku formowania kolumny, a później w wyniku konsolidacji układu „kolumna - grunt słaby" wartości OCR wzrosły we wszystkich badanych punktach (rys.4.36).



Rys. 4.36 Wartości współczynnika prekonsolidacji w różnych odległościach od kolumny

W odległości 2 i 3 m od osi kolumny nastąpił maksymalny wzrost OCR do wartości około 2,5, w punkcie oddalonym 6 m od kolumny wartość OCR lokalnie osiągnęła 4,0. Zauważono, że wzrost ten został zbadany w punkcie oddalonym od osi układu o 2 m tylko na głębokości kolumny, a także że im dalej od kolumny znajdował się punkt badań tym określone wartości OCR były lokalnie większe. Analizowane wartości były zmienne w czasie, widać to na przykładzie warstwy II (0,4-0,65L_k), w jej obrębie wartości OCR uzyskane jeden dzień po uformowaniu kolumny były większe niż po 30 dniach od tego wydarzenia.

Analizując wyniki OCR uzyskane w jednym czasie lecz w różnych odległościach od kolumny (rys.4.37) można zauważyć że wzrost wartości tego parametru był procesem złożonym i zależnym od czasu oraz odległości od kolumny. Po wykonaniu 2/3 kolumny nastąpił wzrost OCR w punkcie oddalonym od osi układu o 2 m na głębokości sięgającej 1,0L_k. W punkcie bardziej oddalonym (3 m) wzrost ten był widoczny tylko w obrębie warstwy II, a w punkcie najdalszym w ogóle go nie zanotowano. Dzień po uformowaniu kolumny niezależnie od punktu badań wartość omawianego parametru na długości kolumny wynosiła ok. 2,5. Po miesiącu od zakończenia wzmocnienia wartości OCR w punktach oddalonym 2 i 3 m od osi kolumny ustabilizowały się na poziomie ok. 2,0, natomiast w najdalszym punkcie wykazały dużą zmienność (w warstwie II spadły do wartości początkowych, a na głębokości 0,85L_k wzrosły prawie trzykrotnie).



Rys. 4.37 Wartości współczynnika prekonsolidacji w różnym czasie

Takie wyniki mogą sugerować że po 2/3 formowania kolumny zasięg jej oddziaływania był mniejszy niż po zakończeniu tego procesu. Układ „kolumna - grunt słaby" nabierający sztywności w procesie wbijania kolumny charakteryzował się coraz to większym obszarem oddziaływania. Wywołane w gruncie naprężenia z upływem czasu zmalały (nastąpiło rozprężenie), przez co wartości OCR częściowo zmniejszyły się w stosunku do

maksymalnych. Ujmując zmiany OCR w sposób ogólny, można stwierdzić, że średnio wartość tego parametru wzrosła o ok. 25% wartości wyjściowej (z 1,5 na 2,0).

Analizę współczynnika parcia spoczynkowego K_0 wykonano analogicznie do przedstawionej dla OCR. Wykresy wartości K_0 na badanych głębokościach przedstawiono na rys. 4.38 oraz 4.39. Początkowa wartość K_0 wynosi na całej długości profilu badania ok. 0,5. Wartość K_0 można wyznaczyć na bazie powszechnie używanej propozycji Brookera i Irelanda (1965) adekwatnej dla gruntów spoistych normalnie skonsolidowanych ($K_{0(NC)}$) i prekonsolidowanych ($K_{0(OC)}$):

$$K_{0(NC)}=0,95 - \sin \phi' \quad (1)$$

oraz

$$K_{0(OC)}= K_{0(NC)}*(OCR^{\wedge 0,5}) \quad (2)$$

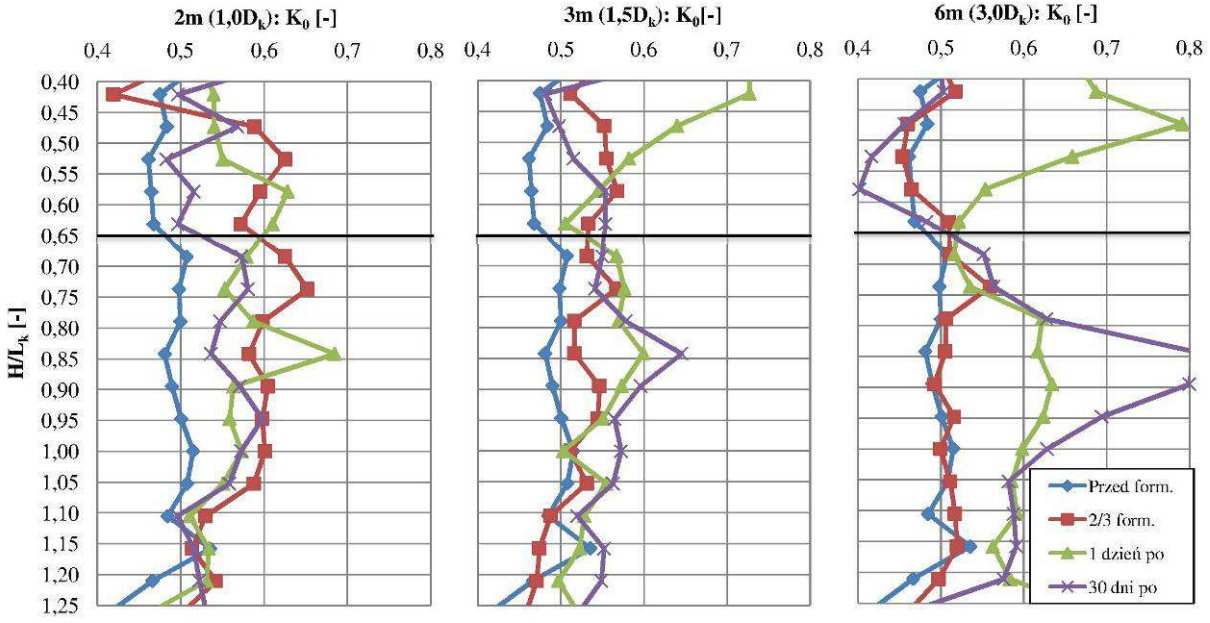
gdzie:

ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu (tutaj przyjęty na bazie wyników z DMT jako średnia wartość 33°),

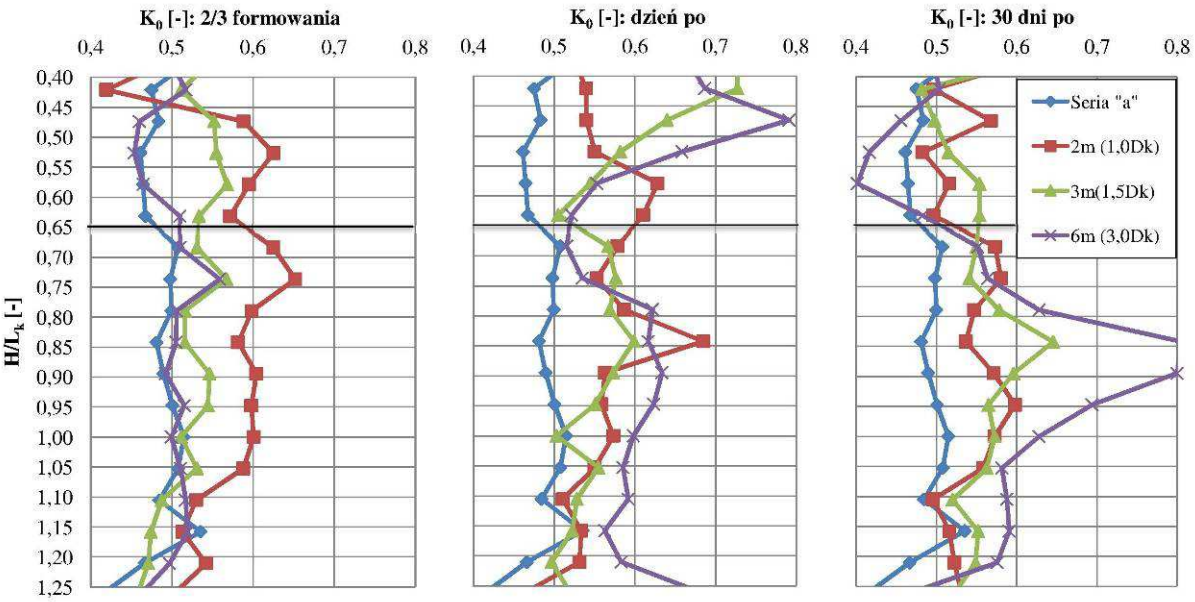
OCR - współczynnik prekonsolidacji gruntów (tu obliczony na bazie wyników z DMT wynoszący 1,5).

Po obliczeniu według powyższych danych $K_{0(OC)}$ wynosi dokładnie 0,497, co koresponduje z wynikami z serii „a” (wykonanej przed formowaniem kolumny) przedstawionymi na rys. 4.38 i 4.39.

Analizując zmienność K_0 w czasie oraz w zależności od odległości od kolumny można zauważyć zbieżność z zależnościami przedstawionymi w analizie OCR. Wynika to z bezpośredniego związku tych dwóch parametrów oraz faktu, że były one wyznaczane m.in. na bazie tego samego parametru sondowania DMT tj. bezwymiarowego wskaźnika naprężenia poziomego K_D.



Rys. 4.38 Wartości współczynnika parcia spoczynkowego w różnych odległościach od kolumny



Rys. 4.39 Wartości współczynnika parcie spoczynkowego K_0 w różnym czasie

Ogólnie można stwierdzić, że zmiany wartości K_0 w czasie formowania kolumny i późniejszym są małe. Średnia wartość K_0 po 30 dniach od uformowania kolumny wynosi ok. 0,55, co daje wartość tylko o 10% większą od wartości początkowej (0,50).

Podsumowując analizy wartości OCR oraz K_0 można stwierdzić, że zaobserwowano związek zmian tych parametrów z procesem formowania kolumny kamiennej. Wpływ kolumny był odzwierciedlony zmianą parametrów ujawniającą się na różnych etapach badań. Jakkolwiek zmiany miały charakter złożony, to proces wbijania kolumny spowodował wzrost tych parametrów. W przypadku OCR średni wzrost wynosił ok. 25%, natomiast w przypadku K_0 10%. Są to nieznaczne wartości z inżynierskiego punktu widzenia.

4.4. Poletko nr 2 - badanie uzupełniające

Wyniki badań wypiętrzeń oraz przemieszczeń poziomych na poletku pierwszym stały się bezpośrednią inspiracją do wykonania testów uzupełniających. Badane na stanowisku pierwszym deformacje wykazywały asymetrię w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej w dwóch wzajemnie do siebie prostopadłych kierunkach. Chcąc zbadać dokładniej przebieg i rozkład wspomnianych deformacji w otoczeniu pojedynczej kolumny, zaplanowano i przeprowadzono badania opisane w niniejszym punkcie, uzupełniając je analizą zmian w podłożu sąsiadującym z kolumną kamienną za pomocą metody elektrooporowej.

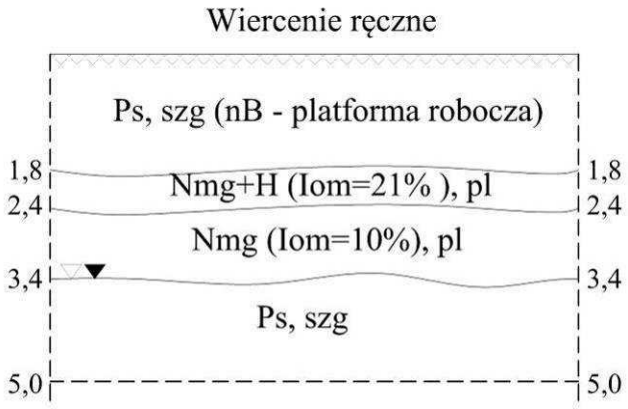
4.4.1. Opis warunków gruntowych

Badania polowe przeprowadzone zostały na terenie realizowanej inwestycji, którą była łącznica kolejowa. Dla jej posadowienia podłoże zostało wzmocnione kolumnami kamiennymi. Specyfika budowy skutkowała pracą na wąskim oraz długim pasie platformy

roboczej sąsiadującej z istniejącą linią kolejową, na której odbywał się ruch pociągów (rys. 4.40).

Rys. 4.40 Poletko badawcze nr 2 (fot. własna)

Na potrzeby realizacji inwestycji (nieopodal miejsca badań) wykonano wiercenia mechaniczne. Na ich podstawie określono, że podłoże do głębokości 2,2 m budują warstwy torfu i gliny pylastej w stanie miękkoplastycznym, natomiast poniżej zalegają piaski średnie z domieszką żwirów o I_D=0,6. Badanie to wykonano przed ułożeniem platformy roboczej umożliwiającej wjazd ciężkiego sprzętu na teren budowy. W celu określenia warunków gruntowo-wodnych w miejscu formowania kolumny autor wykonał ręczne wiercenie badawcze. W trakcie wierceń przeprowadzono makroskopowe rozpoznanie napotkanych gruntów, pobierając próbki do badań laboratoryjnych. Były to badania wilgotności, stanu fizycznego i zawartości części organicznych. Dodatkowo po wykonaniu kolumny, w trakcie jej odkrywki, pobrano próbki namułu do badań trójosiowych i edometrycznych. Jak wykazały testy, przypowierzchniową warstwę, do głębokości 1,8 m p.p.t., stanowiła platforma robocza (rys.4.41). Była ona wykonana z gruntów pobranych z pobliskiego wykopu (piaski średnie). Piaski wbudowane w nasyp zagęszczano dowożącymi je pojazdami samochodowymi. Poniżej piasków zalegały rodzime plastyczne namuły gliniaste, lokalnie z dodatkiem części próchniczych, natomiast od głębokości 3,5 m p.p.t. rozpoznano rodzime średnio zagęszczone piaski średnie. Swobodne zwierciadło wody gruntowej znajdowało się w stropie tych piasków. Miąższości wyodrębnionych warstw geotechnicznych (rys.4.41) odpowiadały miąższością przedstawionym w dokumentacji geologicznej wykonanej na potrzeby realizacji inwestycji.



Rys. 4.41 Warunki gruntowe na poletku nr 2

Wykonane badania trójosiowe (typu CD) namułu pobranego z głębokości ok. 2,5 m p.p.t. i odległości ok. 2,5 m od osi kolumny wykazały jego wysokie parametry wytrzymałościowe, a mianowicie: ϕ'=13°, c'=44kPa oraz S_u w zakresie 85-125 kPa (dla σ_c=100-250 kPa). Wartości edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej były natomiast niskie i wynosiły w standardowym badaniu edometrycznym (obc.12,5-400 kPa) od 0,9 do 3,0 MPa.

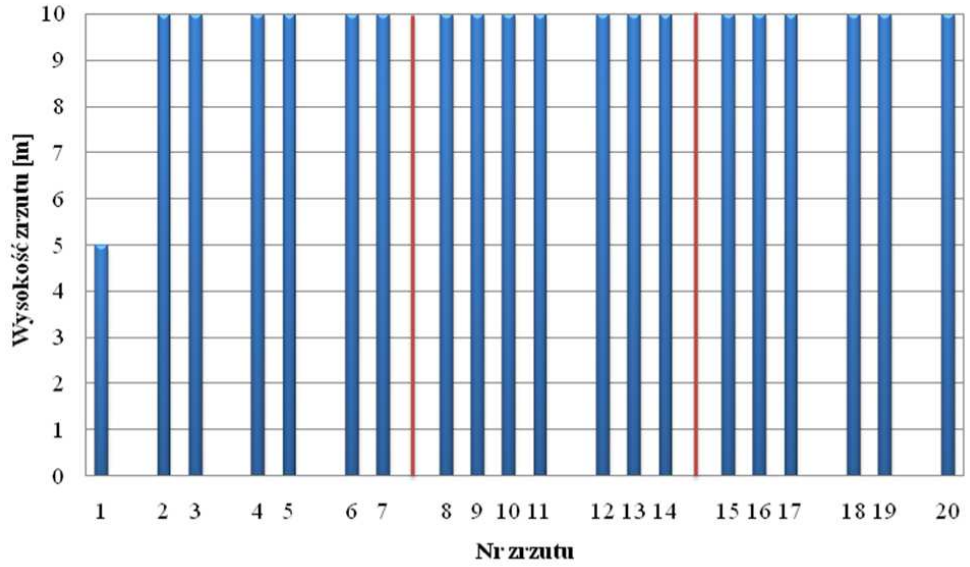
4.4.2. Formowanie kolumny kamiennej

Formowanie kolumny zrealizowano w trzech etapach, wyróżnionych w celu przeprowadzenia pomiarów wypiętrzeń. Formowanie kolumny następowało przy użyciu swobodnie spadającego (wypinanego) ubijaka o masie 9 t. Ubijak miał kształt „beczki" o wysokości 1,8 m, maksymalnej średnicy 1,0 m i średnicy podstawy 0,7 m (rys.4.42). Był on wykonany z zespawanych płyt stalowych grubości kilku centymetrów o różnych średnicach. Taka budowa ubijaka mogła powodować, że jego środek ciężkości nie znajdował się idealnie w osi podstawy.

Rys. 4.42 Ubijak do formowania kolumn kamiennych na poletku (fot. własna)

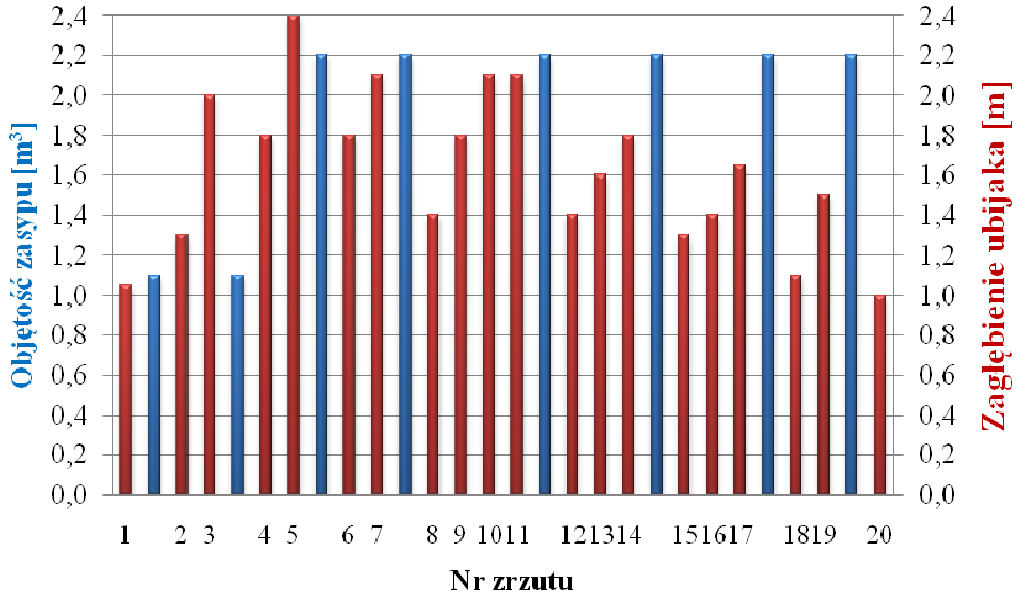
Pierwszy zrzut ubijaka wykonano z wysokości 5 m, pozostałe dziewiętnaście z wysokości 10 m. Większa wysokość zrzutu była niedopuszczalna ze względu na bliskość linii kolejowej.

Na serię pierwszą i drugą składało się po 7 zrzutów ubijaka, natomiast na serię trzecią 6 zrzutów (rys.4.43).



Rys. 4.43 Wysokości zrzutu ubijaka oraz podział na etapy formowania kolumny

Na rys. 4.44 pokazano zagłębienia ubijaka po każdym zrzucie oraz oszacowane objętości wykonywanych zasypów. Podane objętości kruszywa zasypów odnoszą się do materiału luźnego. Kolumna była formowana z mieszaniny piasku i destruktu betonowego o frakcji 0 - 150 mm. W celu uformowania kolumny zużyto 15,4 m^3 luźnego kruszywa. Zakładając, że w trakcie ubijania gęstość kruszywa zmienia się z $\rho_{d\ min}$ na $\rho_{d\ max}$ objętość zagęszczonego kruszywa wprowadzonego w podłoże wyniosła ok. 12,7 m^3 (Sękowski i inni, 2013b).



Rys. 4.44 Zagłębienie ubijaka po poszczególnych zrzutach oraz objętości zasypów krateru

Podczas formowania kolumny zaobserwowano asymetryczne wypiętrzenia gruntu. Na rysunku 4.45a pokazano poletko badawcze podczas trzeciej serii zrzutów, od strony największych wypiętrzeń. Widoczne były również spękania gruntu tuż obok krateru. Rysunek 4.45b przedstawia przechylenie ubijaka po jednym ze zrzutów.

Rys. 4.45 Proces formowania kolumny kamiennej: a) wypiętrzenia w trakcie formowania kolumny, b) ubijak po zrzucie nr 20 (fot. własne)

Taki jak na rys. 4.45b kierunek przechylenia ubijaka obserwowano przez cały proces formowania kolumny. Dokumentacja fotograficzna z badań oraz obserwacje autora wykazują, że jeżeli następował przechył ubijaka, to miał on zawsze ten sam kierunek i zwrot. Ubijak przechylał się w stronę przeciwległą niż pozycja urządzenia dźwigowego. Można przypuszczać, że nie było to zjawisko przypadkowe, lecz wynikające z uwarunkowań technologicznych. Potwierdzeniem może być zdjęcie wykonane podczas lotu ubijaka (rys.4.46a), jest on przechylony. Decydującym o tym mógł być sposób wypinania ze zblocza po naciągnięciu liny z nim związanej (rys.4.46b) lub nie symetryczne położenia środka ciężkości. Takie zblocze było stosowane na poletku nr 2.

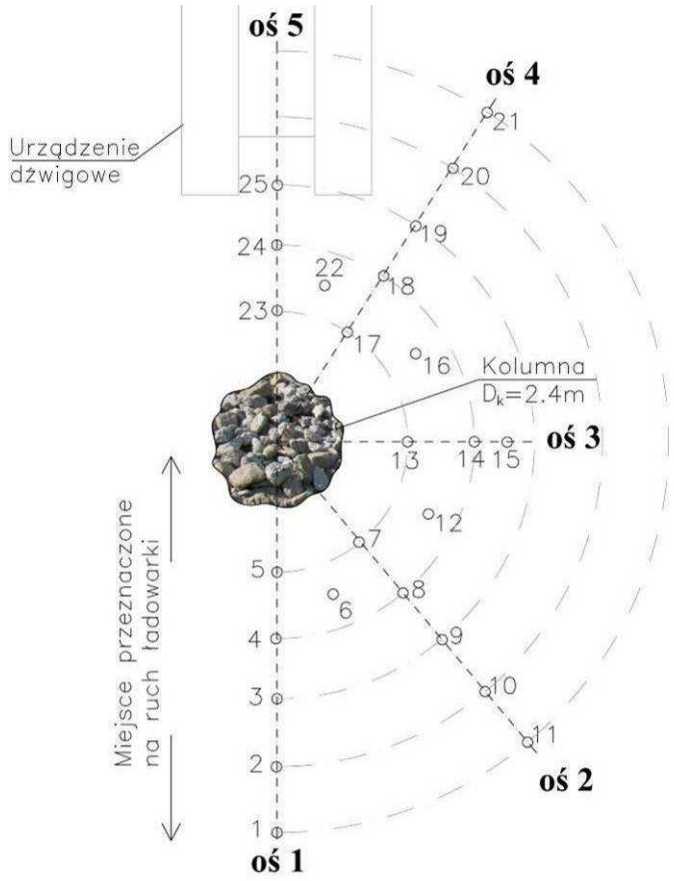
a) b)

Rys. 4.46 Ubijak: a) tuż przed uderzeniem w podłoże, b) połączony ze zbloczem (fot. własne)

Po wykonaniu kolumny pomierzono średnicę jej głowicy, która wyniosła D_k=2,4 m.

4.4.3. Metodologia badań

Badania wypiętrzeń wykonano mierząc (za pomocą standardowego niwelatora) poziomy specjalnie przygotowanych znaczników. Były to pręty żebrowane długości ok. 30 cm zakończone płaskownikiem pozwalającym oprzeć na nim łatę. Znaczniki wbito w podłoże w punktach określonych w programie badań. Punkty pomiarowe rozmieszczono w odległościach od 2 do 6 m od osi kolumny kamiennej wg schematu na rys. 4.47. W celu identyfikacji punktom nadano numery od 1 do 25. Rozmieszczono je w pięciu osiach (21 punktów) oraz między nimi (4 punkty) na połowie poletka (rys.4.47), druga połowa była przeznaczona na dojazd ładowarki oraz miejsce odkładania ubijaka między zrzutami.



Rys. 4.47 Rozmieszczenie i numeracja elementów do pomiaru wypiętrzeń

Usytuowanie urządzenia dźwigowego uniemożliwiło wykonanie wszystkich pomiarów w osi 5, natomiast mała szerokość platformy roboczej ograniczyła możliwość instalacji tylko do trzech punktów pomiarowych w osi 3. Oprócz wypiętrzeń mierzono również przesunięcia poziome punktów pomiarowych. Pomiar przemieszczeń poziomych wykonano taśmą stalową domierzając się do punktów stałych przygotowanych na początku badania. Pomiar taśmą wykonano z dużą starannością. Założono, że pomiary przemieszczeń pionowych i poziomych będą wykonywane po każdej z trzech serii formowania kolumny. Całość badania była

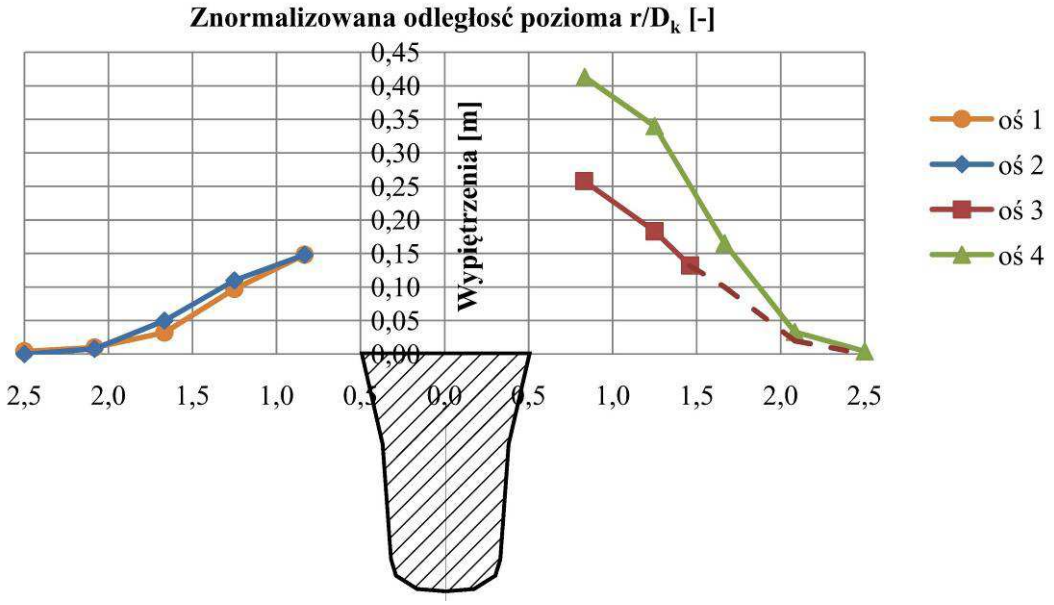
dokumentowana fotograficznie oraz za pomocą wideo. Po zarejestrowaniu wyniki zostały wprowadzone do arkusza kalkulacyjnego celem ich obróbki. Obróbki wymagały szczególnie wyniki pomiarów przemieszczeń poziomych, ponieważ pomiar był wykonywany taśmą leżącą na powierzchni wypiętrzonego terenu. Tak więc wyniki wymagały transformacji do płaskiego układu odniesienia.

4.4.4. Wyniki pomiarów przemieszczeń gruntu

Przemieszczenia powierzchni gruntu były mierzone w kierunku pionowym (wypiętrzenia) oraz w kierunku poziomym.

4.4.4.1. Przemieszczenia pionowe

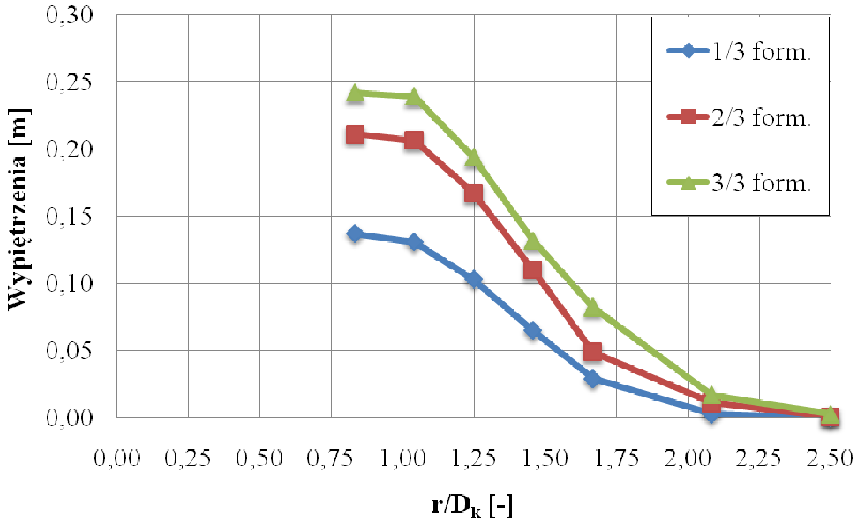
Wyniki pomiaru wypiętrzeń uzyskane po uformowaniu kolumny w osiach 1-4 przedstawiono na rys. 4.48.



Rys. 4.48 Wypiętrzenia po zakończeniu formowania kolumny

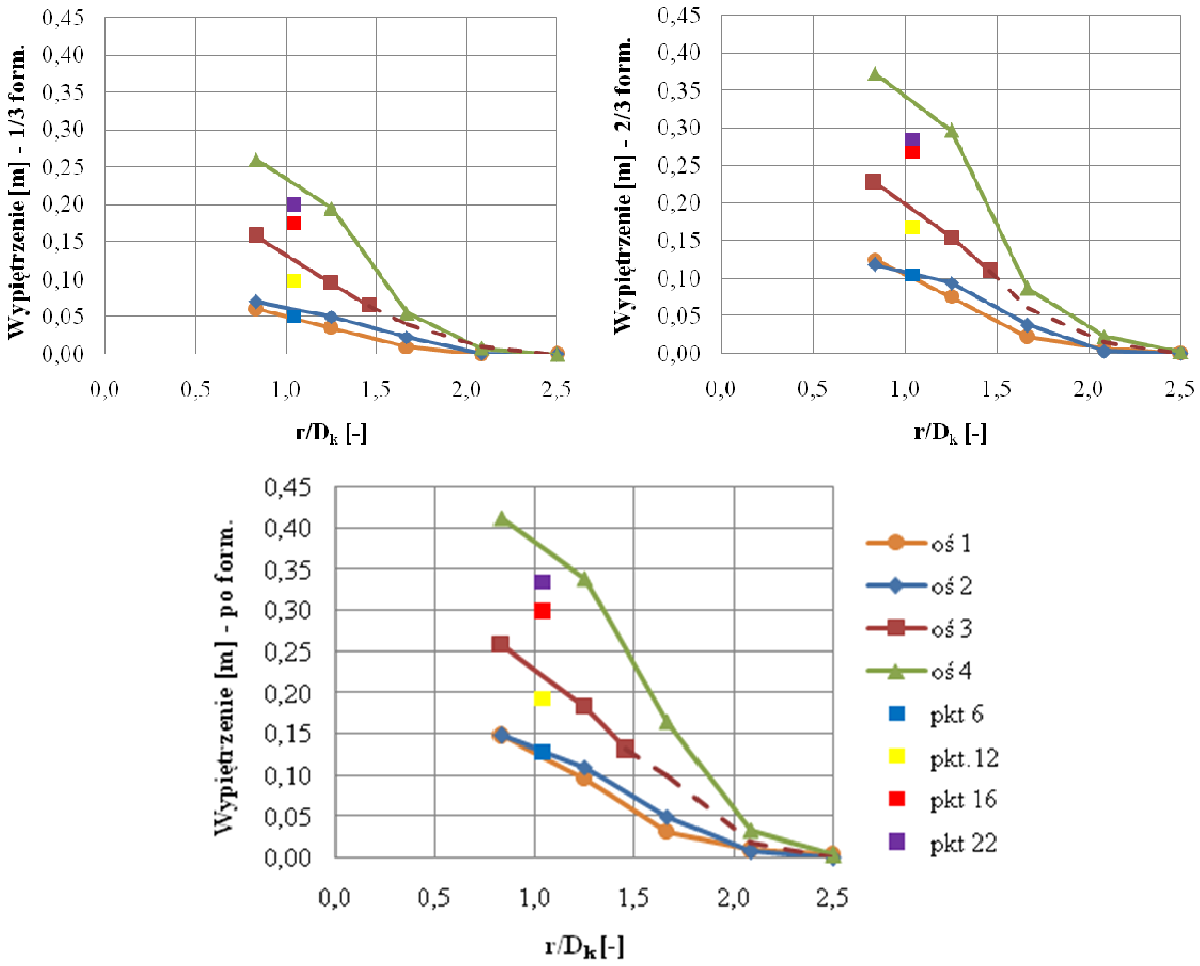
Na pierwszy rzut oka można zauważyć, że wartości wypiętrzeń (d_V) pomierzonych w osiach 1 i 2 różnią się do wyników pomiarów w osiach 3 i 4. Różnica między maksymalnymi wypiętrzeniami w osi 1 i 2 oraz osi nr 4 jest prawie trzykrotna. Największą wartość wypiętrzenia zanotowano w osi 4 leżącej najbliżej urządzenia dźwigowego. Wyniosła ona 41,3 cm. Maksymalna wartość wypiętrzeń w osi nr 1 i nr 2 wyniosła 14,8 cm. Charakter wypiętrzeń był we wszystkich osiach podobny. Największe wypiętrzenia zanotowano najbliżej kolumny. W odległości 6 m od osi kolumny ($2{,}5D_k$) pomierzone wartości d_V były bliskie zeru. Na bazie tego wyniku można określić zasięg wpływu formowania kolumny, wynosił ok. 6 m ($2{,}5D_k$). Obserwacja ta jest zgodna z wynikami badań wypiętrzeń oraz badań inklinometrycznych przeprowadzonych na poletku nr 1.

Dla potrzeb przeprowadzenia ogólnej analizy zmian na poszczególnych etapach formowania kolumny na rys. 4.49 pokazano średnie wyniki z pomiarów wszystkich punktów w zależności od odległości od kolumny. Analizując wyniki przedstawione na rys.4.49 zauważono, że zanik wypiętrzeń wraz z odległością od osi kolumny ma taki sam charakter po każdym etapie jej formowania. Wypiętrzenia mają znaczące wartości tuż przy kraterze, następnie maleją wraz z oddalaniem się od osi kolumny. Największy spadek wypiętrzeń pomierzono między 3 a 4 metrem od osi krateru (1,25 i 1,67D_k). Zauważono, że w odległości ok. 3,5m od osi kolumny (1,45D_k) wypiętrzenia osiągają wartość ok. 50% wypiętrzeń pomierzonych w odległości 2 m (0,83D_k) od osi kolumny. Spostrzeżenie to dotyczy wszystkich etapów formowania kolumny. Średnia wartość wypiętrzenia w punktach pomiarowych oddalonych 2 m od osi kolumny (tj. 0,7 m od jej brzegu) wynosi po uformowaniu kolumny 24 cm.



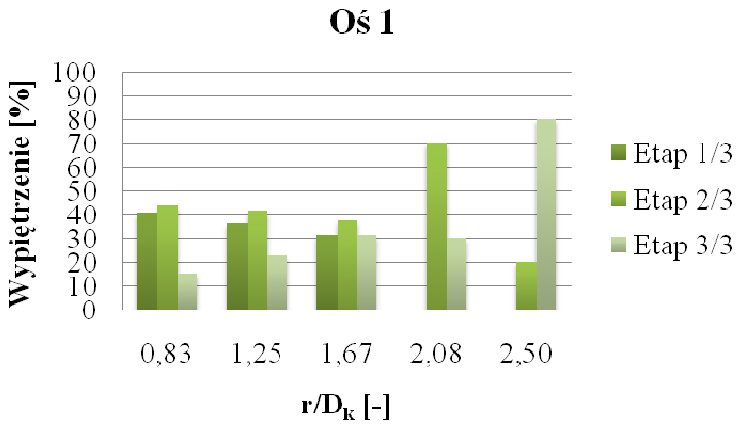
Rys. 4.49 Średnie wypiętrzenia wszystkich punktów na poszczególnych etapach badania

W dalszej części przedstawiono analizę szczegółową zmian położenia punktów pomiarowych w czasie formowania kolumny. Obejmuje ona punkty pomiarowe leżące na osiach 1-4 oraz punkty leżące między nimi. Na rysunku 4.50 przedstawiono wyniki pomiarów dla każdej serii pomiarowej (1/3 i 2/3 formowania kolumny oraz po zakończeniu tego procesu). Taka prezentacja wyników pozwala potwierdzić słuszność spostrzeżenia przedstawionego wcześniej a mianowicie, że na każdym etapie ubijania charakter zmian jest podobny. Punkty leżące między osiami pomiarowymi wykazują wypiętrzenia o wartościach pośrednich względem wartości odczytanych z najbliższych osi. Wskazuje to na trend w zmianach pomierzonych wypiętrzeń w zależności od usytuowania punktu pomiarowego. Można zauważyć, że wypiętrzenia, które są największe w osi 4 zmniejszają się kolejno w osiach 3, 2 i 1 oraz punktach między nimi. Zmniejszenie wartości wypiętrzeń zanotowano także po drugiej stronie osi nr 4. Mniejsze wypiętrzenia niż w osi 4 odnotowano w pkt. 22 oraz punktach osi nr 5 (pomiar niepełny).



Rys. 4.50 Wypiętrzenia na poszczególnych etapach formowania kolumny

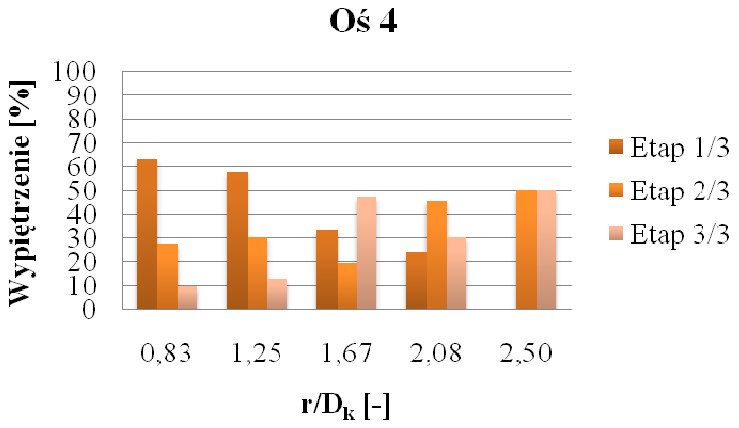
Wartości uzyskanych wypiętrzeń zwiększają się na kolejnych etapach formowania kolumny. W dalszej części pracy przedstawiono procentowe udziały wypiętrzeń z poszczególnych etapów formowania kolumny w wypiętrzeniach całkowitych. Wykonano to dla punktów leżących na osi o najmniejszych wypiętrzeniach (nr 1 - rys. 4.51) oraz o wypiętrzeniach największych (nr 4 - rys. 4.52).



Rys. 4.51 Udział wypiętrzeń na poszczególnych etapach w wypiętrzeniach całkowitych - oś 1

Wyniki uzyskane w punktach leżących na osi 1 wskazują, że po pierwszym etapie formowania kolumny wypiętrzenie następuje tylko w trzech punktach położonych najbliżej kolumny. Jego udział procentowy w wypiętrzeniach całkowitych wynosi od 41 do 31% z tendencją zmniejszającą w miarę oddalania się od kolumny (rys. 4.51). Etap drugi ubijania spowodował wypiętrzenia których udział w całkowitych wynosi od 44 do 20% (pomijając pkt. leżący 2,08D_k od osi kolumny). Charakter zmian wypiętrzeń na tych etapach formowania kolumny wskazuje na mniejszy ich udział w stosunku do całkowitych dla punktów leżących dalej od kolumny. Odwrotną zależność można zauważyć w wynikach uzyskanych po trzecim etapie ubijania kolumny. Udział wypiętrzeń z tego etapu w całkowitych jest tym większy im punkt leży dalej od kolumny. Wynosi on (patrząc od kolumny) od 16 do 80%. Interpretacja wyników może prowadzić do wniosku, że pierwsze dwa etapy formowania kolumny powodują największe zmiany tuż przy kolumnie, natomiast etap trzeci w punktach najbardziej od niej oddalonych. Może to mieć związek ze zwiększającą się, w trakcie formowania kolumny, sztywnością podłoża gruntowego.

Wyniki uzyskane w punktach położonych na osi 4 wykazują podobny charakter zmian co przedstawiony powyżej dla 1/3 formowania kolumny oraz po zakończeniu tego procesu. Wartości udziału wypiętrzeń powstałych po 1/3 wbijania kolumny w wypiętrzeniach całkowitych wynoszą od 63 do 24% (rys. 4.52). Udział wypiętrzeń zrealizowanych w trzecim etapie formowania kolumny w wypiętrzeniach całkowitych wyniósł od 10 do 50%.



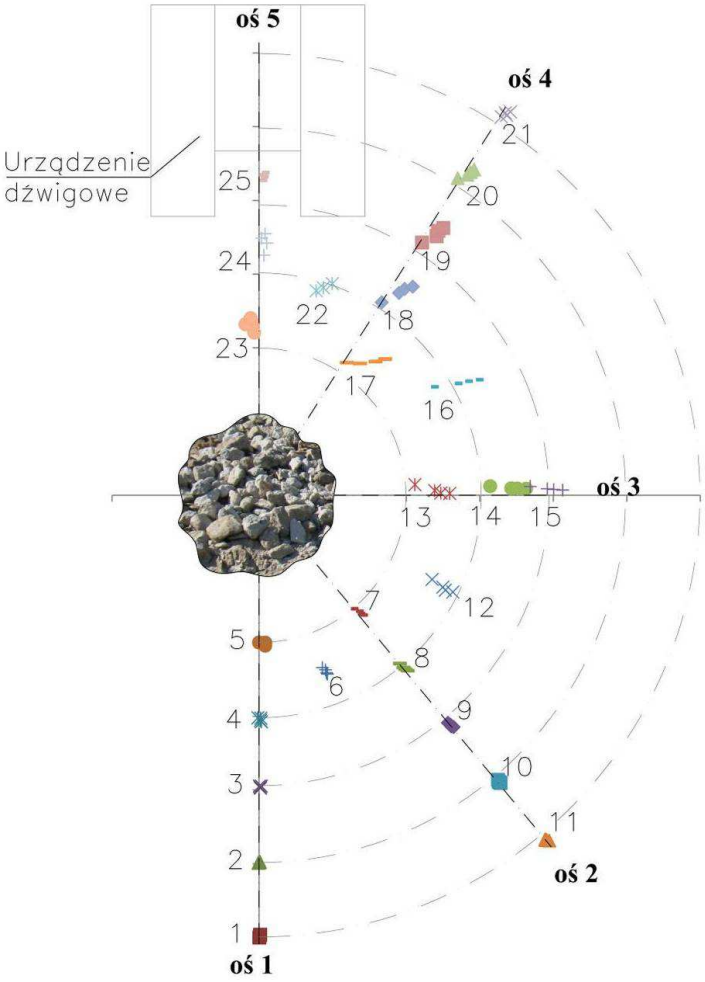
Rys. 4.52 Udział wypiętrzeń na poszczególnych etapach w wypiętrzeniach całkowitych - oś 4

Różnica dla wyników uzyskanych w obu osiach jest widoczna w drugim etapie ubijania. W osi nr 4 procentowe udziały wypiętrzeń z tego etapu w wypiętrzeniach całkowitych wzrastają w miarę oddalanie się punktu pomiarowego od kolumny i wynoszą od 27 do 50% (pomijając pkt. 1,67D_k od kolumny). Analiza danych zawartych na rys. 4.52 uwidacznia również fakt, że w punktach położonych blisko kolumny (0,83 - 1,25D_k) spadek udziału wypiętrzeń z poszczególnych etapów w całkowitych zmniejsza się liniowo - od ok. 60% na etapie 1/3 przez 30% w etapie 2/3 do 10% po wykonaniu kolumny.

Analizie podlegała również sumaryczna objętość wypartego gruntu oszacowana na bazie pomierzonych wypiętrzeń. W przypadku badania na poletku nr 2 wyniosła ona 9,7 m^3. Jest to wartość zbliżona to oszacowanej, na bazie odkrywki, objętości kolumny wynoszącej 9,3 m^3 oraz niewiele mniejsza od objętości kruszywa wprowadzonego do krateru równej ok. 12,7 m^3 (Sękowski i inni, 2013b). Różnica w objętości kruszywa wsypanego do krateru oraz objętości kolumny może wynikać z asymetrii kształtu samej kolumny. Jej kształt był określany podczas odkrywki tylko w jednej płaszczyźnie. Niemniej jednak niezależnie którą wartość uznać za realną objętość kolumny, ilość gruntu wypiętrzonego jest do niej zbliżona. Według autora ma to związek z obecnością silnie odkształcalnych gruntów organicznych przykrytych niedostatecznie dogęszczoną platformą roboczą. Taki sposób przygotowania platformy skutkować mógł brakiem sztywności tej warstwy i jej zwiększonymi wypiętrzeniami.

4.4.4.2. Przemieszczenia poziome

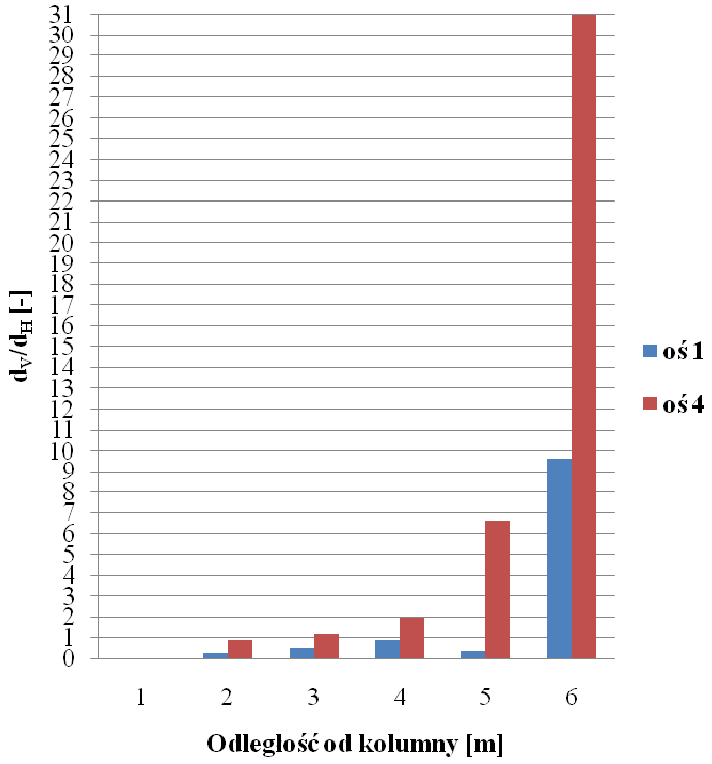
Oprócz wypiętrzeń terenu mierzone były również przemieszczenia poziome punktów charakterystycznych. Ogólne wyniki badania zaprezentowano na rys. 4.53.



Rys. 4.53 Przemieszczenia poziome punktów pomiarowych na poszczególnych etapach badania

Analizując przedstawione na powyższym rysunku wyniki można stwierdzić, że największe wartości przemieszczeń poziomych występują w pkt. 16 oraz kolejno w osiach 3 i 4. Maksymalne wypadkowe przemieszczenie poziome d_{Hmax} pomierzono w pkt. 16 i wyniosło ono 58 cm. Ciekawa jest obserwacja kierunków przemieszczeń punktów pomiarowych. Przemieszczenia punktów osi 1-3 oraz punktów między nimi zrealizowały się w kierunkach rozchodzących się promieniście względem kolumny. Przemieszczenia pkt. 16, 22 i punktów na osi 4 wyglądają inaczej (rys.4.53). Można odnieść wrażenie, że punkty „uciekają" od miejsca gdzie zlokalizowane było urządzenie dźwigowe. Według autora jest to efekt „blokowania" przemieszczeń gruntu przez nacisk wywołany ciężarem maszyny.

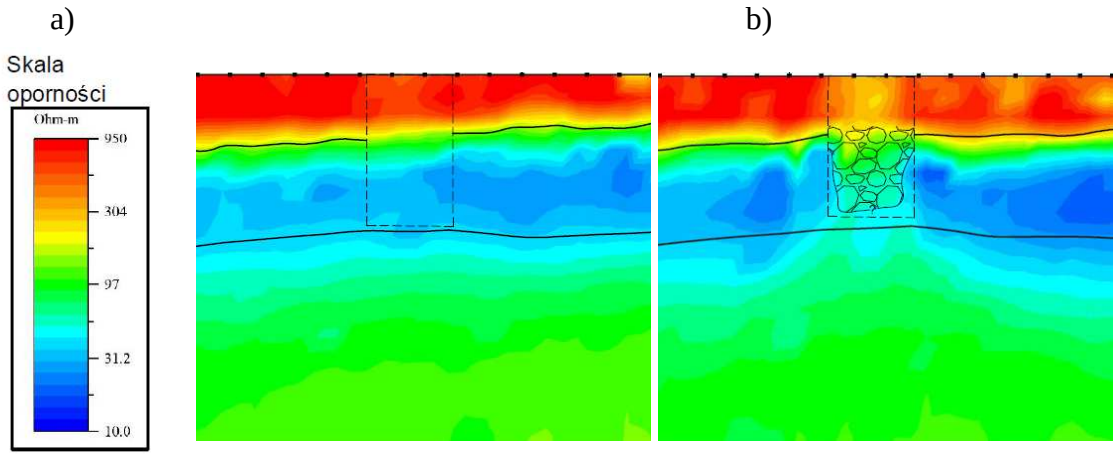
Bazując na wynikach przemieszczeń poziomych (d_H) oraz pionowych (d_V) dokonano ich porównania. Wyniki uzyskane dla punktów charakterystycznych (oś 1 i 4) przedstawiono poniżej w formie zależność d_V do d_H (rys.4.54). Można zaobserwować, że w punktach leżących przy kolumnie zachodzi relacja $d_V/d_H<1$. Oznacza to że wartości przemieszczeń poziomych są większe niż wartości wypiętrzeń. Dla punktów bardziej oddalonych od kolumny zależność powyższa ma odmienny przebieg. Omawiany stosunek przyjmuje zdecydowanie wyższe wartości, co oznacza większe wypiętrzenia od przemieszczeń poziomych w tym rejonie. Niemniej jednak oszacowany zasięg przemieszczeń d_V oraz d_H jest taki sam i wynosi 6 m (2,5 D_k).



Rys. 4.54 Relacja wypiętrzeń d_v do przemieszczeń poziomych d_H punków pomiarowych

4.4.5. Kształt kolumny kamiennej

Dodatkowym badaniem wykonanym na poletku nr 2 była próba określenia kształtu kolumny kamiennej z wykorzystaniem metody tomografii elektrooporowej. Szczegóły tych badań opisano w artykule Sękowskiego i innych (2013c) oraz raporcie Gawrona i innych (2012). Na rys.4.55 przedstawiono obraz ze wspomnianego badania przed uformowaniem kolumny (a) oraz po zakończeniu tego procesu (b). Dla ułatwienia porównania obu map zaznaczono na nich kontury kolumny. Zmiany w mapach oporności mogą wskazywać na zmiany gęstości gruntów w otoczeniu kolumny. Kolor czerwony obejmował warstwę platformy roboczej (suchy piasek charakteryzujący się opornością w zakresie 400-950 Ωm). Warstwę gruntów organicznych (oporność ok. 30 Ωm) charakteryzował kolor niebieski, natomiast kolor zielony odzwierciedla nawodnione piaski warstwy nośnej (oporność 100 Ωm). Układ warstw na mapie obrazującej podłoże przed wykonaniem kolumny jest wyraźny, praktycznie poziomy (rys.4.55a). Po wykonaniu kolumny (rys.4.55b) można zauważyć kilka interesujących zmian. Po pierwsze linia spągu namułów w miejscu występowania kolumny została przerwana, kolumna oparła się na poniższym piasku. Strefa przejściowych oporności między wartościami niskimi (30 Ωm) dla namułu, a wysokimi (100 Ωm) dla piasku został wyraźnie zmniejszona. Po drugie można zaobserwować, że warstwa namułu jest wypiętrzana w pobliżu styku z kolumną. Wskazują na to deformacje pasa oporności przejściowej o wartości ok. 100 Ωm (kolor zielony) początkowo oddzielającej namuł od platformy.

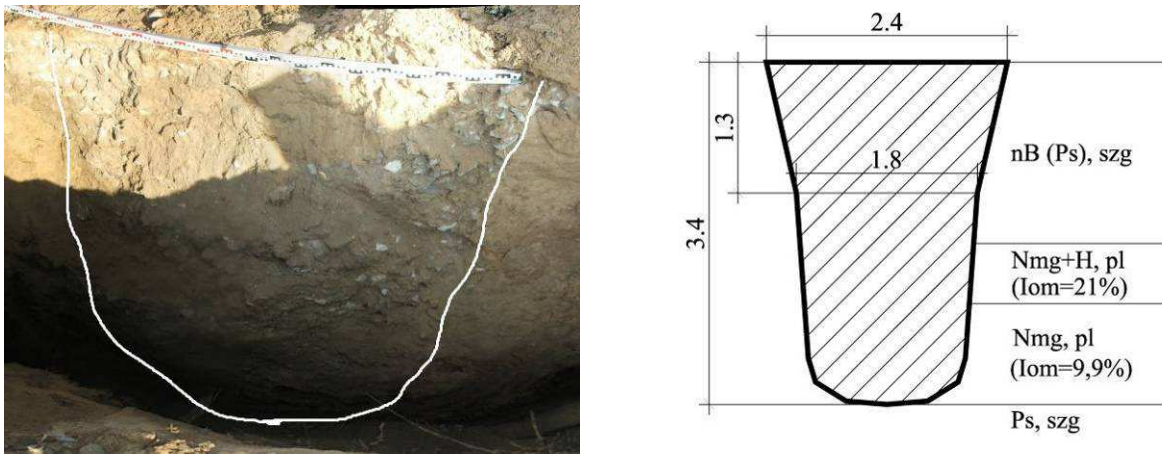


Rys. 4.55 Mapa oporności a) przed wykonaniem kolumny, b) po wykonaniu kolumny (Gawron i inni, 2012)

Rzeczywisty kształt kolumny kamiennej został zinwentaryzowany po zakończaniu pozostałych badań. Na poletku nr 2 odkopana kolumna miała kształt charakteryzujący się zmniejszającą się wzdłuż długości średnicą (rys.4.56a). Średnica głowicy kolumny była równa 2,4 m, na głębokości 1,3 m wynosiła 1,8 m i malała z głębokością (rys.4.56b). Kolumna charakteryzowała się długością 3,4 m. Jej podstawa sięgała piasków warstwy

nośnej. Na podstawie pomiaru kształtu kolumny oszacowano jej objętość na 9,3 m^3. Zbadany kształt kolumny korespondował z wynikami tomografii elektrooporowej Sękowskiego i innych (2013c). Na podstawie obu badań określono, że kolumna charakteryzuje się największą średnicą na powierzchni terenu.

a) b)



Rys. 4.56 Wyniki inwentaryzacji na poletku 2: a) kształt in situ (fot. własna), b) szczegóły geometrii

Zinwentaryzowany kształt kolumny kamiennej, wydaje się być sprzeczny z intuicją. Kolumna charakteryzuje się większą średnicą na poziomie piasków platformy roboczej, aniżeli na poziomie gruntów organicznych., Stąd wniosek, że o kształcie kolumny będzie decydował nie tylko układ warstw podłoża lecz również wpływ platformy roboczej. Podobny wynik prezentują Kwiecień i Sękowski (2012). W badaniach tych autorów średnica kolumny kamiennej formowanej w gruntach uwarstwionych była mniejsza w namułach gliniastych (I_L=0,35), niż w zalegających bezpośrednio pod nimi piaskach (I_D=0,15-0,20). Może to mieć związek z wysokimi parametrami wytrzymałościowymi namułu, niskim stopniem zagęszczenia piasków lub innymi czynnikami decydującymi o kształcie kolumny kamiennej. Według Kwietnia i Sękowskiego (2012) są to: rodzaj, stan i miąższość warstw podłoża, stosowana energia ubijania i gabaryty ubijaka, zastosowanie platformy roboczej, wielkość kruszywa kolumn i technologia ich formowania.

4.5. Podsumowanie badań polowych

4.5.6. Poletko 1

Wyniki badań na poletku nr 1 obrazują zmiany zachodzące w uwarstwionym podłożu pylasto-piaszczystym po wykonaniu kolumny wymiany dynamicznej o średnicy głowicy (D_k) równej 2 m.

Pierwszymi z przedstawionych elementów badań były deformacje poziome i pionowe gruntu w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej. W przypadku obu kierunków uzyskane wyniki świadczą o asymetrii zmian zachodzących w otoczeniu kolumny. Maksymalne

wielkości deformacji wynosiły: dla przemieszczeń poziomych 17 cm ($1{,}25D_k$ od osi kolumny), a dla wypiętrzeń 30 cm ($1{,}0D_k$ od osi kolumny). W przypadku badań inklinometrycznych przemieszczenia poziome punktów oddalonych od kolumny o mniej niż $1{,}75D_k$ miały inny charakter niż punktów znajdujących się w większej odległości od osi układu. Inklinometry położone blisko kolumny wykazały największą deformację na głębokości $0{,}55L_k$, natomiast inklinometry zainstalowane dalej najbardziej przemieszczały się przy powierzchni terenu. Takie zjawisko w odniesieniu do deformacji otoczenia wbijanej kolumny kamiennej opisali również Gunaratne i inni (1997). Zaobserwowano, że przemieszczenia poziome narastają w różnym stopniu w kolejnych etapach formowania kolumny na poszczególnych wysokościach badania. Po pierwszym etapie ubijania na poziomie górnej części kolumny wartości przemieszczeń stanowiły 50% wartości całkowitych. W etapie drugim taki przyrost (50%) przemieszczeń pomierzono na poziomie dolnej części kolumny. Zasięg oddziaływania kolumny oceniany na bazie przemieszczeń poziomych i pionowych oszacowano na $3{,}0D_k$. Pomierzone za pomocą inklinometrów przemieszczenia poziome korespondują z kształtem kolumny kamiennej oraz układem warstw podłoża. Największe przemieszczenia pomierzono w miejscu występowania najsłabszej warstwy gruntu (II), w której kolumna charakteryzowała się największą średnicą. Stąd wniosek, że te trzy elementy (największe przemieszczenia poziome, najsłabsza warstw, największa średnica kolumny) są ze sobą ściśle związane. Związek ten powinien być brany pod uwagę przy próbach predykcji kształtu wbijanej kolumny kamiennej lub przemieszczeń jej sąsiedztwa.

Obszerna analiza parametru sondowania CPTU w postaci oporu stożka q_c pozwoliła na selekcję wyników i zawężenie rozważań do warstwy II i III podłoża. Zawężenie to dotyczy wyników z sondowań CPTU oraz badania DMT. Najistotniejszym spostrzeżeniem na poziomie analizy ogólnej jest obserwacja, że różnice w parametrach sondowania DMT w pierwszej i ostatniej serii są bardziej wyraźne niż w przypadku badań CPTU. Przekłada się to również na wyniki szczegółowe - zmiany wartości parametrów geotechnicznych ϕ', c', S_u i M_0. W badaniach CPTU zaobserwowano, że formowanie kolumny doprowadziło do ujednolicenia (wyrównania) parametrów podłoża (Tschuschke i Kroll, 2012). Parametry geotechniczne warstwy najsłabszej (II) wzrosły, natomiast warstwy mocniejszej (III) zmniejszyły się. Największe zmiany obserwowano w punktach blisko kolumny, najmniejsze w punktach najdalszych. W przypadku wyników z DMT w większości badanych punktów warstwy III uwidoczniło się jej wyraźne wzmocnienie. Największe co do wartości zmiany nastąpiły najdalej od kolumny, najmniejsze tuż przy niej.

W badaniu CPTU warstwy II wzrost kąta tarcia wewnętrznego wynosił do 35% wartości początkowej, w warstwie III zmiany nie przekraczały 7%. W badaniu DMT największa zmiana kąta tarcia wewnętrznego warstwy III wyniosła 18% wartości początkowej ϕ'. Uzyskane z testu DMT wyniki są inne od otrzymanych z badania CPTU co do wartości. Dla DMT uzyskano większy wzrost ϕ', co więcej należy podkreślić że wyjściowe wartości

tego parametru określone z badania DMT (33°) były znacząco wyższe od uzyskanych z CPTU (27°).

Porównując wyniki analizy M_0 z DMT z wynikami analizy wartości M_0 określonych z CPTU można stwierdzić, że rezultaty również się różnią. Wielkości edometrycznego modułu ściśliwości określone na bazie testu DMT oraz CPTU wykazały brak zmian tego parametru w warstwie II w punktach oddalonych od kolumny o 4 i 6 m. Natomiast w punkcie najbliższym kolumnie wartości M_0 określone z CPTU wskazywały znaczący wzrost (160%) po 30 dniach od uformowania kolumny, który nie był zauważalny w wynikach badania DMT. Początkowa wartość M_0=8 MPa określona na bazie obu testów jest taka sama. Większe różnice zaobserwowano w warstwie III. W badaniu CPTU zaobserwowano złożone zmiany zarówno w postacie wzrostów (o 20%) jak i spadków (o 40%) wartości M_0. W wynikach z badania DMT wzrost wartości modułów jest ewidentny i wynosi do 250%.

Różnice w wynikach mogą mieć związek ze specyfiką wymiany dynamicznej oraz badań CPTU i DMT. Można założyć, że deformacje, a więc zmiana gęstości gruntu w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej są największe wzdłuż hipotetycznych linii rozchodzących się promieniście od kolumny. Podczas penetracji dylatometru w podłoże membrana łopatki urządzenia była ustawiana w kierunku kolumny, tak aby badać grunt w kierunku największego wzmocnienia. Tak wykonane badanie daje możliwość określenia cech w wybranym kierunku anizotropowego ośrodka. Badanie CPTU nie jest badaniem kierunkowym, tak więc charakteryzuje grunt jako ośrodek izotropowy w badanym punkcie. Specyfiką badania CPTU jest to, że kierunek wprowadzania w podłoże stożka sondy wiąże rejestrowane parametry penetracji ze składową pionową stanu naprężenie. W przypadku badania DMT jest inaczej, kierunek mierzonych przez membranę łopatki ciśnień związany jest z poziomą składową naprężenia geostatycznego (Tschuschke i Kroll, 2012). Na istnienie anizotropii w podłożu mogą wskazywać analizy zmian M_0 w czasie. Wyjściowo dla warstwy III edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej określony na bazie CPTU była taki sam jak wyznaczony na bazie DMT. Po wykonaniu kolumny wartość M_0 z CPTU zmieniał się o kilkanaście procent (in plus oraz in minus), natomiast M_0 określone na bazie testu DMT wykazywało ewidentny wzrost o max 250%.

Można wysnuć tezę że wzrost parametrów warstwy II w badaniu CPTU jest związany ze stanem odkształcenia podłoża, natomiast znaczący wzrost parametrów w warstwie III badanej za pomocą DMT ma związek ze stanem naprężenia.

W analizie wartości OCR oraz K_0 stwierdzono związek zmian tych parametrów z procesem formowania kolumny kamiennej. Proces formowania kolumny wpłynął na zmianę parametrów ujawniającą się na różnych etapach badań. Ogólnie zaobserwowano wzrost OCR oraz K_0 o kilkanaście procent, co z inżynierskiego punktu widzenia jest zmianą raczej mało istotną.

Wszystkie przeprowadzone badania wykazały, że w wyniku formowania kolumny w jej otoczeniu następuje zniszczenie struktury gruntu (a więc spadek jego parametrów

wytrzymałościowych i odkształceniowych). Następnie struktura ulega przebudowie, a parametry wzrastają, osiągając z reguły wielkości zbliżone do początkowych. Lokalnie zanotowano ich wzrosty względem pierwotnych. Zmiany były niestabilne w analizowanym czasie badań i zależne od odległości od kolumny.

Należy podkreślić, że badanie było wykonane dla kolumny pojedynczej która po uformowaniu nie została obciążona nasypem ani fundamentem, a czas testów wynosił 30 dni. Określony zasięg zmian ($3{,}0D_k$) jest większy od standardowo stosowanego w projektowaniu rozstawu kolumny wynoszącego 1,5 - $2{,}0D_k$. Oznacza to że kolumna wykonywana w sąsiedztwie innej uformowanej wcześniej jest wtłaczana w silnie zdeformowane podłoże o parametrach anizotropowych. Na bazie wyników z poletka nr 1 można przyjąć, że parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe gruntu otaczającego kolumnę w kierunku pionowym są zbliżone do pierwotnych (badanie CPTU), natomiast w kierunku poziomym są wyższe (badania DMT). Pomierzone wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu w otoczeniu wbijanej kolumny wykazują spadki na etapie formowania, a następnie wzrosty do wartości początkowej lub większej. Wynik ten może stanowić zalecenie do wykonywania badań odbiorczych metodą DR, które zdaniem autora powinny być realizowane w możliwie odległym czasie od uformowania kolumny. Można to zrealizować badając kolumny, które zostały wykonane jako jedne z pierwszych w całej serii. Przykładowo realizując wzmocnienie obszaru kolumnami DR w liczbie 200 sztuk za pomocą jednej maszyny o wydajności 15-20 sztuk na dzień, można uznać za zasadne wykonanie badań odbiorczych na kolumnach wykonanych w pierwszym dniu realizacji wzmocnienia. Wówczas badanie będzie wykonane, uwzględniając weekendy, minimum 14 dni po uformowaniu kolumny.

4.5.7. Poletko 2

Kształt wykonanej kolumny kamiennej na poletku nr 2 nie korespondował z przewidywanym. Kolumna charakteryzowała się maksymalną średnicą na poziomie głowicy (góry platformy roboczej), która zmniejszała się z głębokością. Średnica głowicy kolumny wynosiła D_k=2,4 m. Nie zaobserwowano wzrostu średnicy kolumny na poziomie gruntów organicznych, co może mieć związek z wysokimi parametrami wytrzymałościowymi namułu lub/i sposobem formowania platformy (słabo dogęszczony suchy piasek).

Podczas wykonanych badań największe wypiętrzenia zaobserwowano w osi biegnącej tuż obok miejsca usytuowania urządzenia dźwigowego. Według autora może to być związane z faktem przechylania się ubijaka uderzającego o podłoże oraz miejscem postoju urządzenia dźwigowego. Pierwszy czynnik wydaje się być bardziej istotny. Może on być związany ze sposobem wypięcia ze zblocza bądź też asymetrycznym kształtem ubijaka. Przechylony ubijak uderzając w podłoże powoduje większe wypiętrzenia w kierunku przeciwległym do kierunku jego przechylenia. W dodatku maszyna ważąca ponad 40 ton może blokować wypiętrzenia w miejscu w którym stoi, przez co wyraźniej występują one w rejonie obok niej.

Pomierzone wypiętrzenia zmniejszają się stopniowo w kierunku przeciwległym do miejsca usytuowania maszyny. Asymetria wypiętrzania jest widoczna od początku formowania kolumny aż do końca tego procesu. Najbardziej widoczna jest ona w punktach położonych najbliżej kolumny. Podobne wartości wypiętrzeń w poszczególnych osiach występują dopiero w odległości większej niż $2{,}0D_k$ od kolumny. Oprócz czynników technologicznych warunkujących asymetrię wypiętrzeń można przypuszczać, że wpływ na to zjawisko może też mieć czynnik losowy lub też nierównomierny sposób zasypu krateru.

Różnice w pomierzonych wartościach d_V między osią o największych i najmniejszych wypiętrzeniach są prawie trzykrotne. Zasięg wypiętrzeń oceniono na $(2{,}5D_k)$, co pokrywa się z obserwacjami poczynionymi na poletku nr 1. Przyrost wypiętrzeń dla punktów leżących blisko kolumny $0{,}83 - 1{,}25D_k$ jest największy w pierwszym etapie formowania, w etapach kolejnych jest on co raz mniejszy. W punktach oddalonych o $1{,}67 - 2{,}08D_k$ od kolumny wypiętrzenia zaczynają się uwidaczniać później, tj. w drugim lub trzecim etapie formowania kolumny. Może to wynikać z faktu, że w pierwszej kolejności wzrasta sztywność bezpośredniego sąsiedztwa kolumny, a dopiero po osiągnięciu pewnego poziomu deformacje transferowane są na dalej odległe punkty.

Podsumowując wyniki badań na poletku nr 2 można stwierdzić, że wykazywały one dużą asymetrię mierzonych wartości, co może być uwarunkowane czynnikami technologicznymi. Charakter zmian wraz z oddalaniem się od kolumny pozostaje taki sam, natomiast ich przestrzenny rozkład wokół kolumny jest złożony. Należy zauważyć, że badanie na poletku nr 2 było wykonane dla kolumny pojedynczej. Zasięg przemieszczeń $(2{,}5D_k)$ jest większy od przyjmowanego w projektowaniu rozstawu kolumny $(1{,}5 - 2{,}0D_k)$. Oznacza to, że standardowo kolumna wykonywana w sąsiedztwie innej uformowanej wcześniej jest wtłaczana w zdeformowane podłoże o zupełnie innej charakterystyce niż pierwotnie. Spostrzeżenie to koresponduje z obserwacją na poletku nr 1.

5. ZAKOŃCZENIE

5.1. Wnioski

Niezależnie od szeregu wniosków szczegółowych, przytoczonych w podsumowaniu badań laboratoryjnych (pkt.3.4) i polowych (pkt.4.5) można sformułować następujące wnioski natury ogólnej:

1) efektem formowania kolumny w technologii wymiany dynamicznej (DR) są zmiany badanych wielkości, a mianowicie: przemieszczeń poziomych i pionowych otaczającego gruntu, jego parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych a także wilgotności i współczynnika K_0 oraz OCR,

2) zasięg zmian w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej formowanej w warunkach in situ oraz w warunkach laboratoryjnych jest mniejszy niż $2{,}5D_k$,

3) deformacje otoczenia kolumny DR mają charakter asymetryczny, co wynika najprawdopodobniej z czynników losowych oraz uwarunkowań technologicznych,

4) w czasie formowania kolumny wymiany dynamicznej w otaczającym ją gruncie następuje zniszczenie struktury, w następstwie czego ma miejsce spadek parametrów mechanicznych gruntu,

5) po uformowaniu kolumny DR struktura gruntu w jej sąsiedztwie podlega odbudowie, a jego parametru zwiększeniu,

6) na podstawie równolegle wykonywanych badań CPTU i DMT określono, że zmiany w otoczeniu kolumny mają charakter kierunkowy. Badania dylatometryczne lepiej niż sondowania statyczne oddają kierunkową specyfikę wzmocnienia podłoża kolumnami kamiennymi.

5.2. Perspektywy dalszych badań

Technologia wymiany dynamicznej jest metodą wzmacniania słabego podłoża gruntowego, której teoretyczne podstawy nie zostały rozwinięte w takim stopniu jak zastosowania praktyczne. Prostota wykonawcza technologii skutkuje jej chętnym stosowaniem w celu taniego, szybkiego i efektywnego wzmacniania gruntu. Złożoność procesów, które zachodzą w gruncie odpowiada za małe zainteresowanie naukowców tą metodą i małą liczbę badań jej różnych aspektów. Przy takim stanie rzeczy dalszy rozwój naukowy metody jest możliwy tylko dzięki ścisłej współpracy środowiska nauki i przemysłu. W takiej współpracy autor upatruje szans na wykonanie kolejnych badań związanych z metodą DR, które będą prowadzić do stworzenia wiarygodnego modelu teoretycznego pracy układu „kolumna - grunt słaby". Powszechne dążenie do optymalizacji i zmniejszania kosztu przy jednoczesnym wzroście efektywności technologii może być motorem napędowym

kolejnych badań. Autor widzi potrzebę analiz obejmujących w szczególności następujące aspekty:

1) praca wbijanej kolumny kamiennej jako drenu,
2) wpływ formowania grupy kolumn DR na otoczenie gruntowe,
3) opracowanie procedury odbiorczej kolumn kamiennych, wykorzystującej m.in. metody geofizyczne do oceny kształtu kolumny,
4) opracowanie metody projektowania kolumn DR bazującej wyłącznie na parametrach sondowań CPTU lub/i DMT,
5) opracowanie metody predykcji efektywności wzmocnienia na podstawie obserwacji zachowania się gruntu podczas formowania kolumny w warunkach in situ.

Autor wierzy, że dane mu będzie zrealizowanie opisanych planów.

PODZIĘKOWANIA

Promotorowi Dr hab. inż. **Jerzemu Sękowskiemu**, prof. nzw. Pol. Śl**.** serdeczne podziękowania za wszechstronne wsparcie i konsultacje w trakcie realizacji badań oraz opracowywania rozprawy.

Ogromną wdzięczność pragnę wyrazić również Dr inż. **Sławomirowi Kwietniowi** za opiekę w czasie realizacji pracy magisterskiej, która stała się przyczynkiem dalszej owocnej współpracy i realizacji grantu. Dziękuję za współpracę we wszystkich opisanych w pracy badaniach i wielu innych przedsięwzięciach.

Dziękuję również Prof. dr hab. inż. **Maciejowi Gryczmańskiemu** za konsultacje zaprezentowanych wyników badań oraz dzielenie się doświadczeniem z realizacji kolumn wymiany dynamicznej.

Wykonanie pracy było możliwe dzięki realizacji grantu nr 1989/B/T02/2011/40, finansowanego ze źródeł Narodowego Centrum Nauki. W czasie jego trwania byłem również beneficjentem programów „Stypendia Wspomagające Innowacyjne Forum Technologii" oraz „Naukowe stypendia szansą na rozwój województwa śląskiego". Dziękuję wszystkim dzięki którym mogłem uczestniczyć w tych projektach.

Dziękuję też Panu Krzysztofowi Klimkowi za realizację badań trójosiowych i badań edometrycznych oraz pozostałych badań laboratoryjnych wykorzystanych w pracy. Dziękuję Panom Markowi Łozińskiemu i Adrianowi Kilianek za pomoc w przygotowaniu badań modelowych.

LITERATURA

1. Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M., & Harada, K. (1979). The compozer - A method to improve charakteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. *Reinforced Earth and Other Techniques, Volume 1*, pp. 211-216. Paris.
2. Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., & Baez, J. (2003). Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 571-584.
3. Alamgir, M., Miura, N., Poorooshab, H., & Madhav, M. (1996). Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Journal Computers and Geotechnics* (18(4)), pp. 267-290.
4. Asalemi, A. (2006). *Application of seismic cone for characterization of ground improved by vibro-replacement.* Doctoral Thesis - The University of British Columbia.
5. Balaam, N., & Booker, J. (1979). *Analysis of rigid rafts supported by granular piles.* Sydney: Research report R339.
6. Balaam, N., & Booker, J. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundation in stabilized clay. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (Volume 9, no. 4).
7. Balaam, N., & Booker, J. (1983). *The effect of yield on the settlement of rigid foundation on clay stabilized with stone columns.* Sydney: Research Report 461.
8. Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., & Jamiolkowski, M. (1986). Flat dilatometer tests in calibration chamber. *Proceedings of In Situ'86* (pp. 431-446). Blackburg: ASCE Geotechn. Special Publ.6.
9. Balaam, N., & Booker, J. (1981). Analysis of rigid raft supported by granular piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (Volume 5), pp. 379-403.
10. Barksdale, E. (1981). Site improvement in Japan using sand compaction piles. *Georgia Institute of Technology* .
11. Barksdale, R., & Bachus, R. (1983). *Design and Construction of Stone Columns.* Virginia: National Technical Information Service.
12. Barron, R. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions ASCE* (113), pp. 718-742.
13. Bates, L., & Merifield, R. (2010). Evaluation of the CPT for assesing ground improvement by dynamic replacement. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, No. 2-52.* Huntington Beach.
14. Biały, M. (2011). Wzmocnienie słabego podłoża nasypu autostrady na terenie zalewowym. *Czasopismo Techniczne PK* (Zeszyt 21), ss. 3-10.

15. Black, J., Sivakumar, V., Madhav, M., & Hamill, G. (2007). Reinforced stone columns in weak deposits: laboratory model study. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering* (Volume 133, No. 9), pp. 1154-1161.
16. Borowczyk, M. (1974). Przegląd metod geotechnicznych stosowanych do polepszania własności gruntów i ich praktycznego zastosowania. *Konferencja: Ocena zmian własności gruntów przy zastosowaniu wibroflotacji, pali piaskowych i materiałów wybuchowych.* Warszawa.
17. Brauns, J. (1978). Initial bearing capacity of stone column and sand piles. *proceedings "Soil Reinforcement and Stabilizing and Stabilizing Techniques in Engineering Practise.* Sydney.
18. Brooker, E., & Ireland, H. (1965). Earth Pressure at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal* (2(1)), pp. 1-15.
19. Callanan, J. (1991). Design and construction monitoring of stone column foundations in hydraulic fill. *NETH*, (pp. 349-352). Rotterdam.
20. Castro, J., & Sagaset, C. (2008). Consolidation around Stone Columns. Influence of column deformation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (DOI: 10.1002/nag.745).
21. Castro, J., Karstunen, M., & Sivasihamparam, N. (2014). Influence of stone column installation on settlement reduction. *Computers and Geotechnics* (Volume 59), pp. 87-97.
22. Celik, F., & Canakci, H. (2011). Shear Strength properties of Organic Soil with Sand Column. *International Balkan Conference on Challenges of Civil Engineering.* Tirana.
23. Chan, L., Sully, J., Parra, E., Scott, J., & Higginbottom, K. (2011). Ground Vibrations and Deformations Associated with Stone Column Installation. *Pan-Am CGS Geotechnical Conference.*
24. Chen, B., & Bailey, M. (2004). Lesson learned from a stone column test program in glacial deposits. *GeoSupport 2004: Innovation and Cooperation in the Geo-Industry,* (pp. 508-519).
25. Chen, C. (2003). Treatment od Landfill Using Dynamic Compaction Technique. *12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.*
26. Chen, C., Meng, S., & Yee, K. (2003). Expierience of using Dynamic Compaction in Landfill Areas. *2nd International Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology.* Putrajaya, Malaysia.
27. Danilewicz, A. (2012). Smooth Particle Hydrodynamics (SPH) approach in simulating large penetration into soil. *22nd European Young Geotechnical Engineers Conference,* (pp. 26-29). Gotheburg.
28. Datye, K. (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns. *Symoposium on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles.* Bankok.

29. Deb, K. (2010). A mathematical model to study the soil arching effect in stone column-supported endankment resting on soft foundation soil. *Applied Mathematical Modelling* (No. 34), pp. 3871-3883.
30. Deb, K., & Mohapatra, S. (2012). Analysis of stone column-supported geosyntetic-reinforced embankments. *Applied Mathematical Modelling* (No. 37(5)), pp. 2943-2960.
31. Deb, K., Chandra, S., & Basudhar, P. (2008). Response od multilayer geosyntetic-reinforced bed resting on soft soil with stone columns. *Computers and Geotechnics* (No. 35), pp. 323-330.
32. Deb, K., Samadhiya, N., & Namdeo, J. (2011). Laboratory model studies on unreinforced and geogrid-reinforced sand bed over stone column-improved soft clay. *Geotextiles and Geomembranes* (No. 29), pp. 190-196.
33. Debats, J., Guetif, Z., & Bouassida, M. (2003). Soft soil improvement due to vibro-compacted columns installation. *International Workshop on Geotechnics of Soft-Soil-Theory nad Practice,* (pp. 551-556).
34. Dumas, J., Morel, J., & Beaton, N. (1993). Dynamic Compaction Using Select Fill Displacement Methods. *3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.* St.Louis.
35. Durrani, M. (1997). Improvement of Silty Clay Soils Using Dynamic Consolidation. W M. Davies, & F. Schlosser, *Ground Improvement Geosystems. Densification and Reinforcement* (pp. 90-95).
36. Duzceer, R. (2003). Ground improvement of Oil Storage Tanks Using Stone Columns. *12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th US Rock Mechanics Symposium.* Cambridge.
37. Elliott, R. (2009). Explosive Compaction of Foundation Soils for the Seismic Upgrade of the Seymour Falls Dam.
38. Elshazly, H., Elkasabgy, M., & Elleboudy, A. (2008). Effect of Inter-Coulumn Spacing on Soil Stresses due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings. *Geotechnical and Geological Engineering* (26), pp. 225-236.
39. Failmezger, R., & Bullock, P. (2008). Which in situ test should I use? - A designer's guide. *Ohio River Valley Soils Seminar 39.* Cincinnati.
40. Fattah, M., Shlash, K., & Al-Waily, M. (2010). Stress Concentration Ratio of Model Stone Columns in Soft Clays. *Geotechnical Testing Journal* (Volume 34, No. 1).
41. Fellin, W. (2000). *Rutteldruckverdichtung als plastodynamisches problem. Advances in geotechnical engineering and tunneling.* Rotterdam.
42. Florkiewicz, A., Janiński, S. i Wojnicki, J. (2001). Nośność graniczna kolumn kamiennych ustalona na drodze eksperymentalnej. *XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN, tom III,* ss. 195-201. Krynica.

43. Frikha, W., Bouassida, M., & Canou, J. (2013). Observed Behaviour of laterally Expanded Stone Column in Soft Soil. *Geotechnical and Geological Engineering* (No. 31), pp. 739-752.
44. Gajewska, B. i Kłosiński, B. (2012). Wzmacnieanie słabego podłoża kolumnami w budownictwie drogowym. *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, ss.56-62.
45. Gaszyńska-Freiwald, G. i Gaszyński, J. (2002). Konsolidacja wastwy gruntowej wzmocnionej kolumnami z kruszywa. *XLVIII Konferencja Naukowa Komitety Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZiTB,* (ss. 199-206). Opole-Krynica.
46. Gaszyński, J. i Pabian, Z. (2011). Badania modelowe udarowego zagęszczenia gruntu spoistego. *Czasopismo Techniczne PK* (Zeszyt 21), ss. 27-51.
47. Gawron, P., Frycz, M. i Długosz, Ł. (2012). *Sprawozdanie z badań geofizycznych wykonanych metodą tomografii elektrooporowej w rejonie dynamicznej wymiany gruntu.* Rzeszów.
48. Ghionny, V., & Jamiołkowski, M. (1981). Colonne do ghiahia. *X Ciclo di Conferenze Dedicateai problemi di Meccanica dei Terreni e Ingegneria delle Fondazioni Metodi di Miglioramento dei Terreni.* Turyn: 507.
49. Godlewski, T. (2007). Metody badań odbiorczych podłoża gruntowego wzmocnionego kolumnami wymiany dynamicznej. *Geologos* (Nr 11), ss. 173-183.
50. Godlewski, T. i Saloni, J. (2006). Wymocnienie podoa gruntowego kolumnami na przykładzie odcinka Trasy Siekierkowskiej w Warszawie. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo* , ss. 337-348.
51. Goughnour, R., & Bayuk, A. (1979). Analysis of stone column - soil matrix. *Colloque International sur le Renforcement des Sols "Terre amee et autres methodes", Volume 1.* Paris.
52. Greenwood, D. (1970). Mechanical improvement of soil below ground surface. *Proceedings - Ground Engineering Conference,* (pp. 11-12).
53. Greenwood, D. (1975). Vibroflotation: Rationale for design and practice. Methods of treatment of unstable ground. *F.G.Bell, ed. Newsness-Buttursworth, London* , pp. 189-209.
54. Greenwood, D. (1990). Assurance of performance of stone columns. Deep foundation Improvement: Design, Construction and Testing. *ASTM, Bachus* .
55. Gryczmański, M. (1993). Metody analizy nosności i osiadania podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi. *Inżynieria Morska i Geotechnika* (Nr 5), ss. 224-231.
56. Gryczmański, M. (1994). Współczesne kierunki rozwoju geotechniki w Polsce. *Inżynieria i Budownicwto* (nr 8), ss. 339-347.
57. Gryczmański, M. (1995). Niektóre problemy wzmacniania podłoża kolumnami kamiennymi. *Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej* (Nr 40), ss. 69-78.
58. Gryczmański, M. (2000). Zastosowanie urządzenia DYZAG do wzmacniania podłoża metodą ciężkiego ubijania. *Inżynieria i Budownictwo* (Nr 3), ss. 174-175.

59. Gryczmański, M. (2001). Dynamiczne metody wzmacniania podłoża gruntowego. *XVI Ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji, tom 2*, ss. 41-57. Ustroń.
60. Gryczmański, M. (2003). Wzmacnianie podłoża wbijanymi kolumnami kamiennymi. Przegląd doświadczeń śląskich. *Inżynieria i Budownictwo* (Nr 3), ss. 123-126.
61. Gryczmański, M. i Seifert, J. (1992). Zastosowania kolumn kamiennych wykonywanych motodą wibrowymiany w makroregionie śląskim. *ogólnopolskie sympozjum n.t. "Krajowe doświadczenia wzmocnienia podłoża - Gdańsk'92"*, (ss. 57-64). Gdańsk.
62. Gryczmański, M., Sękowski, J. i Kwiecień, S. (2005). Ulepszanie podłoża gruntowego wbijanymi kolumnami kamiennymi. *Przegląd Budowlany* (Nr 2), ss. 34-37.
63. Guanaratne, M., Mullins, G., Stinnette, P., & Thilakasiri, S. (1997). *Stabilization of Florida Organic Material by Dynamic Replacement.* Tampa: National Technical Information Service .
64. Guanaratne, M., Ranganath, M., Thilakasiri, S., Mullins, G., Stinnette, P., & Kuo, C. (1996). Study on Pore Pressure Induced in Laboratory Dynamic Consolidation. *Computers and Geotechnics* (Volume 18, No.2), pp. 127-143.
65. Guetif, Z., Bouassida, M., & Debats, J. (2007). Improved soft claycharacteristics due to stone column installation. *Computers and Geotechnics* (Volume 34), pp. 104-111.
66. Hamidi, B., Nikraz, H. & Varaksin, S. (2011c). Application of Dynamic Replacement in a steel pipe factory. *International Conference on Advances in Geotechnical Engineering*, (strony 867-871). Perth.
67. Hamidi, B., Nikraz, H., & Varaksin, S. (2012a). The Application of Dynamic Compaction on Marjan Island. *11th Australia - New Zealand Conference on Geomechanics*, (pp. 1202-1207). Melbourne.
68. Hamidi, B., Varaksin, S., & Nikraz, H. (2010). Dynamic replacement for constructing embankments and walls on soft soil. *3rd International Conference on Problematic Soils*, (pp. 105-112). Adelaida.
69. Hamidi, B., Varaksin, S., & Nikraz, H. (2011a). Application of Dynamic Surcharging for Construction of Tanks on Reclaimed Ground. *International Conference on Advances in Geotechnical Engineering*, (pp. 873-878). Perth.
70. Hamidi, B., Varaksin, S., & Nikraz, H. (2011b). The Application of Dynamic Compaction to HFO Tanks. *International Conference on Advances in Geotechnical Engineering*, (pp. 627-632).
71. Hamidi, B., Varaksin, S., & Nikraz, H. (2012b). The effectiveness of Vibration Reduction Trenches in Dynamic Replacement Project. *11th Australia New Zealand Conference on Geomechanics.* Melbourne.
72. Han, J. (1998). Ground Modification by a combination of dunamic compaction, consolidation, and replacement . *4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, (pp. 341-346). St.Louis.

73. Han, J., & Ye, S. (2001). Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* (127(7)), pp. 597-603.
74. Horodecki, G. (2013). Ocena wzmocnienia podłoża metodą wymiany dynamicznej na podstawie próbnych obciążeń kolumn. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska* (Nr 4), ss. 257-263.
75. Hu, R., Yue, Z., Tham, L., & Wang, L. (2005). Digital Image Analysis of Dynamic Compaction Effects on Clay Fills. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* , pp. 1411-1422.
76. Hughes, J., & Withers, N. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering* (Volume 7, No. 3), pp. 42-49.
77. Hughes, J., Withers, N., & Greenwood, D. (1975). A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. *Geotechnique* ((25)), pp. 31-44.
78. Jamiołkowski, M. (1995). Opening address. *International Symphosium on Cone Penetration Testing CPT'95* (pp. 7-15). Linkoping: Swedish Geotechnical Society Vol.3.
79. Jendeby, L. (1992). Djuppacking med Vibro-sond av typ Vibro-wing (Deep Compaction by Vibrowing). *Nordic Geotechnical Meeting, Volume 1*, pp. 19-24.
80. Kanty, P. (2010). *Analiza doświadczalna procesu formowania wbijanych kolumn kamiennych w warunkach laboratoryjnych.* Gliwice: Magisterska Rozprawa Dyplomowa.
81. Kanty, P. (2011a). Badania modelowe kształtu wbijanych kolumn kamiennych. *Konferencja Naukowa Dokorantów Wydziałów Budownictwa, Nr 312*, ss. 87-94. Szczyrk.
82. Kanty, P. (2011b). Próba numerycznego odzwierciedlenia procesu wbijanej kolumny kamiennej. *Czasopismo Techniczne* (Zeszyt 21), ss. 73-91.
83. Kanty, P. (2012). Wykorzystanie inklinometrów do badań zachowania się otoczenia gruntowego wbijanej kolumny kamiennej. *XII Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa. Monografia* , ss. 75-84. Szczyrk.
84. Kanty, P. (2014). Consolidation of the surrounding of rammed stone column - experimental and computational analysis. *Juniorstav.* Brno.
85. Kanty, P. i Kwiecień, S. (2011). Wpływ energii formowania na kształt kolumn wykonywanych metodą wymiany dynamicznej. *Górnictwo i Geoinżynieria* (Zeszyt 2), ss. 325-331.
86. Kanty, P. i Sękowski, J. (2011). Model tests of phenomena occuring during stone column formation. *ACEE* (No. 1), ss. 45-54.
87. Kanty, P. i Sękowski, J. (2013). The influence of stone column formation technique on the consolidation time of the surrounding soil . *11th Internaional Conference on New Trends in Static and Dynamics of Buildings.* Bratysława.
88. Kanty, P. i inni (2013). Wykorzystanie inklinometrów w ocenie zachowania się otoczenia wbijanej kolumny kamiennej. *Materiały Budowlane (nr 3/2013)*, ss.70-71.

89. Killen, M., & McCabe, B. (2010). A numerical study of factors governing the performance of stone columns supporting rigid footing on soft clay. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* , ss. 833-838.
90. Kirsch, F. (2006). Vibro Stone Column Installation and its Effect on Ground Improvement. *Proceedings of Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment,* (pp. 115-124). Bochum.
91. Kłosiński, B. i Gawor, B. (1983). Wzmacnienie podłoża udarami o dużej energii. Przegląd doświadczeń. *Inżynieria i Budownictwo* (nr 4), ss. 148-151.
92. Kłosiński, B., Gawor, B. i Grzegorzewicz, K. (1979). Krajowe próby wzmacniania podłoża udarami o dużej energii. *Inżynieria i Budownictwo* (Nr 7), ss. 256-259.
93. Kruger, J., Guyot, C., & Morizot, J. (1980). The dynamic substitution method. *International Conference on Compaction.* Paris.
94. Ku, C., & Juang, C. (2011). CPTU characteristics and liquefaction resistance of reclaimed land by dynamic compaction. *Journal of Geoengineering* (Volume 6, No. 2), pp. 89-98.
95. Kumar, S. (2001). Reducing liquefaction potential using dynamic compaction and construction of stone columns. *Geotechnical and Geological Engineering* (No. 19), pp. 169-182.
96. Kuzora, A. (2007). *Ocena nośności podłoża gruntowego wzmocnionego kolumnami dogęszczającymi.* Gdańsk: Politechnika Gdańska.
97. Kwiecień, S. (2006a). Badania modelowe wbijanych kolumn kamiennych. *III Ogólnopolska Konferencja Młodych Geotechników, z. 29,* ss. 117-126. Augustów.
98. Kwiecień, S. (2006b). Próbne obciążenia wbijanych kolumn kamiennych w warunkach laboratoryjnych. *VII Konferencjaa Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, z. 109,* ss. 193-200. Wisła.
99. Kwiecień, S. (2008). *Analiza teoretyczna i doświadczalna wzmocnienia podłoża metodą wymiany dynamicznej.* Gliwice: Politechnika Śląska.
100. Kwiecień, S. (2011). Numerical analysis of calibrated driven stone column - weak soil system. *21st European Young Geotechnical Engineers Conference,* (pp. 83-88). Rotterdam.
101. Kwiecień, S. i Sękowski, J. (2008). Research on the shape of stone columns formed in the ground with the use of dynamic replacement method . *ACEE* , 65-72.
102. Kwiecień, S. i Sękowski, J. (2012). *Kolumny kamienne formowane w technologii wymiany dynamicznej.* Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.
103. Lo, K., Ooi, P., & Lee, S.-L. (1990a). Unified Approach to Ground Improvement by Heavy Tamping. *Journal of Geotechnical Engineering* (Volume 116, No. 3), pp. 514-527.
104. Lo, K., Ooi, P., & Lee, S.-L. (1990b). Dynamic Replacement and Mixing of organic Soils with Sand Charges. *Journal of Geotechnical Engineering* (Volume 116, No. 10), pp. 1463-1482.

105. Lu, M., Xi, K., Li, C., & Wang, K. (2011). Consolidation solution for composite fundation considering a time- and depth- dependend stress increment along with three distribution paterns of soil permability. *Applied Physics and Engineering, 12(4),* pp. 268-277.

106. Lucas, R. (1995). *Geotechnical Engineering Circular No. 1, Dynamic Compaction.* Washington: Federal Highway Administration.

107. Madhav, M., & Vitkar, P. (1978). Strip footing on weak clay stabilized with a granural trench or pile. *Canadian Geotechnical Journal* , pp. 605-609.

108. Marchetti, S. (1997). The Flat Dilatometer: Design applications. *3rd International Geotechnical Engineering Conference, Keynote lecture,* (pp. 421-448). Cairo University.

109. Marchetti, S. (1998). Dilatometer Brochure. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization ISC'1 Conference.* Atlanta.

110. Marchetti, S. (1999). The Flat Dilatometer (DMT) and its applications to geotechnical design. *International Seminar of Japanese Geotechnical Society*, (pp. 1-90). Tokyo.

111. Mayne, P., Jones, J., & Dumas, J. (1984). Ground Response to Dynamic Compaction. *Journal of Geotechnical Engineering* (Volume 110, No.6), pp. 757-774.

112. McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A., & Graham, J. (2004). Modelling vibrated stone columns in soft clay. *Proceedings of theInstitute of Civil Engineers Geotechnical Engineering* (Volume 157, Issue GE3), pp. 137-149.

113. Menard, L. (1972). The dynamic consolidation of recently placed and compressible soils. *Application to maritime works* (nr 452).

114. Menard, L., & Broise, Y. (1975). Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation. *Geotechnique* (No. 25), pp. 3-18.

115. Meng, Q., Qiao, J., & Wang, L. (2011). Model test study on transfer law of dynamic stress produced by dynamic compaction. *System Engineering Procedia* (No. 1), pp. 74-79.

116. Mitra, S., & Chattopadhyay, B. (1999). Stone columns and design limitations. *Proceedings of Indian geotechnical conference*, (ss. 201-205). Calcutta.

117. Moxhay, A., Tinsley, R., & Sutton, J. (2000). Monitoring of soil stiffness during ground improvement using seismic surface waves. *Ground engineering* (No. 34(1)), pp. 34-38.

118. Mullins, G., Gunaratne, M., Stinnette, P., & Thilakasiri, S. (2000). Prediction of dynamic compaction pounder penetration. *Soils and Foundations* (Volume 40, No. 5), pp. 91-97.

119. Najjar, S., Sadek, S., & Bou Lattouf, H. (2013). The Drained Strength of Soft Clay with partially Penetrating Sand Columns at Different Area Replacement Ratios. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (pp. 939-942). Paris.

120. Nashed, R. (2006). A Design Procedure for Liquefaction Mitigation of Silty Soils Using Dynamic Compaction. *Student Research Accomplishments*, pp. 59-65.

121. Nashed, R., Thevanayagam, S., Martin, G., & Shenthan, T. (2004). Liquefaction Mitigation in Silty Soils Using Dynamic Compaction and Wick Drains. *13th World Conference on Earthquake Engineering.* Vancouver.

122. Pabian, Z. (2005). *Proces deformacji gruntów spoistych, wywołany obciążeniem udarowym, w świetle badań eksperymentalnych.* Kraków: Politechnika Krakowska.

123. Pisarczyk, S. (2005). *Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego.* Warszawa: Oficyna Wydawnicza PW.

124. Pivarc, J. (2011). Stone columns - determination of the soil improvement factor. *Slovak Journal of Civil Engineering* (No. 3), pp. 17-21.

125. Priebe, H. (1976). Abschatzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfveriichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik* (Volume 53, No. 5).

126. Priebe, H. (1995). Design of vibro replacement. *Ground Engineering* (28(10)), pp. 31-37.

127. Priebe, H. (1998). Vibro Replacement to prevent Earth Induced Liquefaction. *Technical paper 12-57E* , pp.1-13.

128. Pulko, B., & Majes, B. (2005). Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil. *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (pp. 1401-1404). Osaka.

129. Pulko, B., & Majes, B. (2006). Analytical method for the analysis of stone-columns according to the Rowe Dilatancy Theory. *Acta Geotechnica Slovenica* (no.1), pp. 37-45.

130. Raju, V., Wegner, R., & Godenzie, D. (1998). Ground Improvement using Vibro Techniques. *Technical paper 10-56E* , pp.1-12.

131. Rzeźniczak, J. (2007). Wzmacnianie słabych podłoży. *Geoinżynieria drogi mosty tunele* (Nr 1).

132. Saloni, J. (2005). Wymiana dynamiczna - skuteczna metoda wzmacniania gruntów spoistych, organicznych i nasypowych. *XX Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*, (ss. 55-62). Wisła-Ustroń.

133. Samadhiya, N., Maheswari, P., Basu, P., & Kumar, M. (2008). Load-settlement characteristics of granural piles with randomly mixed fibres. *Indian Geotechnical Journal* (Volume 38, No. 3), pp. 345-354.

134. Schmertmann, J., Baker, W., Gupta, R., & Kessler, K. (1986). CPT/DMT QC of Ground Modification at a Power Plant. *In situ '86*, (pp. 985-1001). Blacksburg.

135. Schweiger, H. (1989). *Finite Elements Analysis of Stone Column Reinforced Foundations.* University of Swansea.

136. Schweiger, H., & Pande, G. (1986). Modelling behaviour of stone column reinforced soft clays. *2th International Symphosium Numerical Models in Geomechanic.* Ghent.

137. Schweiger, H., Pande, G., & C., G. (1984). Modelling behaviour of soft clays reinforced with stone columns. *International Conference In Situ and Rock Reinforcement.* Paris.

138. Sękowski, J. i Grzesik, B. (2008). Konsolidacja podłoża wzmocnionego wbijanymi kolumnami kamiennymi - badania laboratoryjne. *Roczniki Inżynierii Budowlanej , z. 8,* ss. 67-70.

139. Sękowski, J. i Grzesik, B. (2009). Wpływ wbijanych kolumn kamiennych na wilgotność wzmocnionego podłoża. W E. Dembicki, M. Kumor, & Z. Lechowicz, *Problemy geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoży ekspansywnych* (ss. 201-207). Bydgoszcz.

140. Sękowski, J. i Kwiecień, S. (2010a). Wymiana dynamiczna - praktyczne aspekty zastosowania metody w budownictwie drogowym. *Autostrady* (Nr 10), ss. 124-128.

141. Sękowski, J. i Kwiecień, S. (2010b). Wbijane kolumny kamienne - praktyka projektowa na tle współczesnych doświadczeń. *Inżynieria i Budownictwo* (Nr 5-6), ss. 280-284.

142. Sękowski, J., Kwiecień, S. i Kanty, P. (2013a). Wpływ formowania bijanej kolumny kamiennej na parametry wytrzymałościowe. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska* (Volume 4), ss. 301-308.

143. Sękowski, J., Kwiecień, S. i Kanty, P. (2013b). Zmiany objętościowe w podłożu wzmacnianym metodą wymiany dynamicznej. *Przegląd Komunikacyjny* , ss. 6-9.

144. Sękowski, J., Kwiecień, S. i Kanty, P. (2013c). Badania polowe kształtu wbijanych kolumn kamiennych z wykorzystaniem metody elektrooporowej. *Inżynieria Morska i Geotechnika* (nr 6), ss. 523-527.

145. Shenthan, T., Nashed, R., Thevanayagam, S., & Martin, G. (2004). Liquefaction Mitigation in Silty Soils Using Composite Stone Columns and Dynamic Compaction. *Seismic Vulnerability of the Highway System* , pp. 205-220.

146. Shien, N. K. (2013). Cavity Expansion Approach In Modelling Stone Column Installation Effect. *International Journal of Advances in Engineering, Science and Technology , Volume 2, Number 2,* pp. 252-260.

147. Sikora, Z. (2006). *Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii.* Warszawa: Wydanictwo Naukowo-Techniczne.

148. Simonini, P., Ricceri, G., & Cola, S. (2007). Geotechnical characterization and properties of Venice lagoon heterougeneus silts. W T. Tan, K. Phoon, D. Hight, & S. Leroueil, *Characterisation and engeineering properties of natural soils* (pp. 2289-2327). London: Taylor & Francies Group.

149. Sivakumar, V., McKelvey, D., Graham, J., & Hughes, D. (2004). Triaxial tests on model sand columns in clay. *Canadian Geotechnical Journal* (No. 41), pp. 299-312.

150. Slocombe, B., Bell, A., & Baez, J. (2000). The densification of granular soil using Vibro methods. *Geotechnique* (Volume L, No. 6), pp. 715-726.

151. Sołowski, W., Sloan, S., Kanty, P., & Kwiecień, S. (2013). Numerical simulation of a small scale dynamic replacement stone column creation experiment. *III International*

Conference on Particle-based Methods - Fundamentals and Applications, (pp. 522-533). Stuttgart.

152. Stefaniak, K. (2014). *Wybrane osady aluwialne jako podłoże budowlane i materiał do budowli ziemnych*. Poznań: Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu.
153. Stinnette, P., Gunaratne, M., Mullins, G., & Thilakasiri, S. (1997). A quality control programme for performance evaluation of dynamic replacement of organic soil deposits. *Geotechnical and Geological Engineering* (No. 15), pp. 283-302.
154. Szypcio, Z. (2000). Bearing capacity of a single column. *Studio Geotechnica et Mechanica* (Volume 22, No 3-4), ss. 41-54.
155. Thevanayagam, S., & Martin, G. (2002). Liquefaction in silty soils - screening and remediation issues. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (No.22), pp. 1035-1042.
156. Thilakasiri, H., Gunaratne, M., Mullins, G., Stinnette, P., & Kuo, C. (2001). Implementation Aid for Dynamic Replacement of Organic Soils with Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (Volume 127, No. 1).
157. Thilakasiri, S., Guanaratne, M., Mullins, G., Stinnette, P., & Jory, B. (1996). Investigation of impact stresses induced in laboratory dynamic compaction of soft soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (Volume 20), pp. 753-767.
158. Thorburn, S. (1975). Building structures supported by stabilizet ground. *Geotechnique* (25), ss. 83-94.
159. Topolnicki, M. (2013). Ryzyko związane ze wzmacnianiem gruntów za pomocą kolumn o różnej sztywności. *XXVIII Ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji*. Wisła.
160. Tschuschke, W. i Kroll, M. (2011). *Analiza teoretyczna i doświadczalna wpływu wymiany dynamicznej na otoczenie gruntowe*. Poznań.
161. Van Impe, W. (2001). Recent advances in soil reinforcement and inprovement. *15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineerign*, (pp. 2755-2758). Istambul.
162. Van Impe, W., & Madhav, M. (1992). Analysis and settlement of dilating stone column reinforced soil. *Osterreichische Ingenieur und Architekten Zeitschrift* ((3)), pp. 114-121.
163. Varaksin, S., & Hamidi, B. (2012). Ground improvement case histories and advances in practice. *Proceedings of the International Conference on Ground Improvement and Ground Control*, (pp. 209-222).
164. Vesica, A. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of the soil mechanics and foundation engineering division. ASCE* (Volume 93, No SM3), pp. 265-290.
165. Wang, G. (2009). Consolidtion of soft clay foundations reinforced by stone columns. *Geotechnical Geoengineering* (135(12)), pp. 1922-1932 Div ASCE.

166. Wehr, J. (2013). Presentation on Keller Workshop., (pp. 1-63). Rio.

167. White, D., Gaul, A., & Hoevelkamp, K. (2003). *Highway applications for rammed aggregate piers in Iowa Soils.* Iowa: Iowa DOT Project TR-433, CTRE Project 00-60. Final Report.

168. Wierzbicki, J. (2010). *Ocena prekonsolidacji podłoża metodami in situ w aspekcie jego genezy.* Poznań: Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu.

169. Wong, H. (1975). Vibroflotation - Its effect on weak cohesive soils. *Civile Engineering* ((824)), pp. 44-67.

170. Wong, P. (2004b). Ground Improvement Case Studies Chemical Lime Piles and Dynamic Replacement. *Australian Geomechanics Society Jnl.* (39(2)).

171. Wong, P. (2004a). Use of innovative ideas in geotechnical engineering. *6th Young Geotechnical Professional Conference, Gold Coast.*

172. Wong, P., & Lacazedieu, M. (2004). Dynamic Replacement Ground Improvement - Field performance Versus Design Prediction for the Alexandria City Centre Project in Egypt. *The Skempton Conference, 4. Ground performance,* (pp. 1193-1204).

173. Wyroślak, M. i Sikora, Z. (2009). Zastosowanie metod dynamicznych wzmacniania podłoża gruntowego pod nasyp drogowy - Przypadek DK-16 Olsztyn - Barczewo. *XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane.*

174. Yee, I. (1999). Upgrading of existing landfills by dynamic consolidation a geotechnical aspect. *Master Builders Journal* , pp. 21-29 i 210-215.

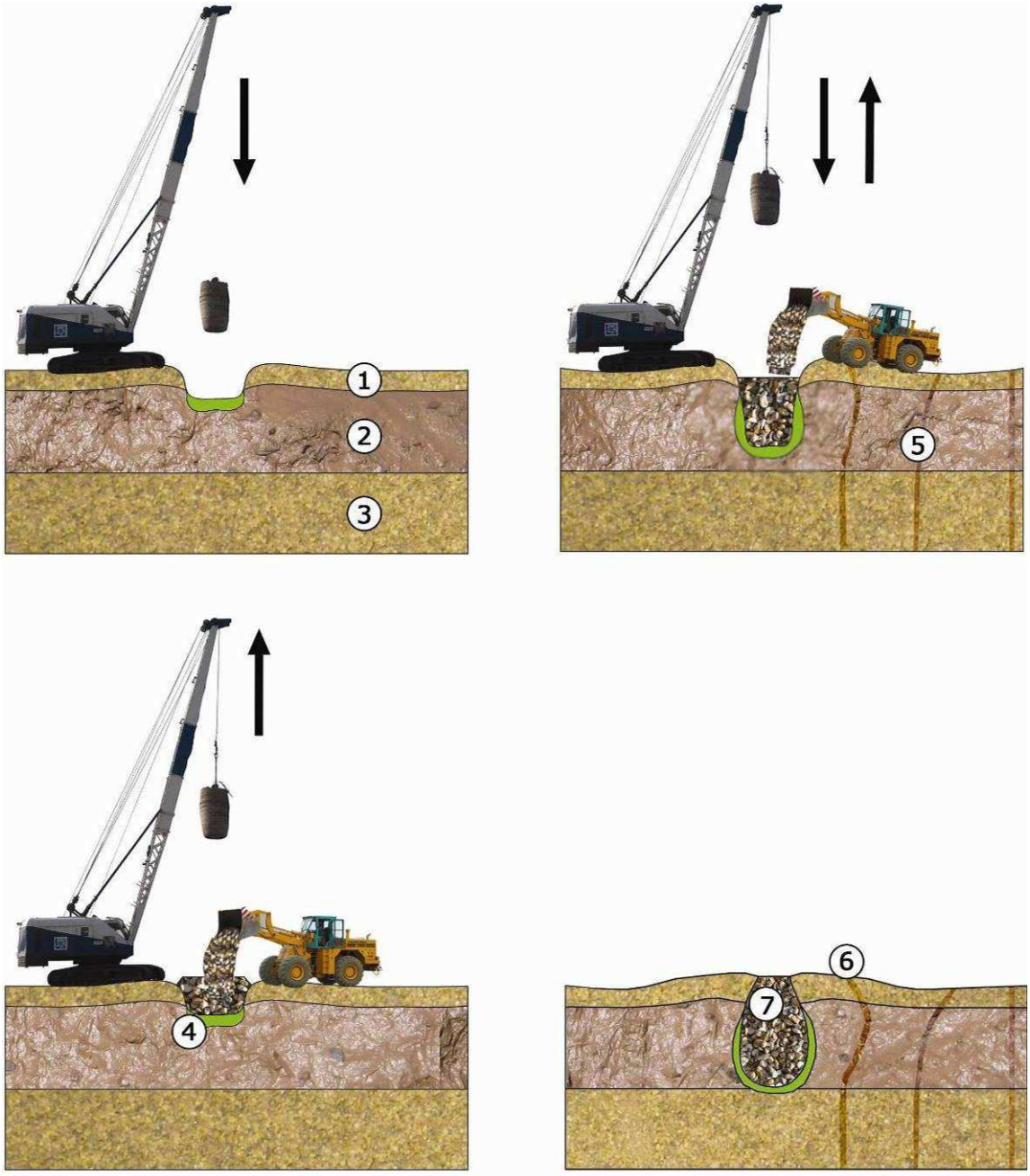
175. Yee, Y., & Chua, C. (2009). Ground improvement techniques for east coast expressway phase 2, Malaysia. *Ground Improvement Technologies and Case Histories,* (pp. 705-712).

176. Zheng, L., Zhou, F., & Xie, X. (2013). Numerical simulation of forming of replacement piers during dynamic replacement process. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering* , pp. 2069-2075.

STRESZCZENIE

Rozprawa doktorska dotyczy wpływu wymiany dynamicznej na otoczenie gruntowe. Specyfika i złożoność tematu, ukierunkowała autora na analizy doświadczalne jako najbardziej adekwatne narzędzie do poszerzenia wiedzy o przedmiocie rozprawy. Skutkuje ona dużymi deformacjami podłoża w otoczeniu kolumny oraz zmianami jego właściwości. Zmian zachodzących w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej nie uwzględnia żadna z istniejących metod ich wymiarowania. Jest to zapewne związane z trudnością opisu skomplikowanych procesów mających miejsce w czasie wykonywania kolumny jak i po jego zakończeniu. Badania opisane w pracy pozwalają uzyskać podstawowe informacje na temat tych procesów, ich złożoności i zależności między nimi. Analizowane aspekty badań zobrazowana na poniższym rysunku przedstawiającym proces formowania kolumny DR. Na przykładzie typowego układu: platforma robocza (1), grunt słaby (2) oraz warstwa nośna (3) pokazano na nim przedmiot analiz, tzn. zmiany parametrów mechanicznych gruntu w otoczeniu kolumny (4), jego przemieszczenia poziome (5), wypiętrzenie (6) oraz korespondujący z nimi kształt kolumny kamiennej (7).

Pierwsze testy były wykonywane na poziomie badań modelowych (laboratoryjnych). Obejmowały one uformowanie (za pomocą 10 kg ubijaka o kształcie „beczki") kolumny kamiennej w przestrzeni skrzyni badawczej o wymiarach 1 x 1 x 1 m. Na potrzeby badań skrzynię wypełniono 40 cm warstwą średnio zagęszczonego piasku, a następnie 40 cm warstwą gliny pylastej o I_L=0,55. Po uformowaniu kolumny badano zmianę oporów stożka sondy wciskanej oraz zmiany wilgotności. Badania wykonywano w różnych odległościach od kolumny w czasie do 28 dni od dnia jej uformowania. Wykonano jedno badanie dla układu nieobciążonego oraz jedno w którym kolumna była zwieńczona geomateracem a następnie obciążona gruntem modelującym nasyp. Największe przemieszczenia poziome pomierzono tuż przy kolumnie, w miarę oddalania się od niej punktów pomiarowych odczytywane wartości malały. Pomierzone wypiętrzenia w rejonie wykonanej kolumny miały charakter niesymetryczny, ich wartość była bardzo mała. Analizie poddano również wyniki oporów stożka sondy wciskanej. Wykazały one, że zasadnicze zmiany (wzrost q_c) dotyczą jedynie dwóch punktów pomiarowych leżących najbliżej kolumny. Są one efektem procesu formowania kolumny, jak i jej pracy jako drenu. Określono, że w wyniku obciążenia podłoża następuje przyspieszenie jego konsolidacji. Analiza zmian wilgotności gruntu słabego wykazała, że niezależnie od czasu oraz tego czy obszar był obciążony czy nie, wilgotności w poszczególnych punktach pomiaru pozostawały na podobnym poziomie. Różnice uwidaczniają się podczas obserwacji wartości wilgotności odczytanych w jednym dniu w punktach różnie oddalonych od kolumny. Najmniejsze wartości wilgotności pomierzono przy kolumnie, a wraz z oddalaniem się punktów pomiaru od niej mierzone wartości wzrastają. Prawidłowość ta była widoczna przy wszystkich wykonanych pomiarach.



Rys. Proces formowania kolumny kamiennej oraz towarzyszące mu aspekty badawcze

Na poziomie zasadniczych badań polowych wykonywano pojedynczą kolumnę za pomocą 10 tonowego ubijaka w mieszanych gruntach pylasto-piaszczystych. W czasie wykonywania kolumny oraz do 28 dni po tym fakcie wykonywano badania zmian parametrów gruntu za pomocą testów CPTU i DMT oraz pomiary inklinometryczne przemieszczeń poziomych otoczenia gruntowego kolumny. Wszystkie elementy badano w różnych odległościach od kolumny. Uzyskane wyniki badań polowych wskazują na bardzo dużą złożoność procesów zachodzących w podłożu w trakcie i po uformowaniu kolumny. Określono, że zasięg

deformacji wokół pojedynczej kolumny kamiennej jest większy niż ich standardowo używany w projektowaniu rozstaw. Wyniki badań zmian parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych podłoża są różne w zależności od zastosowanej metody (CPTU lub DMT). Różnice w wynikach mogą mieć związek z procedurą badań lub wskazywać na anizotropię wynikającą z uformowania kolumny. Na bazie otrzymanych wyników można domniemywać, że w projektowaniu kolumn kamiennych występuje duże niedoszacowanie nośności układu „kolumna - grunt słaby". Wynika ono z nie uwzględnienia deformacji podłoża oraz anizotropowych zmian w otoczeniu kolumny. Wyniki badań polowych wykazują na spadek parametrów mechanicznych otoczenia wbijanej kolumny kamiennej w czasie jej formowania, a następnie ich wzrost w czasie. Sugeruje to przeprowadzanie badań odbiorczych kolumn DR w możliwie długim czasie od ich uformowania.

Dodatkowe badania polowe wykonano aby określić przestrzenny rozkład wypiętrzeń obok wbijanej kolumny kamiennej. Wyniki tych badań i ich analiza pozwoliły określić uwarunkowania technologiczne mogące wpływać na obserwowane zmiany poziomu podłoża.

Obserwowane zmiany w otoczeniu wbijanej kolumny kamiennej były inne w warunkach laboratoryjnych i warunkach polowych. Pomimo stosowania w laboratorium energii ubijania 10 000 razy mniejszej niż w warunkach polowych odnotowano obok uformowanej kolumny znaczący wzrost parametrów sondowania CPT, który nie był dostrzegalny in situ. Może mieć to związek z różną charakterystyką podłoża w badaniach modelowych (makroporowate, nawodnione gliny) oraz polowych (pyły w stanie niepełnego nasycenia przewarstwione piaskami).

Badania wykonane przez autora wyróżniają się na tle innych, znanych z literatury testów. Można uznać, że mają one charakter pionierski. Realizacja badań w przedstawionym w pracy zakresie, było możliwe dzięki realizacji grantu nr 1989/B/T02/2011/40, finansowanego ze źródeł Narodowego Centrum Nauki.

ABSTRACT

This dissertation discusses the influence of dynamic replacement method on the soil adjacent to the column. Due to the specific and complex character of the topic, the author decided to choose experimental analysis as the most appropriate way to enhance knowledge on the presented topic. The specificity of the dynamic replacement method results in large deformations of soil adjacent to the column and in changes of soil properties. The existing methods of columns designing do not take into account the above mentioned changes. This is probably due to the difficulty of describing the processes occurring during and after column formation. The research presented in the dissertation give the basic information on these processes, their complexity and interdependencies. The following aspects of the research are analyzed: changes of mechanical parameters of the soil adjacent to the column, horizontal displacements of the soil, its uplift and the corresponding column shape.

The first tests were conducted in laboratory conditions and consisted in stone column formation (with the use of a 10-kg barrel-like rammer) in a test chamber which dimensions were 1 x 1 x 1 m. The chamber was filled with 40-cm layer of medium dense sand covered with another 40-cm layer of silty clay of LI=0,55. During the period of 28 day after the completion of column formation process, tests of cone resistance of CPT and of moisture changes were carried out in points located at different distances from the column. There was one test performed for a system without load and one in which the column was covered with granular mat and loaded with soil of the embankment. The largest displacements were identified in the closest vicinity to the column and the values decreased with increasing distance. The uplifts in the soil surrounding the column were asymmetric and their values were very small. Another analyzed values were the results of cone resistance of CPT, which showed that the main changes (qc increase) concerned only two points located in the closest vicinity to. They were due to the column formation process and to the fact that the column behaved as a drain. It was determined that as the result of soil loading, the consolidation occurs quicker. The analysis of moisture changes of weak soil indicated that regardless of the time after the process completion and the distance from the column, the values of moisture were similar in all the measuring points. However, the differences were observed when verifying the moisture at the same time in points located at different distances from the column. The values were the lowest in the close vicinity to the column and increased with the distance. This regularity was observed in all the measurements that were performed in the course of the research.

The main stage of the research consisted in field test during which a single column was formed in a mixture of silty and sandy soils using a 10-tonnes rammer. During column formation process and 28 days after its completion, soil parameters were measured using CPTU and DMT tests, as well as inclinometer measurements to verify horizontal displacements of soil surrounding the column. All the measurements were performed in a few

points located at different distances from the column. The results of field tests indicate that the processes occurring in soil during and after column formation are very complex. The extent of deformations around a single stone column is larger than the one considered usually during the design of column spacing. The results of the soil strength and deformation parameters changes are different and vary depending on the applied method (CPTU or DMT). The differences may be related to the test procedure or may be the proof of anisotropy resulting from the column formation. On the basis of these results, we may assume that the bearing capacity of the column-weak soil system is highly underestimated during stone column design. It is due to the fact that soil deformations and anisotropic changes in the soil adjacent to the column are not taken into consideration. The results of field tests indicate that the mechanical parameters of the soil surrounding the stone column decrease during column formation and increase after the process completion. It suggests that the acceptance tests for DR columns should be carried out as long time after the column formation as possible.

Additional field tests were performed in order to determine the spacial distribution of uplifts in the vicinity of DR column. Thanks to the results and analysis of the tests, it was possible to establish the technical conditions that may have the influence on the observed changes of soil uplift.

The mentioned changes occurring in the vicinity of DR column were different in laboratory and in situ conditions. Despite the rammer energy applied in laboratory which was 10 000 times smaller than the energy used during field tests, a significant increase of CPT parameters was noted close to the formed column, which was not observed during in situ tests. That may be related to the different character of soil used in laboratory (macropore, saturated clays) and field test (non-fully saturated silts with sandy interbeddings).

The author's research differs from other tests presented in the literature on the subject and can be considered as pioneering. It was possible to conduct the research as they are described thanks to the grant no 1989/B/T02/2011/40 funded by the Polish National Science Centre.