

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ
ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ
ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОНИЖЕННОЙ ПРОЧНОСТИ,
УПРОЧНЕННЫХ СПОСОБОМ ВЕРТИКАЛЬНОГО
АРМИРОВАНИЯ ГРУНТА**

КРАВЦОВ В.Н., ЛАПАТИН П.В. , ЯКУНЕНКО С.А.**

Белорусский национальный технический университет

РУП «Институт «БелНИИС»*

Минск, Беларусь

Введение

Для сокращения затрат при возведении плитных фундаментов в сложных грунтовых условиях РУП «Институт БелНИИС» предложены способы упрочнения слабых и малопрочных оснований плитных фундаментов вертикальным армированием грунта сваями уплотнения (забивными, набивными в пробитых скважинах), проведены соответствующие исследования, на основе которых разработаны методы проектирования упрочненных оснований (геомассивов) и нормативно-техническая документация для их массового внедрения /1-3/.

Разработанные способы изготовления геомассивов с применением вертикального армирования грунта (ВА) отличаются от известных ударно-вибрационных технологий их упрочнения (трамбовка, виброукатка) универсальностью (возможностью применения в различных грунтовых и гидрогеологических условиях и использования для этих целей имеющегося в строительных организациях республики стандартного оборудования), более высокой надежностью и индустриальностью.

В настоящей статье даны основные результаты выполненной работы.

Общая характеристика, цели и задачи работы

Целью выполненной работы явилось снижение себестоимости фундаментов на основаниях пониженной прочности ($E \leq 7 \text{ МПа}$) на 20-30% за счет их упрочнения способом вертикального армирования грунта.

Сущность способа упрочнения ВА заключается в создании конструктивными либо физико-химическими методами в массиве упрочняемого грунта вертикально расположенных армоэлементов (бетонные, песчано-гравийные и др.), более прочных, чем грунт, воспринимающих сжимающие, растягивающие напряжения, перекрывающих критические площадки скольжения (сдвига) грунта. Армоэлементы не сопряжены с плитным фундаментом. Они работают совместно с упрочняемым грунтом, образуя комбинированное основание с эквивалентным модулем деформации, превышающим модуль деформации не упрочненного грунта в несколько раз.

Анализ имеющегося опыта строительства [1, 2] показал, что в настоящее время отсутствуют полные, комплексные исследования работы геомассивов, нагруженных сжимающей нагрузкой, а также эффективные способы проектирования и устройства фундаментов на них с использованием местных ресурсов и материалов для изготовления армоэлементов. По результатам выполненного патентно-информационного исследования подана заявка и получен патент на упрочнение оснований плитных фундаментов пониженной прочности вертикальным армированием грунта [4].

Методы и результаты исследований

Задачами экспериментальных исследований являлось:

- изучение физико-механических свойств грунтов после устройства в них различными способами (бурение, бурораздвижка, прокол, виброударные методы) армоэлементов из свай;
- изучение сжимаемости, характера деформирования и устойчивости оснований из вертикально-армированных микросваями грунтов под нагрузкой при различных шаге и длине армоэлементов;
- оптимизация характеристик армоэлементов (шага, диаметра, длины);
- определение оптимальных составов грунтобетона для устройства армоэлементов.

В лабораторных условиях исследовались физико-механические свойства песчаного и глинистого грунтов в зависимости от процента крупных включений (армоэлементов) в образце стандартными методами: физические характеристики армоэлементов определялись по ГОСТ 5180[8], компрессионные и сдвиговые испытания по ГОСТ 12248-2010 [5] (рисунок 1). После подбора для рассматрива-

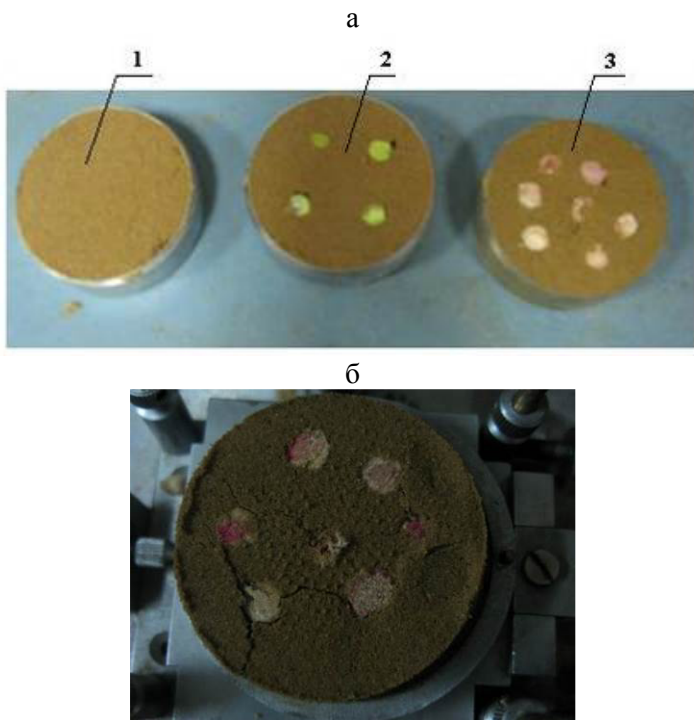
емого грунта оптимального процента армирования проводились модельные испытания геомассивов в плоском лотке (рисунок 2).

Результаты лабораторных исследований свойств упрочненного армоэлементами грунта и лотковых испытаний моделей геомассивов показали, что: а – эквивалентные модули деформации E_s и сцепления c_s в зависимости от процента армирования увеличиваются в несколько раз, практически при постоянном угле внутреннего трения φ ; б - в пределах армированного сваями массива грунта до критической нагрузки происходят преимущественно вертикальные деформации уплотнения.

Для рыхлых грунтов наиболее эффективен вариант устройства армоэлементов за пределами площади нагружения (законтурное армирование) и их конусное расположение по глубине (рисунок 3) с «выходом» армоэлементов за пределы штампа-фундамента на $0,5-1,0 S$ в зависимости от исходных прочностных характеристик грунта (S - шаг армоэлементов). Это позволяет значительно повысить несущую способность и снизить деформативность (осадку) основания фундамента не менее чем на 30-50% (последнее по сравнению с неармированным основанием).

С целью проверки результатов лабораторных исследований, а также разработанного оборудования и различных способов устройства, выполнен комплекс экспериментальных натурных (полевых) исследований геомассивов на 9 экспериментальных объектах (опытных площадках).

На опытных площадках проводились испытания грунта как до, так и после его упрочнения сваями уплотнения с определением их характеристик лабораторными и полевыми стандартными методами. В полевых условиях геомассивы испытывались динамическим, статическим зондированием по ГОСТ 19912-2001 /6/ и штампом по ГОСТ 20276-99 [7] с последующей откопкой и отбором образцов грунта для лабораторных исследований.



а – общий вид образцов для лабораторных испытаний: неармированного (поз. 1) и армированных (поз. 2 и 3), подготовленных для испытания на сдвиг; б – характер разрушения армированного образца при испытании на сдвиг.

Рис. 1. Образцы мелкого песка для лабораторных исследований влияния процента армирования на его прочностные и деформационные характеристики (серия 7)

Были испытаны геомассивы из песчаных и глинистых грунтов, упрочненных по технологии ВА, где в качестве армоэлементов применялись мелкозаглубленные набивные грунтобетонные сваи (в буровых, бурораздвижных, проколотых и выштампованных скважинах) диаметром 100-200 мм, длиной 1,5-3 м и готовые забивные микросваи сечением 150-200 мм длиной 1,5-5,0 м [1, 2, и др.].

Примеры опытных площадок и общий вид установки для их испытаний на одной из опытных площадок даны на рисунках 4, 5.

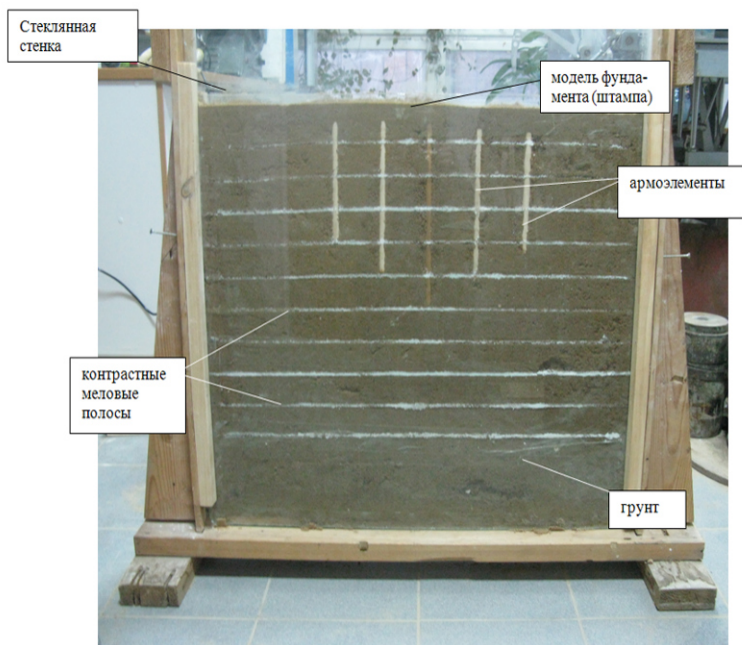
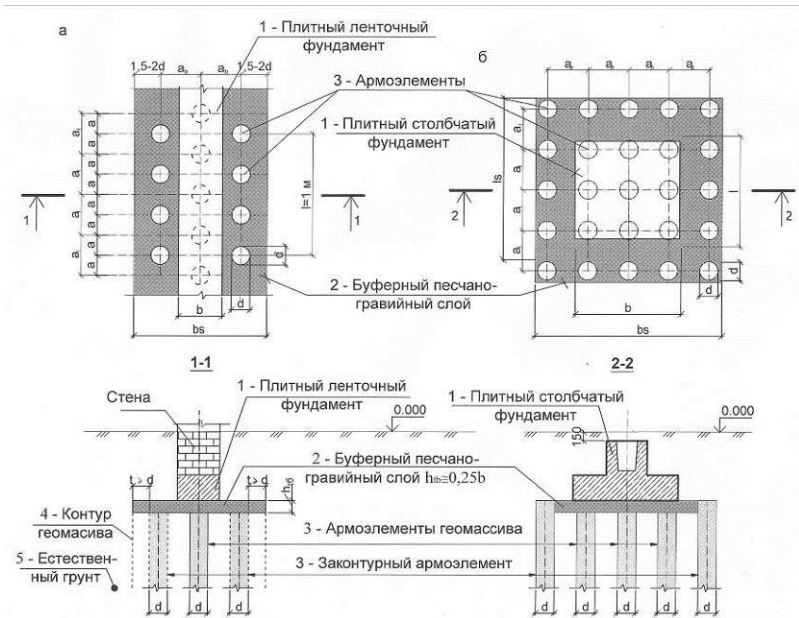


Рис. 2. Общий вид плоского лотка для лабораторных модельных испытаний армированных грунтов опытных геомассивов

Результаты полевых натуральных испытаний подтвердили данные, полученные в лабораторных условиях, и эффективность заявленного решения по упрочнению оснований плитных фундаментов методом вертикального армирования сваями уплотнения. Характерные результаты испытаний геомассивов в лабораторных и полевых условиях даны на рисунке 6.

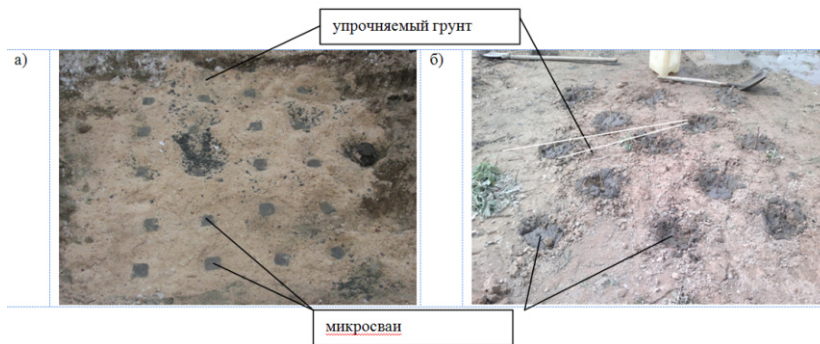
Расчет и конструирование армированных оснований

Оценка и обработка свойств грунтов упрочненных оснований произведены по стандартным методикам [5-8]. Полученные результаты исследований послужили основной для уточнения положений норм [9] и разработки методов расчета и конструирования оснований плитных фундаментов пониженной прочности, упрочненных вертикальным армированием грунтов, суть которых заключается в следующем.



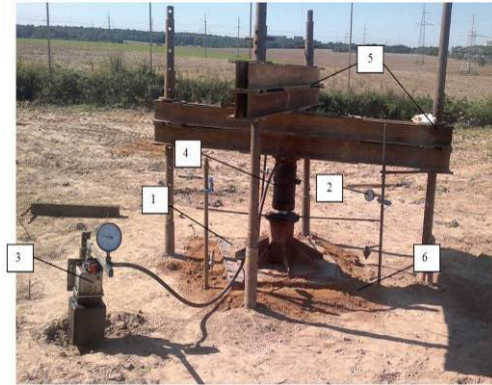
- а – вертикальное армирование основания ленточного плитного фундамента с законтурными армоземлементами;
 б – вертикальное армирование основания столбчатого плитного фундамента с законтурными армоземлементами

Рис. 3. Разработанные схемы вертикального армирования оснований плитных фундаментов

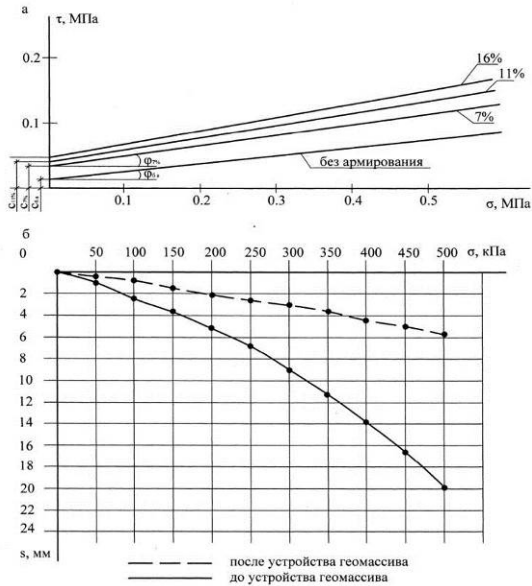


- а – геомассив из забивных свай на ОП8; б – геомассив из набивных грунтобетонных свай на ОП9

Рис. 4. Общий вид готовых армоземлементов (геомассивов) на опытных площадках ОП8 и ОП9



1 – металлический опытный фундамент (штамп); 2 – реперная система с прогибомерами 6 ПАО; 3 – насосная станция; 4 - гидроцилиндр ЦГ-50; 5 – упорная балочно-анкерная конструкция; 6 - песчано-гравийная буферная подушка
 Рис. 5. Общий вид опытной площадки ОП9, оборудования и установки для испытания геомассива



а – график сдвиговых испытаний неармированных и армированных (7%-16%) образцов пылеватого песка ($\rho=1,6 \text{ г/см}^3$, $w=8\%$); б – графики испытания геомассива штампом-фундаментом $s=f(p)$

Рис. 6. Характерные результаты лабораторных и натурных испытаний грунта и геомассива на ОП8

1 - геомассив ВА работает, не как свайное, а упрочненное армо-элементами (уплотненное) грунтовое основание с эквивалентными характеристиками (ρ_3, c_3, E_3) не менее чем в 2-3 раза, превышающими их значения в неармированном грунте и обладает по отношению к природному грунту ярко выраженной прочностной и деформационной анизотропией и наличием арочного эффекта.

2 - Разрушение геомассива ВА от предельной нагрузки происходит по следующим схемам:

а – от выпора из под фундамента грунта буферной подушки, если ее мощность больше предельной толщины ($h_{тб} > 0.75b$, где b – ширина фундамента или $E \leq 20 \text{ МПа}$);

б – от проскальзывания (задавливания) армоэлементов относительно естественного грунта при нагрузках на основание более критических $p_0 \geq 0,8R$ или при отсутствии буферного слоя;

в – от потери устойчивости геомассива по явно выраженным условно прямолинейным поверхностям скольжения по рисунку 7.

Таким образом, для оценки степени устойчивости и исследования условий возникновения сдвигов в основании плитного фундамента, вполне очевидна возможность применения общей теории механики грунтов, в частности равновесия горных пород, рассмотренных в работах. Терцаги, Б.В. Бахолдина, В.Г.Березанцева, В.А.Флорина и др.

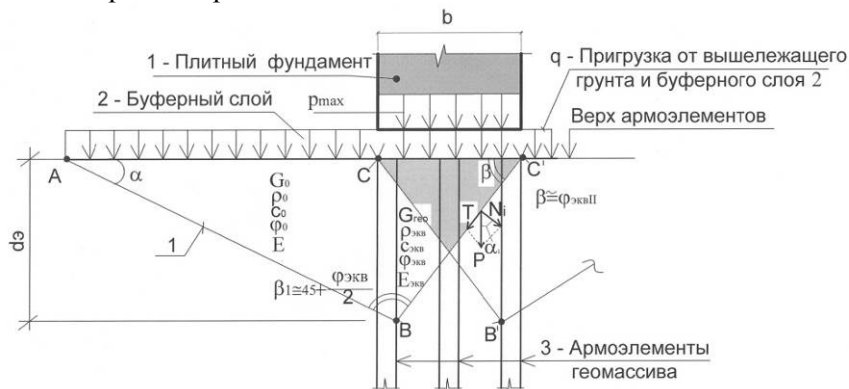


Рис. 7. Приближенные поверхности скольжения в геомассиве для осесимметричной задачи по результатам экспериментальных данных (расчетная схема)

Исходя из вышеизложенных принципов и результатов выполненных исследований, а также классических положений механики

грунтов в РУП Институт БелНИИС» разработана методика расчета и конструирования геомассивов из грунта упрочненного вертикальным армированием, которая заключается в следующем:

1 – по п. 5.6.2 ТКП 45-5.01-254 [10] назначается допустимая величина осадки плитных фундаментов s_u , см, для проектируемого сооружения, которая подставляется в формулу 5.29 /9/ и «обратным счетом» по формуле (1) устанавливается величина минимального эквивалентного модуля деформации, $E_{\text{экв. min}}$, для проектируемого геомассива, обеспечивающего осадки сооружения меньше допускаемых.

$$E_{\text{экв. min}} = \beta \frac{p_{\text{max}} H_c}{s_u}, \quad (1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный: при p_{max} до 0.2 МПа – $\beta=1$; при p_{max} от 0,2 до 0.3 МПа – $\beta=0,8$;

p_{max} – максимальное давление плитного фундамента на основание, МПа;

s_u – допустимая конечная осадка основания плитного фундамента, регламентируемая проектом или /9/, м (рекомендуется не более 8 см, для жилых зданий $s_u \leq 5$ см);

$H_c = \beta \cdot p_{\text{max}} / \gamma_m$ – условная минимальная глубина сжимаемой зоны, м; γ_m – средний удельный вес грунта ниже подошвы фундамента на глубину не менее двух его ширин, МН/м³.

2 – используя зависимость между модулем общей деформации E_0 (или коэффициентом сжимаемости a_0) и коэффициентом пористости e (компрессионная зависимость или результаты испытания штампов), для $E_{\text{экв. min}}$ определяется требуемый коэффициент пористости $e_{\text{экв. расч.}}$ грунта геомассива после упрочнения основания армоэлементами из свай, который является основным показателем для разработки проекта геомассива ВА;

3 – по теории предельного равновесия с использованием расчетной схемы на рисунке 7 устанавливаются необходимые прочностные характеристики упрочненного грунта (угол внутреннего трения $\varphi_{\text{экв.}}$, град, и сцепление $c_{\text{экв.}}$, МПа), при которых устойчивость основания (геомассива ВА) будет обеспечена при $K_{\text{уст.}}=1,2$;

4 – используя известные зависимости из механики грунтов изменения прочностных характеристик от плотности-влажности, по формулам (2) – для песчаных и (3) – глинистых грунтов, устанавли-

вается необходимая минимальная плотность грунта (коэффициент пористости $e_{уп.min}$)

$$e_{п.min} = e_{макс} - I_D (e_{макс} - e_0), \quad (2)$$

$$e_{г.л.min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w \cdot 100} (w_p + 0.5I_p), \quad (3)$$

где e_0 , $e_{макс}$ — коэффициенты пористости песка соответственно в исходном (рыхлом) состоянии и в предельно плотном состоянии; $I_D=0.7-0.8$ — индекс относительной плотности; w_p и I_p — соответственно влажность на границе раскатывания и число пластичности; γ_s , γ_w — соответственно удельный вес частиц и воды, $кН/м^3$.

Если $e_{э.р.расч}$ (см. п. 2) меньше минимального значения коэффициента пористости для данного грунта $e_{уп.min}$ по формулам (2) и (3), применение армоэлементов для упрочнения - не эффективно.

5 - при расположении армоэлементов в шахматном порядке по вершинам равностороннего треугольника шаг a и расстояние между сваями l , $м$, определяются из выражения (4) и (5)

$$a_{max} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3,5 (\gamma_{э.р.расч} - \gamma_0)}}, \quad (4)$$

$$l_{max} = a_{max} / 2 \cdot \cos 45^\circ \quad (5)$$

где d_a — диаметр армоэлемента, $м$; $\gamma_{э.р.расч}$ — удельный вес упрочняемого грунта по (6), $кН/м^3$; γ_0 — удельный вес грунта до уармирования, $кН/м^3$;

$$\gamma_{э.р.расч} = \frac{(A - nA_a) \gamma_0 + nA_a \gamma_a}{A}, \quad (6)$$

$$n = \frac{A \cdot \Delta A}{A_a}, \quad (7)$$

где A — площадь всего или $1 м^2$ геомассива $ВА$ под плитным фундаментом, $м^2$; A_a — площадь одного армоэлемента, $м^2$; n — количество армоэлементов в пределах всей площади или на $1 м^2$ геомассива плитного фундамента по формуле (7), шт;

$\Delta A = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_{э.р.расч}}{1 + \epsilon_0}$ - требуемая величина изменения (уменьшения)

единицы объема скелета грунта природного сложения в результате армирования до требуемой плотности по пп. 2 и 4; γ_a — удельный вес материала армоэлемента, $кН/м^3$ (для бетона — $23 кН/м^3$);

6 – длина армоэлементов L , м, геомассива ВА должна приниматься равной для водонасыщенных глинистых грунтов не менее высоты его сжимаемой толщи H_c , в остальных случаях, как правило, до отметки, где дополнительное вертикальное удельное давление на подстилающий грунт ниже подошвы геомассива ВА не превышает его расчетного сопротивления R , но не менее двух ширин для столбчатых и трех-четырёх для ленточных плитных фундаментов;

7 – мощность буферной подушки $h_{б}$ (см. поз.2 на рисунке 3) назначается по формуле (8) но не более 1/5 ширины плитного фундамента b и не менее 0,15 м.

$$h_{б} = \frac{s_{бу} \cdot E_б \cdot \Sigma A_a}{p_{max}}, \quad (8)$$

где p_{max} – максимальное давление на буферную подушку от плитного фундамента, МПа; ΣA_a – площадь всех оголовков армоэлементов, m^2 ; $E_б$ – модуль деформации уплотненной буферной подушки в зависимости от ее материала, принимаемый равным не менее: для песка средней крупности – 20 МПа; для крупного песка и известкового щебня – 25 МПа; для гранитного щебня – 40 МПа; в случае применения других материалов значение $E_б$ можно принимать исходя из условия, что бы его осадка $s_{бу}$ не превышала $s_{бу} \leq 15$ мм;

8. Конечная средняя осадка основания (s_r) для плитного фундамента на геомассиве из свай вычисляется методом послойного суммирования согласно ТКП 45-5,01-67 /9/ по формуле (9)

$$s_r = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_s}, \quad (9)$$

где s , σ_{zpi} , h_i – обозначения по /9/; E_s - эквивалентный модуль деформации слоев грунта на которые разбивается сжимаемая зона основания, состоящая (см. рисунки 3, 7) из буферной подушки 2, геомассива 4, и подстилающего природного грунта 5 (см. рисунок 3).

Пример

Требуется спроектировать геомассив ВА под плитный фундамент с давлением на основание $p_{max}=0,15$ МПа и допустимой осадкой $s_u=8$ см. на основании из лессовидного суглинка ($\gamma_0=19,1$ кН/м³; $\gamma_s=27,1$ кН/м³; $w_0=10\%$, $e_0=0,8$, $\phi_0=15^\circ$, $c_{оп}=0,06$ МПа $E_0=4,5$ МПа) армируемое сваями диаметром $d_a=0,3$ м ($A_a=0,071$ м², $\gamma_a=23$ кН/м³).

Решение (расчет). Расчет выполняется на 1 м^2 площади фундамента в следующей последовательности.

1 По формуле (1) при $s_u \leq 8$ см и сжимаемой зоне грунта

$$H_c = \beta \cdot p_{\max} / \gamma_0 = 1 \cdot 0.15 / 0.0191 = 7.85 \text{ м.}$$

$$E_{\text{экр.расч}} = \beta \frac{p_{\max} \cdot H_c}{s_u} = 1 \frac{0.15 \cdot 7.85}{0.08} \approx 15 \text{ МПа,}$$

2 На компрессионной кривой (данные лабораторных испытаний) устанавливаем для $E_{\text{экр.расч}} = 15 \text{ МПа}$ - экв.расч=0.65. По формулам 2-8 находим оптимальное значение a , a , l , $h_{\text{тб}}$.

$$n = \frac{A_{\Delta A}}{A_a} = \left(1 \cdot \frac{(0.8 - 0.65)}{1 + 0.8} \right) / 0.071 \approx 2 \text{ шт/м}^2.$$

$$Y_{\text{экр.расч.}} = \frac{(1 - n \cdot A_a) \cdot \gamma_0 + n \cdot A_a \cdot \gamma_s}{A} = \frac{(1 - 2 \cdot 0.071) \cdot 19.1 + 2 \cdot 0.071 \cdot 22}{1} = 19.73 \text{ кН/м}^2.$$

$$a_{\text{б(т)max}} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3.5(Y_{\text{экр.расч}} - \gamma_0)}} = 0,3 \sqrt{\frac{3,14 \cdot 19,1}{3,5(19,73 - 19,1)}} = 1.56 \approx 1.6 \text{ м;}$$

$$l_{\text{max}} = \frac{a_{\text{бmax}}}{2 \cdot \cos 45^\circ} = \frac{1.6}{2 \cdot 0.71} = 1,15 \text{ м.}$$

$$h_{\text{тб.min}} = \frac{s_u \cdot E_{\text{тб}} \cdot \Sigma A_a}{R_{\text{max}}} = \frac{0.015 \cdot 20 \cdot 0.142}{0.15} \approx 0,284 \approx 30 \text{ см}$$

Длину армоэлементов (свай) назначаем равной толщине первого слабого слоя плюс 0,5 м и проверяем принятые параметры (n , a , l) исходя из критериев $s < s_u$, $\sigma_{\text{зрi}}$, где R_0 – расчетное сопротивление подстилающего природного грунта, подстилающего геомассив.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кравцов, В.Н. Проектирование вертикально армированных оснований плитных фундаментов / В.Н. Кравцов// Труды международной конференции по геотехнике «Геотехника Беларуси: Наука и практика»: Сб. трудов межд. конф. редкол. Никитенко М.И.(отв.) [и др.]. – Минск: БНТУ, 2013. –Ч2. – 141-150 стр.

2. Сеськов, В.Е. Упрочнение оснований методом вертикального армирования грунтобетонными микросваями в пробитых скважинах/ В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, С.А. Якуненко// Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: Сб. трудов межд. конф. редкол.: Р.А. Мангушев (отв. ред.) [и др.]. – СПб: СПбГАСУ, 2010. – с.295-300.

3. Р1.02.133-2014 Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для

плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2014. – 28с.

4. Фундамент здания, возведенный на искусственно упрочненном слабом или малопрочном грунте и способ его возведения : пат. 18688 Респ. Беларусь, МПК E02D27/12 / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, Н.С. Лобастов., В.П. Лебедик ; заявитель РУП «Институт «БелНИИС». – № а 20111166 ; заявл. 02.09.2011 ; опубл. 02.09.11 // Официальный бюл. / Нац. центр интеллектуал. собств.. – 2011.

5. ГОСТ 12248-2010 Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – Минск: Госстандарт РБ, 2013. – 83 с.

6. ГОСТ 19912-2001 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – Минск: МаиС РБ, 2004. – 25 с.

7. ГОСТ 20276-99 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – Минск: МаиС РБ, 2000. – 25 с.

8. ГОСТ 5180 Грунты. Методы определения физических характеристик. – Минск: МаиС РБ, 1985. – 28 с.

УДК 624.153.524

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНО АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

КУДРЕВИЧ О.О.

Белорусский национальный технический университет

РУП «Стройтехнорм»

Минск, Беларусь

Введение

В настоящее время в Беларуси ведется активное строительство на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями, которые составляют около 30% территории республики.