



CONSTRUCTION AND GEOTECHNICS

Т. 11, № 3, 2020

<http://vestnik.pstu.ru/arhit/about/inf/>



DOI: 10.15593/2224-9826/2020.3.06

УДК 624.154.51

МЕТОД РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ НА ОСНОВАНИИ, УЛУЧШЕННОМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ГРУНТОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ОБОЛОЧКЕ ИЗ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ

Р.И. Шенкман, А.Б. Пономарев

Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия

О СТАТЬЕ

Получена: 27 мая 2020

Принята: 19 июля 2020

Опубликована: 30 сентября 2020

Ключевые слова:

расчет осадок, улучшенное основание, геосинтетическое армирование, грунтовые элементы, слабые грунты.

АННОТАЦИЯ

Представлена информация об исследованиях в области улучшения слабых глинистых оснований путем устройства вертикальных грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов. Данный способ доказал свою эффективность для усиления оснований больших площадных объектов в определенных грунтовых условиях, но не получил широкого распространения в качестве метода улучшения оснований фундаментов зданий, что, в том числе, связано с отсутствием простых инженерных методов расчета параметров улучшения. Статья представляет инженерную методику определения осадки фундаментов мелкого заложения на слабом глинистом основании, улучшенном внедрением вертикальных грунтовых элементов в оболочке из геосинтетического материала. Методика основана на рассмотрении элементарной ячейки улучшенного основания, для которого итерационным процессом перебора определяется распределение давлений в слабом грунте и элементе улучшения, при котором достигается равенство вертикальных деформаций элемента улучшения и слабого грунта, которые должны быть одинаковыми ввиду жесткости фундамента здания или сооружения. Расчет деформаций армированного вертикального грунтового элемента выполняется путем решения задачи Ламе, а деформаций слабого грунта – стандартными методиками, описанными в нормативной литературе. Представлено сопоставление результатов расчета по предложенной методике с данными численного моделирования в осесимметричной постановке. При численном моделировании грунта была использована упругопластическая модель Мора – Кулона. Геосинтетическое армирование моделировалось с использованием специального элемента, воспринимающего только растягивающие напряжения. Жесткость фундамента основания принята бесконечно большой. Анализ представленных результатов моделирования показал хорошую сходимость расчетов с данными экспериментальных исследований и данными численного моделирования с использованием метода конечных элементов.

© ПНИПУ

© Шенкман Роман Игоревич – кандидат технических наук, доцент, e-mail: rshen@list.ru.

Пономарев Андрей Будимирович – доктор технических наук, профессор, ORCID: 0000-0001-6521-9423; e-mail: andreypab@mail.ru.

Roman I. Shenkman – Ph.D. in Technical Sciences, Associate Professor, e-mail: rshen@list.ru.

Andrey B. Ponomaryov – Doctor of Technical Sciences, Professor, ORCID: 0000-0001-6521-9423; e-mail: andreypab@mail.ru.

CALCULATION OF VERTICAL DEFORMATIONS OF THE FOUNDATIONS ON THE SOFT SOIL IMPROVED BY GEOTEXTILE ENCASED STONE COLUMNS

R.I. Shenkman, A.B. Ponomaryov

Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 27 May 2020
Accepted: 19 July 2020
Published: 30 September 2020

Keywords:

settlements calculation, improved base, geosynthetic reinforcement, soil elements, soft soils.

ABSTRACT

The article provides information on research in the field of improving weak clay bases by installing vertical soil piles in a shell of geosynthetic materials (geotextile encased stone columns). This method has proven to be effective for strengthening the foundations of large areal objects in certain soil conditions, but has not become widespread as a method for improving the foundations of building foundations, which, among other things, is due to the lack of simple engineering methods for calculating the improvement parameters. The article presents an engineering technique for determining the settlement of shallow foundations on a weak clay base which is improved by the geotextile encased stone columns. The technique is based on considering the elementary cell of the improved foundation for which the pressure distribution in the weak soil and the improvement element is determined by the iterative enumeration process. This distribution should ensure equality of the vertical deformations of the improvement element and the soft soil, which should be the same due to the stiffness of the foundation of the building or structure. The calculation of the deformations of a geotextile encased stone columns is carried out by solving the Lamé problem and the deformations of soft soil by standard methods presented in the regulatory literature. Comparison of the calculation results by the proposed method with the data of numerical modeling in an axisymmetric setting is presented. In the numerical modeling of the soil, the Mohr-Coulomb elastic-plastic model was used. Geosynthetic reinforcement was modeled using a special element that only accepts tensile stresses. The rigidity of the foundation of the base is taken to be infinitely large. The analysis of the presented simulation results showed good convergence of the calculations with the data of experimental studies and the data of numerical simulation using the finite element method.

© PNRPU

Возведение фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях, представленных слабыми глинистыми грунтами, часто требует выполнения улучшения основания. Одним из эффективных методов улучшения данных типов слабых грунтов является армирование основания вертикальными грунтовыми элементами в оболочке из геосинтетических материалов [1]. Данная технология является современным вариантом хорошо известной технологии глубинного уплотнения слабых оснований устройством песчаных свай и каменных колонн. Такой подход позволяет значительно снизить деформативность основания, а также увеличить его несущую способность. В настоящее время применение геосинтетиков позволяет избежать определенных недостатков данного способа улучшения грунта, связанных со стабильностью геометрических размеров в процессе устройства и эксплуатации основания [2, 3]. Впервые использование грунтовых элементов (свай) в комбинации с армированием геосинтетическими материалами предложено в 1994 г. подрядной организацией Möbius в сотрудничестве с Huesker Synthetic и Kempfert & Partners [4, 5]. С момента внедрения технологии усиление слабых грунтов армогрунтовыми элементами в оболочке из геосинтетических материалов было успешно реализовано более 30 проектов в Германии, Швеции, Голландии, Польше и Бразилии [4, 6, 7].

Наиболее распространенной областью применения данной технологии является улучшение оснований насыпей и других площадных сооружений. С другой стороны, данный тип улучшения может быть хорошей альтернативой использованию длинных забивных и буронабивных свай для строительства малоэтажных зданий и сооружений в условиях

большой толщии слабых глинистых оснований, которые не могут выступать в качестве эффективного несущего слоя для свайных фундаментов [8]. При использовании данной технологии для улучшения оснований фундаментов зданий и сооружений на первый план выходит расчет по второй группе предельных оснований, что приводит к необходимости разработать метод, который позволит выполнить расчет осадок фундаментов на основании, улучшенном по представленной технологии.

Исследованиями в направлении разработки методов расчета и проектирования оснований, улучшенных по данной технологии, занимались ученые А.Н. Краев [9, 10], В.Ю. Новиков [11, 12], А. Пауль [3], А.Б. Пономарев [2], Р.А. Усманов [13] и др.

Анализ существующих научных исследований позволяет сделать следующие выводы о напряженно-деформированном состоянии улучшенного грунтового массива:

– при передаче нагрузки на основание, улучшенное устройством группы вертикальных армогрунтовых элементов, происходит распределение напряжений между элементами улучшения и слабым грунтом [14];

– большая часть нагрузки передается на армогрунтовые элементы ввиду их высокой жесткости;

– при передаче нагрузки на армогрунтовые элементы будет происходить продавливание ими слабого подстилающего основания, если они выполнены висячем исполнении (без опирания на несжимаемые грунты), при этом часть окружающего слабого грунта будет перемещаться вместе с элементами улучшения [15];

– под действием нагрузки материал заполнения армогрунтового элемента будет расширяться в стороны, его перемещение ограничивают геосинтетическая оболочка, выступающая в роли армирования, и боковое давление окружающего грунта, при этом геосинтетическая оболочка воспринимает нагрузку, равную разнице между активным давлением в теле элемента и реакцией отпора окружающего грунта;

– в конечном итоге при деформировании основания будет достигнуто равновесное состояние, которому будет соответствовать конечное распределение напряжений в улучшенном грунтовом массиве;

– вертикальная деформация отдельного грунтового элемента будет складываться из осадки, связанной с его радиальным расширением, сжимаемостью материала заполнения и деформацией продавливания грунтовым элементом слабого подстилающего грунта.

На основе анализа существующих исследований, а также данных о напряженно-деформированном состоянии улучшенного грунтового массива была предложена инженерная методика расчета осадок. Для расчета осадок улучшенного основания предлагается использовать алгоритм, в основе которого лежат следующие допущения:

- определяющим для расчета является дренированное (конечное) состояние, поскольку оно дает наибольшую осадку и максимальные радиальные растягивающие напряжения в геосинтетической оболочке;

- вертикальные деформации слабого грунта и армогрунтового элемента в уровне подошвы фундамента равны ввиду его большой жесткости;

- материал оболочки (армирования) – линейно-упругий;

- грунтовое основание представляется в виде упругого линейно-деформируемого полупространства;

- внутри элемента улучшения принимается коэффициент активного давления грунта $K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)$, в слабом грунтовом массиве принимается коэффициент бокового давления грунта $K_p = 1 - \sin \varphi$;

- выполнение улучшения значительно не влияет на процесс деформации слабого грунта, а лишь значительно снижает нагрузку, которая на него передается, т.е. деформации слабого грунта могут быть определены отдельно от элементов улучшения, при условии, что известны действующие в нем напряжения.

Исходя из представленных допущений, основной целью предлагаемого расчета будет являться определение распределения напряжений под подошвой фундамента, которое будет обеспечивать равенство суммарной вертикальной деформации армогрунтовых элементов и осадки слабого грунта под подошвой фундамента.

Вертикальную деформацию слабого грунта предлагается определять на основе классического метода послойного суммирования, представленного в действующих нормах¹. При этом она будет определяться от сниженного давления, действующего в слабом грунте, с учетом устройства элементов улучшения (т.е. учитывается конечное распределение сжимающих напряжений в грунтовом массиве, достигнутое в консолидированном состоянии). При этом данная осадка должна быть равна вертикальной деформации армогрунтовых элементов в уровне подошвы фундамента S_c , которая будет складываться из вертикальной деформации S_{c1} , связанной с радиальным расширением элемента улучшения и сжатием материала его заполнения, и вертикальной деформации S_{c2} , связанной с продавливанием нижним концом элемента подстилающего грунта. Расчетная схема определения вертикальной деформации армогрунтового элемента представлена на рис. 1.

Для достижения основной цели расчета – определения распределения – предлагается прибегнуть к итерационному методу. Необходимо задаться начальным распределением напряжений и определить для него отдельно деформации грунтовых элементов улучшения и окружающего слабого грунта основания, а также напряженно-деформированное состояние грунтового массива. В первом приближении принять данное распределение можно в пределах $\sigma_{zso}/P = 0,7$, где P – среднее давление по подошве фундамента. В данном случае по верху грунтовых элементов будет действовать вертикальное напряжение σ_{zc0} :

$$\sigma_{zc0} = \frac{P_0 \cdot A_f - \sigma_{zso} \cdot (A_f - A_{c, \text{tot}})}{A_{c, \text{tot}}}, \quad (1)$$

где A_f – площадь подошвы фундамента; $A_{c, \text{tot}}$ – суммарная площадь элементов улучшения.

Как уже было сказано, расчет осадок слабого грунта выполняется в соответствии с действующими нормами – методом послойного суммирования с учетом действия уплотняющего давления по подошве фундамента σ_{zso} . По результатам выполненных расчетов получаем значение осадки фундамента S_s , которое в дальнейшем будет сравниваться с вертикальными деформациями грунтовых элементов S_c .

Для расчета S_c армогрунтовые элементы по длине также разбиваются на отдельные слои, по аналогии со слабым грунтом при расчете методом послойного суммирования, в пределах которых будут определяться компоненты напряжений, действующих в грунтовом массиве, а также радиальные и вертикальные деформации грунтового элемента. В пределах одного слоя грунтового элемента предлагается принимать действующие напряжения равномерно распределенными.

¹ СП 22.13330.2011. Актуализированная версия СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М.: ОАО «ЦПП», 2011. № 20.05.2011. 166 с.

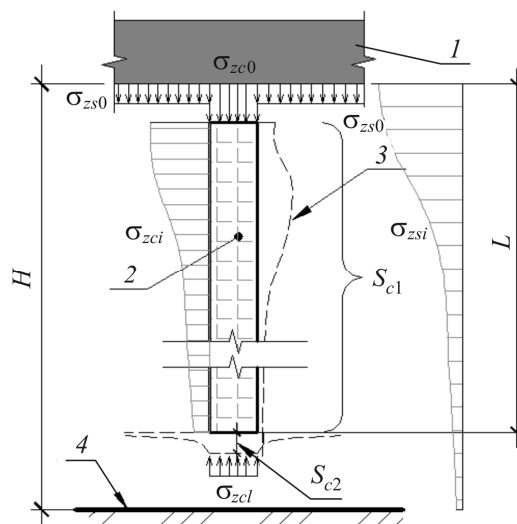


Рис. 1. Расчетная схема определения вертикальной деформации армогрунтового элемента: H – мощность слабого грунта; L – длина грунтовых элементов; S_{c1} – вертикальная деформация армогрунтового элемента; S_{c2} – осадка продавливания слабого подстилающего грунта; σ_{zc0} – вертикальные напряжения в грунтовом элементе в уровне подошвы фундамента; σ_{zs0} – вертикальные напряжения в слабом грунте в уровне подошвы фундамента; σ_{zcl} – вертикальные напряжения в уровне подошвы армогрунтового элемента; I – фундамент здания; 2 – армогрунтовый элемент; 3 – деформированная схема армогрунтового элемента; 4 – несжимаемый грунт

Fig. 1. The design scheme for determining the vertical deformation: H – thickness of soft soil; L – the length of GESG; S_{c1} – vertical deformation of the reinforced soil element; S_{c2} – deformation of weak subsoil; σ_{zc0} – vertical stresses in the GESG at the bottom of the foundation; σ_{zs0} – vertical stresses in the soft soil at the bottom of the foundation; σ_{zcl} – vertical stresses in the bottom of the GESG; I – building foundation; 2 – GESG; 3 – deformed scheme of the GESG; 4 – incompressible soil

Для определения радиальных деформаций грунтовых элементов в основании фундамента улучшенный грунтовый массив необходимо разбить на отдельные элементарные ячейки, выделить репрезентативный объем, представляющий собой армогрунтовый элемент улучшения и окружающий массив слабого грунта в виде полого цилиндра. Деформации каждой элементарной ячейки ввиду симметрии фундамента и расположения армогрунтовых элементов принимаются равными. Схема, по которой улучшенное основание разбивается на элементарные ячейки, представлена на рис. 2. Данное разбиение выполняется по аналогии с методикой расчета осадки продавливания свайных фундаментов, представленной в СП 24.13330.2011².

На полый цилиндр слабого грунта, окружающего армогрунтовый элемент улучшения, будет действовать внутреннее давление, равное контактному давлению между геосинтетической оболочкой и окружающим массивом грунта, которое можно определить следующим образом:

$$\sigma_{coni} = \sigma_{hai} - \sigma_{hgeoi}, \quad (2)$$

где σ_{coni} – контактное давление между геосинтетической оболочкой и окружающим массивом грунта в i -м слое грунтового элемента; σ_{hai} – активное давление материала заполнения грунтового элемента в i -м слое грунтового элемента; σ_{hgeoi} – давление, воспринимаемое геосинтетической оболочкой в i -м слое грунтового элемента.

² СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85. 2011.

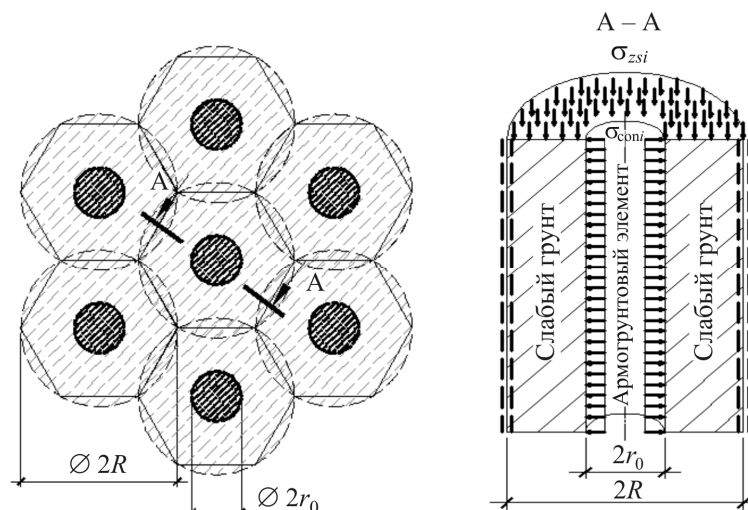


Рис. 2. Схема разделения основания фундамента на элементарные ячейки:
 R – радиус элементарной ячейки; r_0 – радиус армогрунтового элемента
 Fig. 2. Scheme of dividing the base of the foundation into elementary cells:
 R – radius of the elementary cell; r_0 – radius of the reinforced soil element

Определить радиальную деформацию армогрунтового элемента можно, решая для каждого элементарного слоя задачу Ламе «о толстостенном цилиндре, нагруженном внутренним равномерным давлением», учитывая при этом граничные условия представленной задачи. В данном случае цилиндром будет являться слабый грунт. Внутреннее давление – это контактное давление между геосинтетической оболочкой и окружающим массивом грунта. По верху полого цилиндра действует давление, равное вертикальному сжимающему напряжению в слабом грунте в уровне подошвы фундамента σ_{zs0} . Горизонтальные (радиальные) деформации грунта на внешней границе рассматриваемого цилиндра равны нулю. Учет краевых эффектов для элементов, связанных с тем, что вертикальные напряжения под подошвой фундамента распространяются неравномерно (при расчете осадок столбчатых фундаментов мелкого заложения), может быть выполнен через усреднение вертикального давления, действующего в слабом грунте, по 4 точкам: центр фундамента, угловая точка, 2 точки по центрам сторон фундамента. Расчет радиальной деформации фундамента будет производиться с учетом усредненного вертикального давления, действующего в слабом грунте. Также значение вертикальных деформаций грунтовых элементов может быть усреднено по фундаменту в зависимости от его площади, конфигурации и количества армогрунтовых элементов.

Величина вертикальных напряжений и контактного давления в теле цилиндра будет изменяться по некоторому закону. Распределение вертикальных напряжений в слабом грунте предлагается определять при нахождении осадки методом послойного суммирования, распределение контактного давления – при решении задачи Ламе.

В результате решения максимальное значение перемещений $u(r)$ (радиальной деформации) достигается в точке, лежащей на поверхности грунтового элемента при $r = r_0$, и будет равно радиальной деформации геосинтетической оболочки в рассматриваемой точке – Δr_{0i} :

$$u(r_0) = \Delta r_{0i} = \frac{r_0(R^2 - r_0^2)(\mu + 1)(\sigma_{coni} - \mu\sigma_{zsi})}{E(2r_0^2 \cdot \mu + R^2 + r_0^2)}. \quad (3)$$

Поскольку материал обертывания принят упругим, растягивающие усилия в геосинтетической оболочке в пределах рассматриваемого слоя F_i можно определить из следующего соотношения:

$$F_i = \frac{\Delta r_{0i}}{r_0} J, \quad (4)$$

где J – осевая жесткость материала оболочки, кН/м.

Величину действующих на оболочку горизонтальных напряжений σ_{hgeoi} определим из уравнения Лапласа для тонких цилиндрических оболочек:

$$\sigma_{hgeoi} = \frac{F_i}{r_0} = \frac{\Delta r_{0i}}{r_0^2} J = \sigma_{hai} - \sigma_{coni}. \quad (5)$$

Выполнив преобразования, выразим величину контактного давления на окружающий массив грунта:

$$\sigma_{coni} = \frac{\sigma_{hai} + \frac{J \cdot \mu \sigma_{zsi} (R^2 - r_0^2) (\mu + 1)}{E \cdot r_0 \cdot (2r_0^2 \cdot \mu + R^2 + r_0^2)}}{1 + \frac{J \cdot (R^2 - r_0^2) (\mu + 1)}{E \cdot r_0 \cdot (2r_0^2 \cdot \mu + R^2 + r_0^2)}}. \quad (6)$$

Для определения величины контактного давления необходимо знать величину активного давления в теле грунтового элемента σ_{hai} , а также величину вертикальных сжимающих напряжений в слабом грунте. Среднее значение вертикальных напряжений в рассматриваемом слое слабого грунта при этом будет равно среднему между значениями напряжений, действующих в кровле и подошве рассматриваемого слоя.

Важным аспектом решения является определение распределения вертикальных напряжений в теле армогрунтового элемента. Рассеивание вертикальных напряжений в армогрунтовом элементе с глубиной происходит за счет действия касательных напряжений по боковой поверхности на контакте со слабым грунтом, ввиду продавливания нижним концом слабого грунта основания и передачи нагрузки на окружающие массивы грунта. Для определения распределения напряжений в армогрунтовом элементе необходимо оценить касательные напряжения на боковой поверхности армогрунтового элемента.

Если рассмотреть единичный элементарный слой грунтового элемента, то приращение вертикальных напряжений по ее длине будет равно сумме действующих по боковой поверхности элементарного слоя касательных напряжений. Схема равновесия элементарного слоя представлена на рис. 3.

Касательные напряжения на контакте грунтового элемента и окружающего массива могут быть определены по условию прочности Кулона и будут зависеть от бокового обжатия окружающего массива слабого грунта, действующего на геосинтетическую оболочку или контактного давления σ_{coni} . Значение активного давления в теле грунтового элемента σ_{hai} с использованием коэффициента активного давления K_a .

Зная распределение вертикальных напряжений в теле грунтового элемента, можно вычислить контактное давление по всей длине грунтового элемента и соответствующие ему радиальные деформации армогрунтового элемента Δr_{0i} .

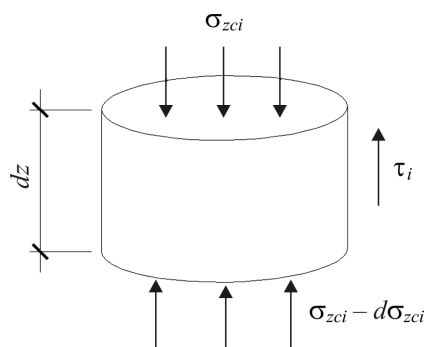


Рис. 3. Схема равновесия элементарного слоя колонны толщиной dz : σ_{zci} – вертикальные напряжения в кровле рассматриваемого слоя; τ_i – касательные напряжения, действующие по боковой поверхности; $d\sigma_{zci}$ – изменение вертикального напряжения при изменении глубины на dz
 Fig. 3. The equilibrium scheme of the elementary column layer with thickness dz : σ_{zci} – vertical stresses in the roof of the considered layer; τ_i – lateral shear stresses; $d\sigma_{zci}$ – change in vertical stress when changing depth by dz

Величина вертикальной деформации каждого из рассматриваемых слоев армогрунтового элемента S_{ci} определяется из предположения постоянства его объема (из-за малой сжимаемости заполнителя по сравнению со слабым грунтом), в зависимости от модуля деформации применяемого заполнителя величина данной осадки может быть дополнена осадкой, связанной с уплотнением материала грунтового элемента S_{2ci} , определяемой в зависимости от сжимаемости материала по классическим принципам механики грунтов:

$$S_{ci} = \left(1 - \frac{r_0^2}{(r + \overline{\Delta r_{0i}})^2} \right) h_i + S_{2ci}, \quad (7)$$

где $\overline{\Delta r_{0i}}$ – среднее изменение радиуса (радиальная относительная деформация) слоя;

Также мы можем вычислить напряжение, действующее под основанием армогрунтовых элементов σ_{zcl} , с учетом этого осадка продавливания нижним концом армогрунтового элемента S_{c2} может быть определена по аналогии с решением задачи о внедрении жесткого штампа в грунт основания³, в зависимости от данного напряжения.

Конечная вертикальная деформация армогрунтовых элементов будет определяться как сумма осадки продавливания и суммарной вертикальной деформации элементарных слоев армогрунтового элемента.

Как уже было сказано выше, осадка слабого грунта должна быть равна вертикальной деформации грунтовых элементов, что является граничным условием итерационного процесса, если данное условие не выполняется, то соотношение вертикальных давлений по подошве фундамента, принятое изначально – σ_{zs0}/P , изменяется и расчет повторяется.

При расчете осадок могут быть дополнительно учтены деформации оболочки, связанные с ее натяжением (дефекты изготовления), по данным существующих экспериментальных исследований направленных на изучение данного факта, эти деформации могут составлять до 3–5 % [16].

В общем виде алгоритм выполнения расчета осадки выглядит следующим образом:

³ ГОСТ 20276–2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.

Выполняется предварительное конструирование фундамента (размер подошвы, диаметр, шаг, длина и материал армирования элементов).

Выполняется посадка фундамента здания на инженерно-геологический разрез и разбиение основания на слои до нижней границы грунтовых элементов. Толщина слоев не более $0,4b$.

Задаемся начальным распределением $\sigma_{z_0}/P = 0,7$. При данном распределении напряжений определяются вертикальные напряжения в уровне подошвы фундамента, действующие по верху элемента σ_{zc0} и в слабом грунте σ_{z_0} .

Определяется осадка слабого грунта по методу послойного суммирования из условия действия среднего давления в уровне подошвы фундамента σ_{z_0} .

Выполняется разбиение улучшенного основания на элементарные ячейки, деформации которых будут определяться при решении задачи Ламе. Определяется деформация каждого элементарного слоя армогрунтовых элементов. Вычисляется суммарная вертикальная деформация грунтовых элементов. Определяется вертикальная деформация продавливания армогрунтовых элементов в зависимости от напряжений в уровне подошвы армогрунтовых элементов.

Выполняется сравнение осадки слабого грунта и суммарной вертикальной деформации армогрунтовых элементов.

Если они равны, отношение σ_{z_0}/P изменяется и расчет повторяется. Перебором соотношения σ_{z_0}/P необходимо найти такое, при котором осадка слабого грунта S_s и вертикальная деформация армогрунтовых элементов S_c будут равны. Осадка фундамента на улучшенном основании при данном соотношении является искомой.

Осадка фундамента сравнивается с предельно допустимой для данного вида сооружения. Если условие не выполняется, то параметры улучшения основания должны быть изменены, например, увеличена жесткость геосинтетического материала, радиус грунтовых элементов, уменьшен шаг элементов, изменен материал заполнения и т.д.

Расчет по несущей способности может быть выполнен путем сравнения вертикальных напряжений в уровне конца элемента улучшения с предельной величиной вертикальных напряжений (расчетного сопротивления), вычисленного по методике, действующих норм⁴.

Для проверки представленного инженерного метода выполнено сравнение данных численного моделирования с использованием программного комплекса Plaxis и расчета по представленной методике. Для моделирования был выбран элементарный объем улучшенного грунтового объема – ячейка. Моделирование выполнялось в осесимметричной постановке. Характеристики грунтового основания приняты по усредненному слабому грунту г. Перми. Общий вид расчетной схемы с характеристиками грунтового основания представлен на рис. 4.

При численном моделировании грунта была использована упругопластическая модель Мора – Кулона. Геосинтетическое армирование моделировалось с использованием специального элемента, воспринимающего только растягивающие напряжения. Жесткость фундамента основания принята бесконечно большой. По верху модели улучшенного грунтового основания прикладывалась равномерно распределенная нагрузка величиной 200 кПа. По результатам моделирования была получена величина вертикальной деформации элементарной ячейки, а также данные о распределении радиальных деформаций геосинтети-

⁴ СП 22.13330.2011. Актуализированная версия СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М.: ОАО «ЦПП», 2011. № 20.05.2011. 166 с.

ческой оболочки по глубине, результаты моделирования и сопоставление деформаций по данным расчета и моделирования представлены на рис. 5. Следует отметить, что в представленной модели грунт будет находиться в условиях компрессионного сжатия, поэтому необходимо сделать соответствующие поправки в метод определения деформаций слабого основания. В данном случае невозможно воспользоваться методом послойного суммирования, а следует воспользоваться классическими представлениями механики грунтов для условий одноосного сжатия.

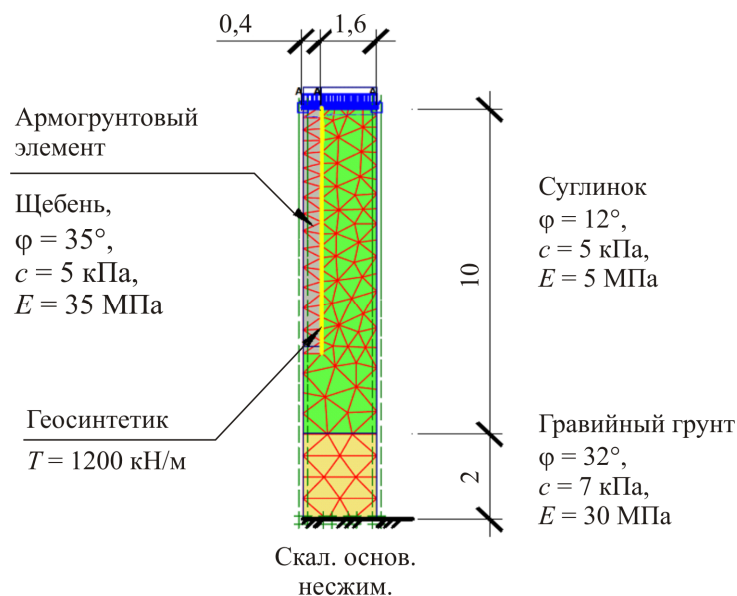


Рис. 4. Общий вид конечно-элементной модели элементарной ячейки улучшенного основания
 Fig. 4. General view of the finite element model of the unit cell of the improved base

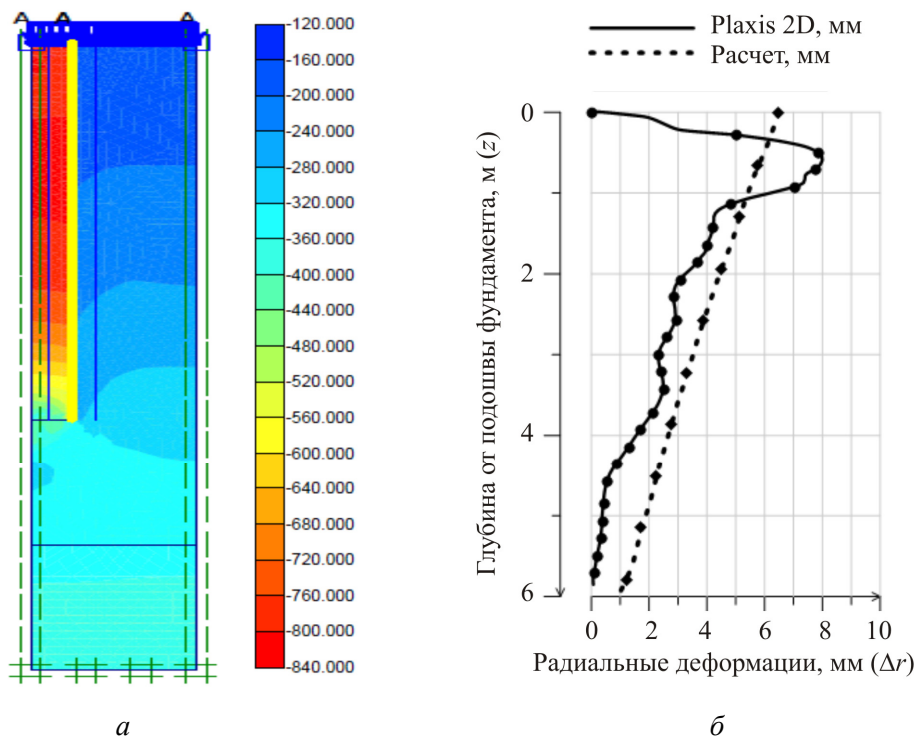


Рис. 5. Результаты численного моделирования и сопоставление с данными расчета:
 а – вертикальные напряжения, кПа; б – радиальные деформации оболочки
 Fig. 5. Results of numerical modeling and comparison with calculation data

По данным численного моделирования вертикальные напряжения в слабом грунте составили 140 кПа, по данным расчета по представленной методике – 168 кПа. По данным численного моделирования вертикальные напряжения в армогрунтовом элементе составили 760 кПа, по данным расчета по представленной методике – 680 кПа. По данным численного моделирования осадка улучшенного основания составила 230 мм, по данным расчета по представленной методике – 217 мм.

Анализируя данные полученных результатов, можно сделать вывод об относительно неплохой сходимости представленных результатов численного моделирования и расчета осадки улучшенного основания по представленной методике.

Таким образом, рассмотренная инженерная методика позволяет вычислить деформации слабого основания, улучшенного устройством армирования вертикальными грунтовыми элементами в оболочке из геосинтетического материала, и с достаточной точностью описать напряженно-деформированное состояние улучшенного грунтового массива. В других работах по данной тематике нами также было выполнено сравнение расчетного метода с данными полунатурных штамповых экспериментов на одной из строительных площадок города Перми, а также данными лотковых экспериментальных исследований фиксации напряженного состояний массива грунта. Данные по этим исследованиям можно изучить в других работах [2, 15]. По результатам этих исследований наибольшее расхождение результатов расчета деформаций достигается при уровне давления на штамп выше расчетного сопротивления слабого грунта основания, что объясняется развитием пластических и сдвиговых деформаций (в экспериментах использовались модели фундаментов мелкого заложения), в то время как методика расчета деформации разработана в упругой постановке задачи. Для давлений под подошвой штампа в пределах расчетного сопротивления грунта основания расчет по представленной инженерной методике позволяет получить точные результаты определения осадки фундамента в пределах 20 % в сравнении с данными полунатурных экспериментальных исследований. Результаты же численного моделирования хорошо коррелируются с экспериментальными исследованиями на всем промежутке давлений, что говорит о применимости моделирования упругопластического поведения грунта современными программными комплексами, основанными на МКЭ.

Библиографический список

1. Шенкман, Р.И., Пономарев, А.Б. Подбор геосинтетической оболочки для грунтовых свай и их эффективность применения в геологических условиях г. Перми // Вестник гражданских инженеров. – 2013. – № 1. – С. 82–89.
2. Пономарев, А.Б., Пауль, А. О некоторых теоретических подходах к расчету свай из щебня в георешетке // Труды международной научно-практической конференции по проблемам механики грунтов. – 2004. – С. 248–256.
3. Paul A., Ponomaryov A.B. The bearing behavior of geogrid reinforced, crushed stone columns in comparison to non-reinforced concrete pile foundations // Proceedings of the Eurogeo 3. – Munich, 2004. – Vol. II. – P. 285–289.
4. Foundation of constructions on very soft soils with geotextile encased columns-state of the art / M. Raithel, A. Kirchner, C. Schade, E. Leusink // Innovations in Grouting and Soil Improvement. – 2005. – P. 1–11.
5. Raithel M., Kirchner A. Calculation techniques and dimensioning of encased columns – design and state of the art // Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics June 17–20, 2008. – Shanghai, China. – 2008 (Raithel 1999). – P. 718–723.

6. Alexiew D., Gmbh H.S. 15 Years of experience with geotextile encased granular columns as foundation system // International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 31 May & 1 June 2012. – 2012. (June).

7. Kempfert H.G., Gebreselassie B. Excavations and foundations in soft soils. – 2006. – No. 1. – P. 576.

8. Шенкман Р.И., Пономарев А.Б. Эффективность применения грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов в геологических условиях г. Перми // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2011. – № 1. – P. 89–94.

9. Краев А.Н. Экспериментально-теоретическое обоснование использования песчаной армированной свай в водонасыщенных глинистых грунтах. – ТюмГАСУ, 2009. – 24 р.

10. Бай В.Ф., Краев А.Н. Исследование работы песчаной армированной по контуру подушки с криволинейной подошвой в условиях слабых глинистых грунтов // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 3. – P. 107–111.

11. Новиков В.Ю., Набоков А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния водонасыщенного глинистого основания, усиленного песчаными армированными по контуру сваями под ленточным фундаментом // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 3. – P. 133–137.

12. Новиков Ю.А., Набоков А.В., Мальцева Т.В. Методика расчета осадки слабого глинистого основания, усиленного песчаными армированными по контуру сваями // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – № 6. – P. 104–108.

13. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков. – СПб.: Изд-во АСВ, 2012. – 280 р.

14. Шенкман Р.И., Пономарев А.Б. Полунаатурные экспериментальные исследования грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 1. – P. 54–60.

15. Тер-Мартirosян А.З., Тер-Мартirosян З.Г., Чинь Туан Вьет. Взаимодействие длинной свай конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком // Вестник МГСУ. – 2015. – № 9. P. 72–82.

16. Bräu G. Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements – EBGeo, Second Edition. – 2012.

References

1. Shenkman R.I., Ponomarev A.B. Podbor geosinteticheskoy obolochki dlya gruntovykh svay i ikh effektivnost' primeneniya v geologicheskikh usloviyakh Permi [Selection of a geosynthetic shell for soil piles and their effectiveness in the geological conditions of Perm region]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*, 2013, vol. 1, pp. 82–89.

2. Ponomarev A.B., Paul' A. [On some theoretical approaches to the calculation of crushed stone piles in a geogrid shell] *Trudy mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii po problemam mekhaniki gruntov*, 2004, pp. 248–256.

3. Paul A., Ponomaryov A.B. The bearing behavior of geogrid reinforced, crushed stone columns in comparison to non-reinforced concrete pile foundations. *Proceedings of the Eurogeo 3*. Munich, 2004, vol. II, pp. 285–289.

4. Raithel M. et al. Foundation of constructions on very soft soils with geotextile encased columns-state of the art. *Innov. Grouting Soil Improv*, 2005, pp. 1–11.
5. Raithel M., Kirchner A. Calculation techniques and dimensioning of encased columns – design and state of the art. *Proc. 4th Asian Reg. Conf. Geosynth.* June 17-20 2008, Shanghai, China, 2008, no. Raithel 1999, pp. 718–723.
6. Alexiew D., Gmbh H.S. 15 Years of experience with geotextile encased granular columns as foundation system. *International Symposium on Ground Improvement IS-GI*, Brussels 31 May & 1 June 2012, Brussels, ISSMGE - TC 211, 2012, no. June.
7. Kempfert H.G., Gebreselassie B. Excavations and foundations in soft soils // *Excavations and Foundations in Soft Soils*, 2006, no. 1, pp. 576.
8. Shenkman R.I., Ponomarev A.B. Effektivnost' primeneniya gruntovykh svai v obolochke iz geosinteticheskikh materialov v geologicheskikh usloviyakh. Permi [The effectiveness of the use of soil piles in a shell of geosynthetic materials in the geological conditions of Perm region]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*, 2011, no. 1, pp. 89–94.
9. Krayev A.N. Eksperimental'no-teoreticheskoye obosnovaniye ispol'zovaniya peschanoy armirovannoy svai v vodonasyshchennykh glinistykh gruntakh [Experimental and theoretical substantiation of the use of reinforced sand piles in water-saturated clay soils]. TyumGASU, 2009, 24 p.
10. Bay V.F., Krayev A.N. Issledovatel'skiye raboty v usloviyakh slabykh glinistykh gruntov [Investigation of the operation of a sandy contour-reinforced cushion with a curved bottom in conditions of weak clay soils]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*, 2014, no. 3, pp. 107–111.
11. Novikov V.YU., Nabokov A.V. Issledovaniye napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya vodonasyshchennogo glinistogo osnovaniya, usilennykh peschanykh porod, armirovannykh po konturu svayami pod lentochnym fundamentom [Study of the stress-strain state of a water-saturated clay base, reinforced with sandy reinforced along the contour piles under a strip foundation]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*, 2014, no. 3, pp. 133–137.
12. Novikov YU.A., Nabokov A.V., Mal'tseva T.V. Metodika rascheta osadki slabogo glinistogo osnovaniya, usilennykh peschanykh armirovannykh po konturu svayami [Method for calculating the settlement of a weak clay base reinforced with sandy reinforced along the contour piles]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*, 2015, no. 6, pp. 104–108.
13. Mangushev R.A. i drugiye. Metody podgotovki i ustroystva iskusstvennykh osnovaniy [Methods of preparation and arrangement of artificial foundations] Saint Petersburg, ASV, 2012, 280 p.
14. Shenkman R.I., Ponomarev A.B. Polunaturnyye eksperimental'nyye issledovaniya gruntovykh svay v obolochke iz geosinteticheskikh materialov [Experimental studies of soil piles in the shell of geosynthetics]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*, 2014, no. 1, pp. 54–60.
15. Ter-Martirosyan A.Z., Ter-Martirosyan Z.G., Chin' Tuan V'yet. Vzaimodeystviye dlinnoy zhestkosti s okruzhayushchim gruntom i rostomverkom [Interaction long pile ultimate stiffness to the surrounding soil and raft]. *Vestnik MGSU*, 2015, no. 9, pp. 72–82.
16. Bräu G. Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements. EBGeo, Second Edition, 2012.