

doi: 10.5862/MCE.56.3

Расчет конечной осадки глинистых оснований, армированных вертикальными элементами

*Канд. техн. наук, заведующий кафедрой А.О. Попов,
Казанский государственный архитектурно-строительный университет*

Аннотация. Армирование оснований широко используется при строительстве зданий и сооружений на сложных грунтах, где использование свайных фундаментов нецелесообразно.

Важным отличием армированного основания от свайного является то, что отсутствует прямой контакт между фундаментом (ростверком) и сваей, а нагрузка на армированное основание передается через грунт. Именно это кардинально влияет на напряженно-деформированное состояние, а следовательно, и на несущую способность и осадки.

В настоящей статье автором на основании ранее проведенных экспериментальных и теоретических исследований представлен новый методологический подход к расчету конечной осадки глинистых грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами, с учетом влияния областей предельного состояния.

Ключевые слова: несущая способность; осадка; армирование грунта; вертикальный армирующий элемент

Введение

Увеличивающаяся из года в год стоимость зданий и земельных участков в городах России диктует увеличение этажности проектируемых зданий и, как следствие, нагрузок, а также формирует тенденцию к освоению участков, считавшихся ранее непригодными для строительства. При этом передаваемые суммарные нагрузки (с учетом собственного веса грунта) на основание в отдельных случаях могут достигать 1,0 МПа. При высоких нагрузках или неблагоприятных инженерно-геологических условиях площадок строительства одним из способов увеличения несущей способности и уменьшения осадок оснований является вертикальное армирование грунтов в основании зданий и сооружений. Армирование грунтов широко используется при строительстве зданий и сооружений на лессовых просадочных, слабых и сильносжимаемых водонасыщенных, рыхлых песчаных и насыпных грунтах, когда использование традиционных конструкций фундаментов, в том числе и свайных, экономически не целесообразно.

Армированное вертикальными элементами грунтовое основание представляет собой комбинацию грунта и армирующих элементов. За счет введения армирующих элементов, взаимодействующих с грунтовым основанием по боковым поверхностям и торцам, изменяются условия деформирования. Передача нагрузки на армированное основание через грунт позволяет использовать несущую способность грунтового основания в полном объеме. Армированное основание может быть устроено как сваями заводского изготовления, в том числе из стальных труб и прокатных элементов, так и выполнением армирующих элементов в предварительно устроенных скважинах. Независимо от метода создания армирующих элементов процесс возведения зданий и сооружений оказывается непрерывным, а строительство может быть продолжено сразу же после окончания работ по изготовлению армирующих элементов – нет необходимости ждать момента набора ими марочной прочности.

Отличительная особенность армированных оснований в том, что нагрузка на них передается через грунт. Именно это, казалось бы, незначительное отличие от свайных фундаментов (того или иного вида) приводит к тому, что при нагружении несущая способность грунта используется в полном объеме, а армирующие элементы включаются в полную работу на стадии сдвига.

На момент проведения исследования отсутствуют опытные данные по испытаниям свайных и армированных оснований в идентичных грунтовых условиях, однако аналитическими расчетами установлено, что несущая способность армированных оснований в некоторых случаях больше в 1,28 раз, а расчетные значения осадок ниже в 1,7 раз.

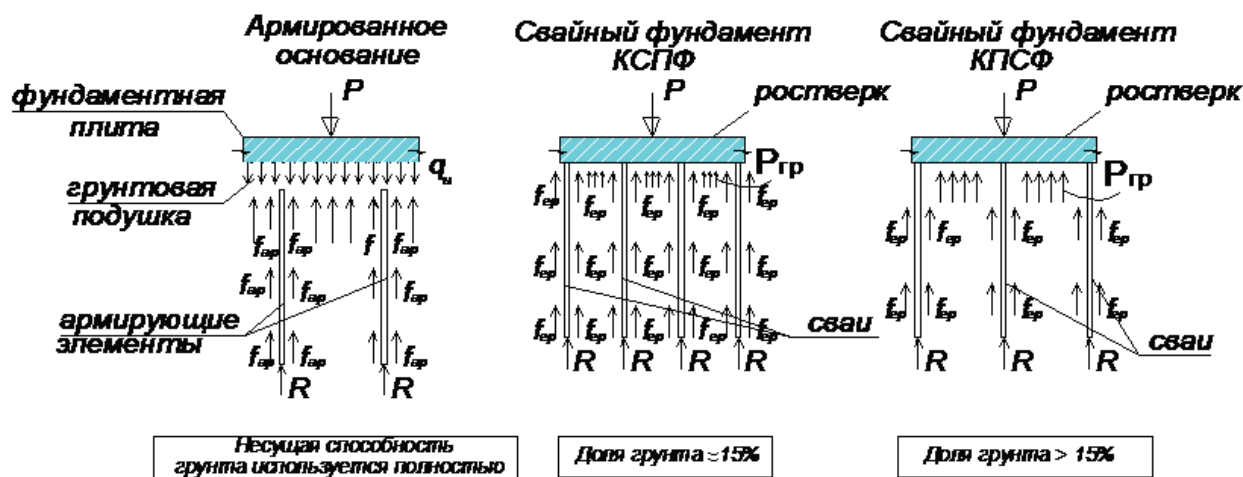


Рисунок 1. Схемы передачи нагрузки на армированное вертикальными элементами грунтовое основание, свайное основание типа КСПФ (комбинированный свайно-плитный фундамент) и КПСФ (комбинированный плитно-свайный фундамент)

Обзор литературы

Инженерные методы расчета, учитывающие взаимодействие армирующих элементов с окружающим их слабым грунтом, в настоящее время еще не разработаны, поэтому используются приближенные методы, основанные на учете различной сжимаемости материала армирующих элементов и окружающего грунта. Инженерные расчеты армированных оснований можно разделить на две основные группы: методом приведенного модуля [1–5] и методом условного фундамента [5–12]. Оба метода связаны с целым рядом допущений, которые в целом достаточно серьезно влияют на точность расчета. Так, например, допускают, что армирующие элементы по отношению к окружающему грунту являются несжимаемыми (абсолютно жесткими) и неизгибаемыми, пренебрегают собственным весом грунта и армирующих элементов, не учитывают обжатие буферного слоя (грунтовой подушки). Принимается, что армирующие элементы и грунтовой массив между армирующими элементами являются единым монолитом, а армирующие элементы включаются в работу непосредственно при приложении нагрузки.

В современной геотехнической практике, помимо инженерных расчетов, особое место занимают численные методы расчета армированных вертикальными элементами грунтовых оснований [1, 9, 12–19], однако эти решения не всегда корректны, связано последнее с методологическими особенностями того или иного метода решения. Так, решения с использованием метода конечных элементов связаны с тем, что грунтовой массив и армирующие элементы являются единым целым, а следовательно, и деформируются совместно, так как связаны между собой в узлах конечноэлементной сетки, при этом никакого проскальзывания армирующих элементов методологически произойти не может, что противоречит экспериментальным данным. Решения с использованием методов сил и конечных разностей позволяют учитывать проскальзывание армирующих элементов, однако, несмотря на серьезный математический аппарат, все равно приводят к решениям относительно приведенного модуля деформаций с описанными выше недостатками и условностями.

Постановка задачи

В ранних работах [20–22], выполненных автором, осадка армированного основания определялась с использованием приведенного модуля деформаций, полученного исходя из предположения об осреднении податливостей (гипотеза Райса) и среднегармоническом осреднении деформаций (гипотеза Фойгта), а для учета вышеуказанных недостатков в расчетной методике использовались эмпирические коэффициенты и диаграммы, полученные по результатам испытаний [23, 24]. В настоящей работе автором предлагается метод учета влияния областей предельного состояния армированного вертикальными элементами грунтового основания, лишенный недостатков ранних работ в виде диаграммного метода и эмпирических коэффициентов.

Проведенные экспериментальные исследования несущей способности и осадок оснований, армированных вертикальными элементами, показали, что несущая способность грунтового

основания увеличивается в 1,42...2,37 раза, при этом осадка основания снижается в 1,25...3,15 раза в зависимости от длины элементов и характера армирования.

Назначение основных параметров армирующих элементов и область применения метода

Экспериментальные и теоретические исследования [20–24] показали, что армированные основания эффективны при преобразовании прочностных и деформационных грунтов в основании плитных и столбчатых фундаментов каркасных зданий с регулярной и нерегулярной схемой расположения элементов в плане и по длине. Диаметр армирующих элементов зависит от методики создания армированного грунтового массива и имеющегося парка машин и механизмов.

Анализ лабораторных и полевых исследований позволил выявить границы эффективного применения армированных оснований, которые для модуля деформации находятся в интервале от 5 до 25 МПа. Последние границы распространяются на сильно сжимаемые и мало сжимаемые грунты. При этом предварительный шаг армирующих элементов назначается от 7 до 11d в зависимости от модуля деформации грунта, окружающего армирующий элемент.

При проектировании длину армирующих элементов предлагается назначать исходя из инженерно-геологических условий площадки строительства согласно положениям СП 24.13330.2011. В случае если толща слабых грунтов имеет значительную мощность по глубине, допускается применять армирующие элементы, прорезающие массив слабого грунта не на всю глубину, при этом длина армирующих элементов должна быть не менее полуширины фундамента.

Грунтовая подушка (буферный слой) устраивается послойным уплотнением песчаного или щебенистого грунта, а толщина ее назначается исходя из равномерного распределения нагрузки на армированное грунтовое основание, при этом она не должна превышать толщины плитной части фундамента.

Назначенные шаг, диаметр и длина армирующих элементов проверяются согласно расчетным положениям настоящей статьи, которые приведены ниже. В случае невыполнения последних требований принимается решение по изменению длины, шага или диаметра армирующих элементов.

Описание исследования

При проведении испытаний армированных грунтовых оснований в лабораторных и полевых условиях [23, 24] исследовался характер развития уплотненных зон, схематичное изображение которых показано на рисунке 2. При проведении испытаний под подошвой прямоугольных штампов были обнаружены уплотненные зоны, размеры основания которых соответствовали габаритным размерам штампов. Высота и очертание наклонных плоскостей уплотненной зоны в различных сериях испытаний имели некоторое отличие в зависимости от длины армирующих элементов и схемы армирования. При испытании неармированного грунтового основания (рис. 2а) было определено, что высота уплотненной зоны составляла 226 мм, а очертание наклонных граней было линейным. Испытания армированных грунтовых массивов показали, что армирование грунтового основания изменяет размеры и геометрическую форму уплотненной зоны. Для испытаний по сериям 2–4 основание уплотненной зоны соответствует габаритным размерам штампа, однако имеет значительное развитие по глубине (от 124 до 164 мм), при этом высота уплотненной зоны в некоторых случаях увеличивается до 322 мм, а угол наклона граней к горизонту в значительной степени уменьшается.

Работа армирующих элементов в сжимающем силовом потоке отличается от общепринятых понятий «сваи-стойки» и «висячие сваи». По окончании испытаний армированных грунтовых оснований проводилась послойная откопка грунтовых оснований, при которой фиксировались перемещения армирующих элементов (рис. 2). Во всех испытаниях было выявлено деформирование грунта около армирующих элементов.

Деформирование грунта около армирующих элементов связано с включением армирующих элементов в работу при уплотнении грунтового основания. Помимо этого, были выявлены отклонения армирующих элементов от вертикали, свидетельствующие о том, что элементы испытывают не только осевое сжатие, но и нестационарный изгиб с переменным пролетом изгиба. Во всех испытаниях наибольшее перемещение оголовков наблюдалось в армирующих элементах, расположенных в крайних зонах.

Отклонение армирующих элементов от вертикали связано с формированием и развитием областей сдвига при потере устойчивости основания. Это явление возникает из-за того, что армирующие элементы пересекают поверхности скольжения и препятствуют перемещению грунтового основания в направлении наименьшего сопротивления в стороны и вверх. Отклонения армирующих элементов от вертикали зависят от длины, изгибной жесткости армирующих элементов и схемы армирования.

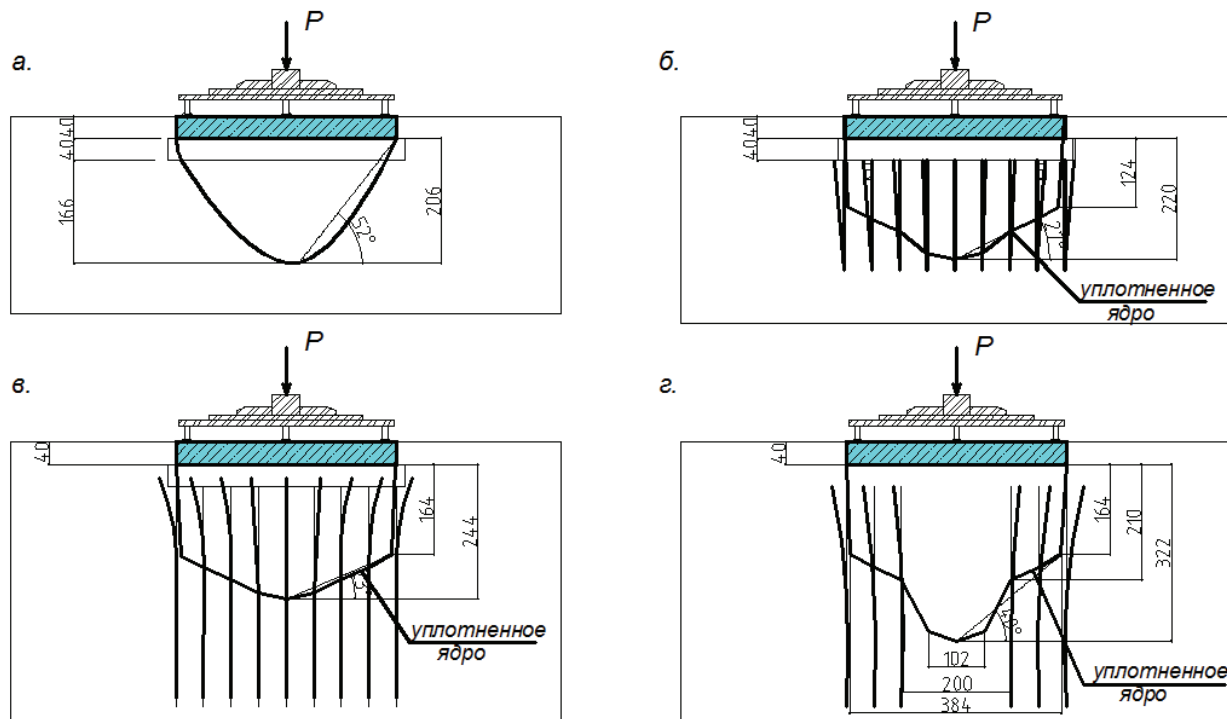


Рисунок 2. Схематичное изображение уплотненной зоны, построенное по результатам испытаний, проведенных автором [23, 24]:

- а) не армированное основание;**
б) основание, армированное элементами длиной, равной полуширине штампа $b/2$;
в) основание, армированное элементами длиной, равной ширине штампа b ;
г) основание, армированное элементами длиной, равной ширине штампа b , при нерегулярной схеме армирования (отсутствие элементов в центральной зоне)

Технология устройства, практические рекомендации и особенности проектирования, методы и способы армирования в настоящей работе не освещены, однако предложенная методика расчета разработана для усиления оснований армирующими элементами, обладающими изгибной жесткостью.

Изменение очертания уплотненной зоны связано с тем, что армирующие элементы изменяют напряженное состояние грунтового массива, частично ограничивая боковое расширение, а также ограничивая сдвиги. Габаритные размеры уплотненной зоны зависят от длины, изгибной жесткости армирующих элементов и схемы армирования.

Вспользуемся решением смешанной задачи, полученным В.В. Соколовским [25] для идеально связанного полупространства, имеющего на поверхности полубесконечную равномерно распределенную нагрузку, при этом компилируя схему таким образом, чтобы получить расчетную модель для полосовой нагрузки (рис. 3). Этот прием допустим, поскольку криволинейные области предельного состояния, постепенно развивающиеся в основании под полосовой нагрузкой, в верхней части близки по очертанию к областям (в виде секторов), соответствующим полубесконечной нагрузке. Следует предположить, что именно верхние части областей предельного состояния оказывают наибольшее влияние на увеличение интенсивности нарастания осадки в фазе сдвигов. Увеличивающаяся нагрузка p , приложенная к поверхности полупространства, армированного вертикальными элементами связанного грунта, приводит к тому, что предельное состояние зарождается по вертикали, проходящей через крайние точки (K и M), и затем развивается симметрично по отношению к вертикали.

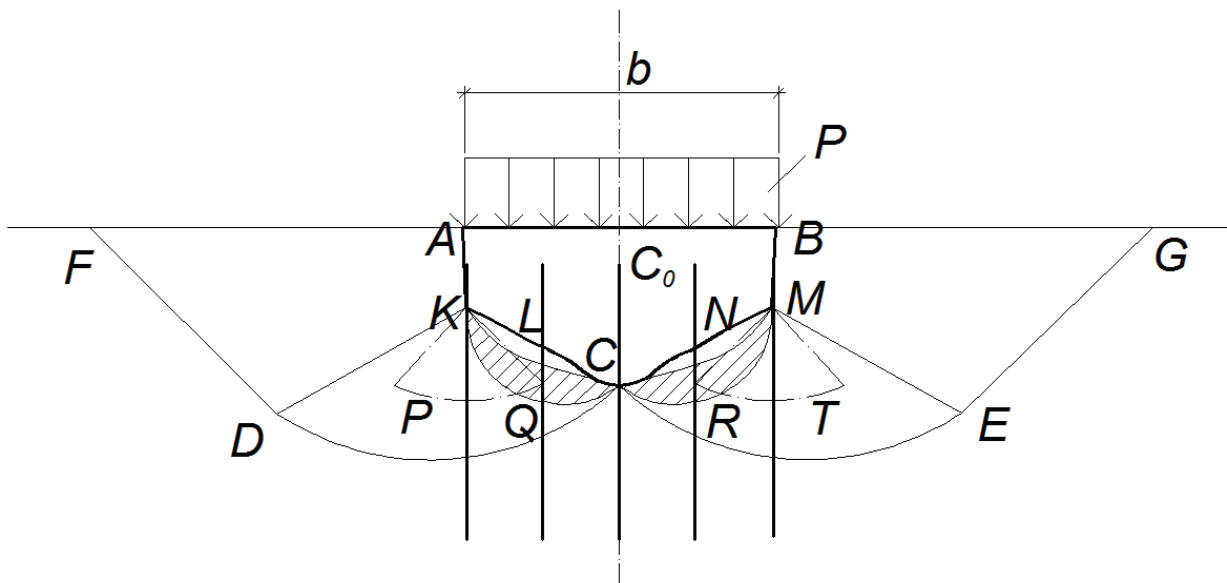


Рисунок 3. Очертания развивающихся областей предельного состояния

Увеличение осадки в фазе сдвигов происходит в основном за счет боковых смещений в секторах СКД и СМЕ. Поэтому вместо областей предельного состояния, соответствующих нагрузке, распределенной по полосе, можно приближенно ввести у краев полосы, в пределах слоя толщиной $b/4$ (выявлено по результатам испытаний), области в виде секторов КРQ и МRТ (рис. 3), имеющие площади, эквивалентные заштрихованным зонам пластических деформаций. Принимая во внимание соображения, изложенные выше, можно считать, что это упрощение существенно не повлияет на результат.

Составляющие перемещений находим по аналогии с [26], пользуясь выражениями для напряжений. Применяется полярная система координат, при этом положительные направления напряжений ($\sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{r\theta}$) и перемещений (u – радиальная, v – тангенциальная составляющие) показаны на рисунке 4.

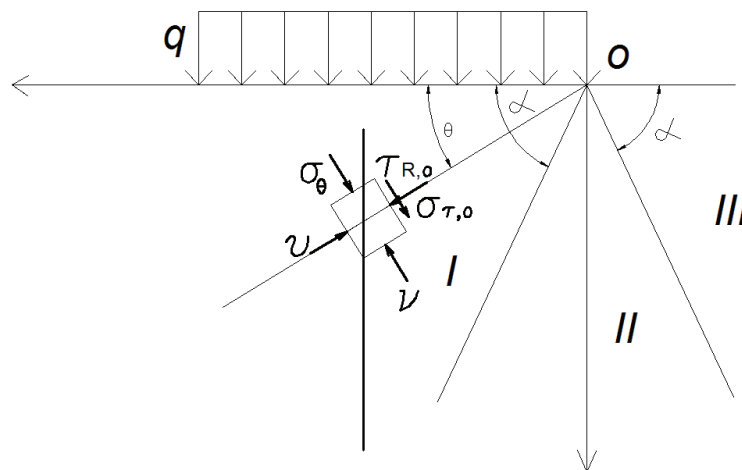


Рисунок 4. Составляющие напряжений и перемещений в данной точке

Исходя из схемы распределения напряжений (рис. 4) в расчет вводится значение уплотняющего давления, эквивалентное связности, учитывающее сопротивление сдвигу армирующих элементов в зоне пластических деформаций:

$$\sigma = 2(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n) \left[\pi - \frac{2\alpha - \sin 2\alpha}{1 - \cos 2\alpha} \right]. \tag{1}$$

Выражения для напряжений в I области ($0 \leq \theta \leq \alpha$):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r \\ \sigma_\theta \end{aligned} \right| = 2\left(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n\right) \left[2\pi + \frac{2\theta \cos 2\alpha - 4\alpha + \sin 2\alpha \pm \sin 2(\theta - \alpha)}{1 - \cos 2\alpha} \right],$$

$$\tau_{r\theta} = \left(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n \right) \left[\frac{\cos 2(\theta - \alpha) - \cos 2\alpha}{1 - \cos 2\alpha} \right];$$
(2)

в области II предельного состояния ($\alpha \leq \theta \leq \pi - \alpha$):

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \frac{\sigma}{2} + \left(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n \right) (\pi - 2\theta),$$

$$\tau_{r\theta} = c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n.$$
(3)

В III области ($\pi - \alpha \leq \theta \leq \pi$):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r \\ \sigma_\theta \end{aligned} \right| = 2\left(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n\right) \times \left[\frac{2(\theta - \pi) \cos 2\alpha + \sin 2\alpha \pm \sin 2(\theta + \alpha)}{1 - \cos 2\alpha} \right],$$

$$\tau_{r\theta} = \left(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n \right) \left[\frac{\cos 2(\theta + \alpha) - \cos 2\alpha}{1 - \cos 2\alpha} \right].$$
(4)

Используя величины составляющих деформаций:

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}; \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} + \frac{\partial v}{\partial \theta}; \gamma_{r\theta} = \frac{\partial u}{r \partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r}$$
(5)

и подставляя в последние выражения значения напряжений, последовательно интегрируя, получаем выражения для перемещений в области I:

$$u = \frac{1 + \mu}{E} \left(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n \right) r \left[(1 - 2\mu) \times \left(2\pi + \frac{2\theta \cos 2\alpha - 4\alpha + \sin 2\alpha}{1 - \cos 2\alpha} \right) + \frac{\sin 2(\theta - \alpha)}{1 - \cos 2\alpha} \right] + A \sin \theta + B \cos \theta,$$
(6)

$$v = \frac{1 + \mu}{E} \left(c + 3 \frac{M_u}{A_{sh} L_x} n \right) r \left[(1 - 2\mu) \times \left(\frac{\cos 2(\theta - \alpha) - 4(1 - \mu) \cos 2\alpha \ln r}{1 - \cos 2\alpha} \right) + A \sin \theta + B \cos \theta + C \right],$$
(7)

где E_{sp} – модуль деформации грунта, МПа;

μ – коэффициент относительной поперечной деформации;

c – удельное сцепление, МПа;

M_u – предельно допустимое значение момента, возникающего в поперечном сечении армирующего элемента, МН·м;

A_{sh} – площадь поверхностей сдвига, м²;

L_x – отрезок армирующего элемента, расположенный выше поверхности скольжения;

n – количество армирующих элементов, пересекающих поверхность скольжения;

A, B, C – постоянные интегрирования, определяемые условиями для перемещений на границах областей.

Для областей II и III выражения для перемещений получаем аналогичным образом.

Таким образом, расчет осадки с учетом симметричных областей предельного состояния ведется в следующем порядке:

- 1) по имеющемуся значению уплотняющего давления σ определяется угол α ;
- 2) по выражениям (6) и (7) определяются перемещения точек С и С₀;
- 3) деформация сжатия слоя между точками С и С₀ определяется как разность вертикальных проекций ΔS_1 ;
- 4) осадка точки С (рис. 3) вычисляется как для точки линейно деформируемого полупространства;
- 5) проекция перемещений на вертикаль дает осадку S_1 точки С;
- 6) осадка штампа определяется алгебраическим суммированием величины сжатия слоя ΔS_1 и осадки точки С как точки линейно деформируемого полупространства S_1 ;

$$S = S_1 + \Delta S_1$$

Предложенная методика апробирована при расчете осадок армированных оснований фундаментов резервуара для хранения нефтепродуктов в г. Нижнекамске Республики Татарстан (фактические значения осадки установлены по данным геотехнического мониторинга) и на четырех крупномасштабных штамповых испытаниях армированных оснований.

Резервуар имеет диаметр 28,5 м. Грунтовые условия площадки до глубины 18,0 м представлены глинистыми грунтами тугопластичной и текучепластичной консистенции. Для преобразования свойств грунтов были использованы составные армирующие элементы (сваи) заводского изготовления сечением 300 x300 мм длиной 19,0 м с шагом 2,5 м.

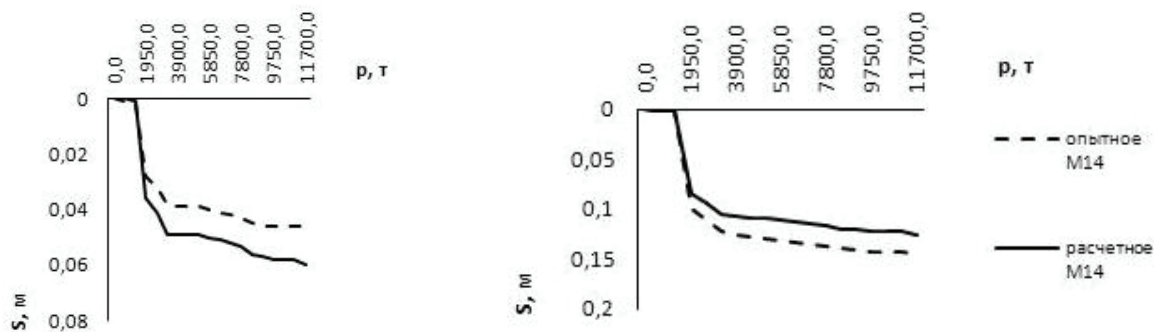


Рисунок 5. Графики сопоставления опытных и расчетных значений осадки армированного основания резервуара для хранения нефтепродуктов в г. Нижнекамске

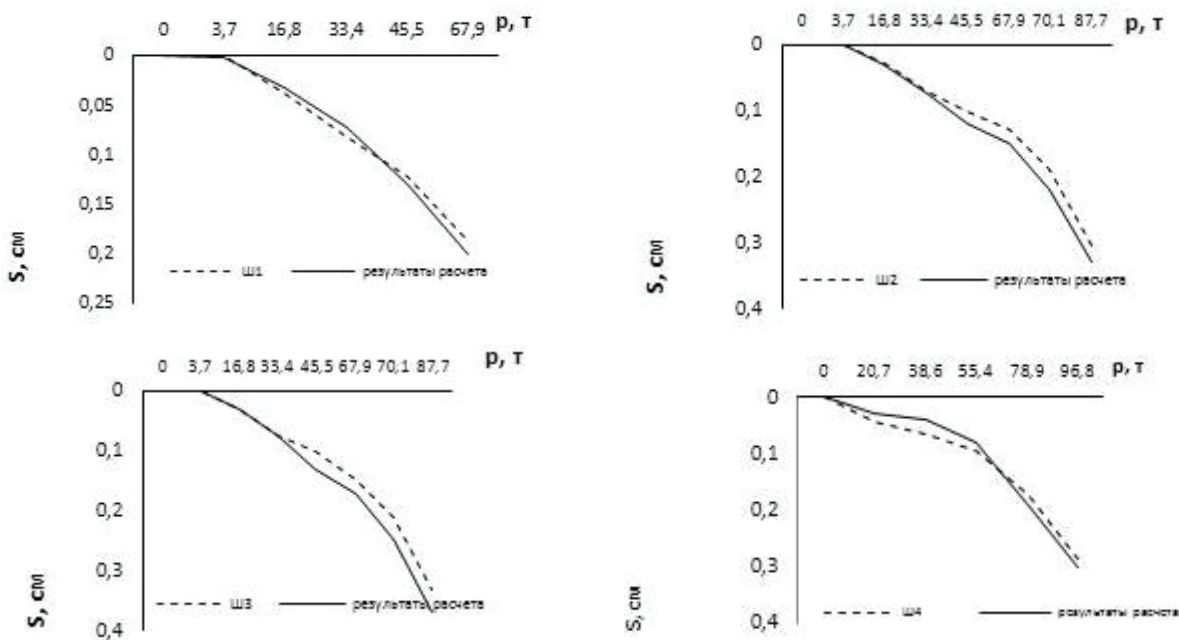


Рисунок 6. Графики сопоставления опытных и расчетных значений осадки армированного основания для штамповых испытаний Ш1, Ш2, Ш3, Ш4

При штамповых испытаниях испытывались модели с размерами 1,5 x 1,5 м и 2,0 x 1,8 м. Армирующие элементы представляли собой железобетонные сваи сечением 300x300 мм длиной 5,0 и 6,0 м.

Сопоставление результатов расчета с данными испытаний приведены на рисунках 5 и 6. Как видно из рисунков 5 и 6, данные, полученные на основе расчетной модели (сплошная линия на рисунке), показывают хорошую сходимость с результатами геотехнического мониторинга и штамповых испытаний (пунктирная линия на рисунке).

Выводы

1. Проведенные экспериментальные и теоретические исследования позволили выявить область эффективного применения армированных оснований – грунты с модулем деформации в интервале $5 \leq E \leq 25$ МПа. Последние границы распространяются на сильно сжимаемые и мало сжимаемые грунты.

2. Грунтовая подушка (буферный слой) устраивается послойным уплотнением песчаного или щебенистого грунта, а толщина ее назначается исходя из равномерного распределения нагрузки на армированное грунтовое основание, при этом толщина не должна превышать толщины плитной части фундамента.

3. Предварительный шаг и диаметр армирующих элементов в зависимости от модуля деформации грунта назначается в интервале от 7 до $11d$. Длину армирующих элементов предлагается назначать исходя из инженерно-геологических условий площадки строительства согласно положениям СП 24.13330.2011. В случае если толща слабых грунтов имеет значительную мощность по глубине, допускается применять армирующие элементы, прорезающие массив слабого грунта не на всю глубину, при этом длина армирующих элементов должна быть не менее полуширины фундамента.

Назначенные шаг, диаметр и длина армирующих элементов проверяются согласно расчетным положениям настоящей статьи, в случае невыполнения последних требований принимается решение по изменению параметров армирования.

4. Представлена новая схема очертания развивающихся областей предельного состояния армированного вертикальными элементами грунтового основания, учитывающая их реальные размеры, форму и деформации армирующих элементов.

5. Предложены выражения для определения уплотняющего давления для различных зон армированного основания, учитывающие сопротивление сдвигу армирующих элементов в зоне пластических деформаций. Получены выражения для определения перемещений в различных зонах армированного основания, с использованием которых определяется осадка армированного вертикальными элементами грунтового основания.

Литература

1. Тер-Мартirosян З.Г., Струнин П.В. Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии струйной цементации грунтов // Вестник МГСУ. 2010. №4. С. 310–315.
2. Desai C.S. Effects of driving and subsequent consolidation on Behavior of Driven Piles // Int. journal for Numerical and Analytical Methods in geomechanics. 1978. No. 2. Pp. 283–301.
3. Hegg U., Jammilkowski M.B., Parvis E. Behavior of oil tanks on soft cohesive ground improved by vertical drains // Proc. 8-th ECSMFE. 1983. No. 2. Pp. 627–632.
4. Джоунс Д.К. Сооружения из армированного грунта. М.: Стройиздат, 1989. 280 с.
5. BS 8006. Code of Practice for Strengthened Reinforced Soils and Other Fills. British Standards Institution. London, 1995. 206 p.
6. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Метод расчета свайных полей и других, вертикально армированных грунтовых массивов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1994. №3. С. 11–15.
7. Kawasaki T. Deep mixing method using cement hardening agent // Proc. 8-th ECSMFE. Stockholm, 1981. Pp. 721–724.
8. Paul Teng T. An introduction to the deep mixing methods as used in geotechnical application / US Department of transportation, federal highway administration, 2000.
9. Караулов А.М. Методика расчета вертикально армированного основания плитного фундамента // Материалы международной научно-практической конференции ПГАСА. Пенза: Изд-во ПГАСА, 2002. С. 66–69.
10. Нуждин Л.В., Кузнецов А.А. Армирование грунтов основания вертикальными стержнями // Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. М.: Изд-во МГСУ, 2000. С. 204–206.

11. Нуждин Л.В., Скворцов Е.П. Исследование динамического напряженно-деформированного состояния жестких вертикальных армоэлементов // Вестник ТГАСУ. 2003. №1. С. 225–230.
12. Jones D.R.V., Dixon N. A comparison of geomembranes/geotextiles interface shear strength by direct shear and ring shear // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference. Bologna, Italy. 2000. No. 2. Pp. 929–932.
13. Chen Y., Cao W., Chen R.P. An experimental Investigation of Soil Arching within Basal Reinforced and Unreinforced Piled Embankments // Geotextiles and geomembranes. 2008. No. 26. Pp. 164–174.
14. Han J., Gabr M.A. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil // Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE. 2002. No. 128(1). Pp. 44–53.
15. Huang J., Han J. Two-Dimensional Parametric Study of Geosynthetic-Reinforced Column-Supported Embankments by Coupled Hydraulic and Mechanical Modeling // Computers and Geotechnics. 2010. No. 37(5). Pp. 638–648.
16. Kempton G.T., Russell D., Pierpoint N., Jones C.J.F.P. Two and Three Dimensional Numerical Analysis of The Performance of Piled Embankments // 6th International Conference on Geosynthetics. 1998. Pp. 767–772.
17. Liu H.L., Charles W.W., Fei K. Performance of A Geogrid-Reinforced and Pile Supported Highway Embankment Over Soft Clays-Case Study // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 2007. No. 133(12). Pp. 1483–1493.
18. Russell D., Pierpoint N. An Assessment of Design Methods for Piled Embankments // Ground Engineering. 1997. No. 30(11). Pp. 39–44.
19. Smith M., Filz G. Axisymmetric numerical modeling of a unit cell in geosynthetic reinforced, column-supported embankments // Geosynthetics International. 2007. No. 14(1). Pp. 13–22.
20. Мирсяяпов И.Т., Попов А.О. Напряженно-деформированное состояние армированных грунтовых массивов // Инженерная геология. 2008. №1. С. 40–82.
21. Мирсяяпов И.Т., Попов А.О. Оценка прочности и деформативности армированных грунтовых оснований // Геотехника. 2010. №4. С. 58–67.
22. Мирсяяпов И.Т., Попов А.О. Экспериментально-теоретические исследования работы армированных грунтовых массивов // Известия КГАСУ. 2008. №2(10). С. 75–80.
23. Мирсяяпов И.Т., Попов А.О. Методика расчета армированных оснований // Вестник гражданских инженеров. 2009. №2(19). С.124–125.
24. Попов А.О. Несущая способность и осадки грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами // Промышленное и гражданское строительство. 2014. №11. С. 27–31.
25. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. Изд. 3-е. Л.: Физматгиз, 1960. 243 с.
26. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений. Л.: Стройиздат, 1970. 208 с.

Антон Олегович Попов, г. Казань, Россия

Тел. раб.: +7(9673)625746; эл. почта: a.o.popov@yandex.ru

© Попов А.О., 2015

doi: 10.5862/MCE.56.3

Settlement calculation of clay bed reinforced with vertical elements

A.O. Popov,*Kazan State University of Architecture and Engineering
+7(9673)625746; e-mail: a.o.popov@yandex.ru*

Key words

bearing capacity; settlement; soil reinforcement; vertical reinforcing element

Abstract

A distinctive feature of the reinforced pile foundation is that there is no direct contact between the foundation (pile cap) and pile, and the load on the reinforced base is transmitted through the soil. This seemingly minor difference from the pile foundation makes a radical change in the stress-strain state, and hence in the carrying capacity and settlement.

In this article on the basis of the previous experimental and theoretical research the author presents a new methodological approach to the calculation of the final settlement of clay soil foundations reinforced with vertical elements, allowing for the effect of the limit state areas.

References

1. Ter-Martirosyan Z.G., Strunin P.V. Usileniye slabykh gruntov v osnovanii fundamentnykh plit s ispolzovaniyem tekhnologii struynoy tsementatsii gruntov [Strengthening of weak soils in the bottom of base plates using the technology of jet grouting of soils]. *Vestnik MGSU*. 2010. No. 4. Pp. 310–315. (rus)
2. Desai C.S. Effects of driving and subsequent consolidation on Behavior of Driven Piles. *Int. journal for Numerical and Analytical Methods in geomechanics*. 1978. No. 2. Pp. 283–301.
3. Hegg U., Jammilkowski M.B., Parvis E. Behavior of oil tanks on soft cohesive ground improved by vertical drains. *Proc. 8-th ECSMFE*. 1983. No. 2. Pp. 627–632.
4. Jones D.K. *Sooruzheniya iz armirovannogo grunta* [Construction of reinforced soil]. Moscow: Stroyizdat, 1989. 280 p. (rus)
5. *BS 8006. Code of Practice for Strengthened Reinforced Soils and Other Fills*. British Standards Institution. London, 1995. 206 p.
6. Fedorovskiy V.G., Bezvoley S.G. Metod rascheta svaynykh poley i drugikh, vertikalno armirovannykh gruntovykh massivov [Calculation method of pile and other fields, vertically reinforced soil slopes]. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 1994. No. 3. Pp. 11–15. (rus)
7. Kawasaki T. Deep mixing method using cement hardening agent. *Proc. 8-th ECSMFE*. Stockholm, 1981. Pp. 721–724.
8. Paul Teng T. *An introduction to the deep mixing methods as used in geotechnical application*. US Department of transportation, federal highway administration, 2000.
9. Karaulov A.M. Metodika rascheta vertikalno armirovannogo osnovaniya plitnogo fundamenta [Method of calculation of the vertically reinforced basement of slab foundation]. *Materialy mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii PGASA*. Penza: Izd-vo PGASA, 2002. Pp. 66–69. (rus)
10. Nuzhdin L.V., Kuznetsov A.A. Armirovaniye gruntov osnovaniya vertikalnymi sterzhnyami [The soil foundation reinforcement vertical bars]. *Trudy mezhdunarodnogo seminar po mekhanike gruntov, fundamentostroyeniyu i transportnym sooruzheniyam*. Moscow: Izd-vo MGSU, 2000. Pp. 204–206. (rus)
11. Nuzhdin L.V., Skvortsov Ye.P. Issledovaniye dinamicheskogo napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhestkikh vertikalnykh armoelementov [Study of dynamic stress-strain state of a rigid vertical reinforcing elements]. *Vestnik TGASU*. 2003. No.1. Pp. 225–230. (rus)
12. Jones D.R.V., Dixon N. A comparison of geomebranes/geotextiles interface shear strength by direct shear and ring shear. *Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference*. Bologna, Italy. 2000. No. 2. Pp. 929–932.

13. Chen Y., Cao W., Chen R.P. An experimental Investigation of Soil Arching within Basal Reinforced and Unreinforced Piled Embankments. *Geotextiles and geomembranes*. 2008. No. 26. Pp. 164–174.
14. Han J., Gabr M.A. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE. 2002. No. 128(1). Pp. 44–53.
15. Huang J., Han J. Two-Dimensional Parametric Study of Geosynthetic-Reinforced Column-Supported Embankments by Coupled Hydraulic and Mechanical Modeling. *Computers and Geotechnics*. 2010. No. 37(5). Pp. 638–648.
16. Kempton G.T., Russell D., Pierpoint N., Jones C.J.F.P. Two and Three Dimensional Numerical Analysis of the Performance of Piled Embankments. *6th International Conference on Geosynthetics*. 1998. Pp. 767–772.
17. Liu H.L., Charles W.W., Fei K. Performance of A Geogrid-Reinforced and Pile Supported Highway Embankment Over Soft Clays-Case Study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE. 2007. No. 133(12). Pp. 1483–1493.
18. Russell D., Pierpoint N. An Assessment of Design Methods for Piled Embankments. *Ground Engineering*, 1997. No. 30(11). Pp. 39–44.
19. Smith M., Filz G. Axisymmetric numerical modeling of a unit cell in geosynthetic reinforced, column-supported embankments. *Geosynthetics International*. 2007. No. 14(1). Pp. 13–22.
20. Mirsayapov I.T., Popov A.O. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye armirovannykh gruntovykh massivov [The stress-strain state of reinforced soil slopes]. *Magazine of Engineering Geology*. 2008. No. 1. Pp. 40–82. (rus)
21. Mirsayapov I.T., Popov A.O. Otsenka prochnosti i deformativnosti armirovannykh gruntovykh osnovaniy [Assessment of strength and deformability of reinforced soil foundations]. *Magazine geotechnical engineering*. 2010. No. 4. Pp. 58–67. (rus)
22. Mirsayapov I.T., Popov A.O. Eksperimentalno-teoreticheskiye issledovaniya raboty armirovannykh gruntovykh massivov [Experimental and theoretical investigation into the performance of reinforced soil slopes]. *Izvestiya KGASU*. 2008. No. 2(10). Pp. 75–80. (rus)
23. Mirsayapov I.T., Popov A.O. Metodika rascheta armirovannykh osnovaniy [The method of calculation of reinforced bases]. *Magazine of Civil Engineering*. 2009. No. 2(19). Pp.124–125. (rus)
24. Popov A.O. Nesushchaya sposobnost i osadki gruntovykh osnovaniy, armirovannykh vertikalnymi elementami [Bearing capacity and precipitation soil foundations reinforced vertical elements]. *Industrial and Civil Engineering*. 2014. No 11. Pp. 27–31. (rus)
25. Sokolovskiy V.V. *Statika sypuchey sredy* [Statics of granular environment]. Leningrad: Fizmatgiz, 1960. 243 p. (rus)
26. Berezantsev V.G. *Raschet osnovaniy sooruzheniy* [Calculation of foundations of structures]. Leningrad, 1970. 208 p. (rus)

Full text of this article in Russian: pp. 19–27