



**ниц строительство**  
научно-исследовательский центр



**НИИОСП**  
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

# ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№1(20)2019

## ГЕОТЕХНИКА И ПОДЗЕМНОЕ ПРОСТРАНСТВО

Издается с 1932 г. под названием «Исследования по теории сооружений»,  
с 2009 г. – ВЕСТНИК ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений»,  
с 2010 г. - ВЕСТНИК НИЦ «Строительство»  
Выходит четыре раза в год

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес редакции: 109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, стр. 1  
Тел.: +7 (495) 602-00-70 доб. 1014 / 1002  
e-mail: [vestnikstroy@list.ru](mailto:vestnikstroy@list.ru)

При цитировании ссылка обязательна.  
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.

- Главный редактор ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович**, д-р техн. наук, проф.  
БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич, акад. АИН, д-р физ.-мат. наук, проф. (НИИМ ННГУ, г. Н. Новгород)  
VAL Dimitri V., Dr. (School of the Built Environment, Edinburgh, UK)  
ВЕДЯКОВ Иван Иванович, д-р техн. наук, проф. (дир. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук (дир. НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
ЕРЕМЕЕВ Павел Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
КОЛЫБИН Игорь Вячеславович, канд. техн. наук, (дир. НИИОСП им. Н.М. Герсманова АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна, д-р техн. наук, проф. (СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург)  
КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич, д-р техн. наук, проф. (ПУТ МИИТ, г. Москва)  
LYAMIN Andrei, Prof. (School of Engineering, Callaghan, Australia)  
МАИЛЯН Дмитрий Рафаэлович, д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», г. Ростов-на-Дону)  
МОНДРУС Владимир Львович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)  
НЕМЧИНОВ Юрий Иванович, акад. АИН, АСУ, д-р техн. наук, проф. (ГП НИИСК, г. Киев, Украина)  
НЕСВЕТАЕВ Григорий Васильевич, д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», г. Ростов-на-Дону)  
ОБОЗОВ Владимир Иванович, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
PUZBIN Alexander, Prof., Dr. (Institute for Geotechnical Engineering, Zurich, Switzerland)  
ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
СТАВНИЦЕР Леонид Рувимович, д-р техн. наук, проф. (НИИОСП им. Н.М. Герсманова АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)  
ТЕР-МАРТИРОСЯН Армен Завенович, д-р техн. наук (ИГЭС НИУ МГСУ, г. Москва)  
ТРАВУШ Владимир Ильич, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИЭП, г. Москва)  
ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
ФЕДОРОВСКИЙ Виктор Григорьевич, канд. техн. наук (НИИОСП им. Н.М. Герсманова АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)  
ХАЧИЯН Эдуард Ефремович, акад. НАН РА, д-р техн. наук, проф. (ЕГУАиС, г. Ереван)

Вестник НИЦ «Строительство». Геотехника и подземное пространство: Сб. статей. Вып. 1(20) /под ред. А. И. Звездова – М.: АО «НИЦ «Строительство». 2019. – 160 с. ISSN 2224-9494

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций.

Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ ФС77 – 46262 от 19 августа 2011 г.

Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам и перспективам геотехники и подземного пространства, непосредственно связанные с решением практических задач.

Для научных работников, инженеров-проектировщиков, преподавателей, аспирантов. ISSN 2224-9494 © АО «НИЦ «Строительство», «Вестник НИЦ «Строительство», 2019

# Содержание

<b>А. Г. Алексеев, П. М. Сазонов, Д. В. Зорин</b> К вопросу усовершенствования технологии устройства и расчета различных видов свай . . . . .	5
<b>И. А. Боков</b> О применимости метода коэффициентов взаимного влияния к расчету свайных фундаментов. Сравнение с результатами натуральных экспериментов и наблюдений . . . . .	14
<b>С. Г. Геворкян, В. В. Дорошин, В. И. Аксёнов</b> Некоторые результаты экспериментального определения вида зависимости прочностных свойств мёрзлых мелких и пылеватых песков от их суммарной влажности (льдистости) и температуры . . . . .	25
<b>В. А. Ковалёв, А. Б. Патрикеев, В. И. Шейнин</b> К оценке параметров карстовой опасности с использованием рекомендаций СП 22.13330.2016 . . . . .	35
<b>В. А. Ковалёв</b> К вопросу об устройстве забивных свай в пробитых скважинах . . . . .	46
<b>В. И. Крутов, В. К. Когай, В. В. Когай</b> Исследование деформаций набухающе-просадочных глинистых грунтов на площадке строительства аэропортового комплекса «Южный» в г. Ростове-на-Дону . . . . .	58
<b>С. А. Рытов, И. М. Иовлев, А. С. Шишарин</b> Особенности оценки устойчивости склонов в инженерно-геологических условиях Республики Крым . . . . .	67
<b>А. Н. Труфанов</b> Новые таблицы для определения модуля деформации по результатам компрессионных испытаний . . . . .	76
<b>В. Г. Федоровский</b> О модулях и коэффициентах . . . . .	94
<b>В. Г. Федоровский, Г. А. Бобырь, И. А. Боков, С. В. Ильин</b> Применение метода конечных элементов в геотехнических расчетах по первому предельному состоянию . . . . .	102
<b>А. И. Харичкин</b> Моделирование статического нагружения свайной группы с различными условиями расположения свай . . . . .	113
<b>М. Л. Холмянский</b> Асимптотический метод определения жесткости дискретного контакта между периодической системой штампов и неоднородным грунтом . . . . .	120
<b>О. А. Шулятьев, С. О. Шулятьев, О. А. Мозгачёва, В. С. Лесницкий</b> Применение водорастворимых высокомолекулярных полимеров для устройства фундаментов из буронабивных свай, баретт и «стен в грунте» в песчаных грунтах . . . . .	131
<b>О. А. Шулятьев, О. Н. Исаев, Р. Ф. Шарафутдинов, В. С. Морозов, Д. С. Закатов</b> Лабораторные исследования влияния напряженного состояния на деформационные характеристики песчаных грунтов . . . . .	140

# Content

<b>A. Alekseev, P. Sazonov, D. Zorin</b> On the issue of improving the technology of making and calculation of various types of piles . . . . .	5
<b>I. Bokov</b> On the applicability of interaction factor method to prediction of settlement of pile foundation. Comparison with results of field experiments and measured settlements of buildings . . . . .	14
<b>S. Gevorkyan, V. Doroshin, V. Aksenov</b> Some results of experimental determination of the kind of dependence of strength properties of frozen fine and silty sands from their total moisture (the ice content) and temperature. . . . .	25
<b>V. Kovalev, A. Patrikeev, V. Sheynin</b> Estimation of karst hazard parameters using recommendations SP 22.13330.2016 . . . . .	35
<b>V. Kovalev</b> On the question about the installation of driven piles in punched wells. . . . .	46
<b>V. Krutov, V. Kogay, V. Kogay</b> Research of swelling-slumping clay soils deformations at construction site of the airport complex «Yuzhniy» in Rostov-on-Don . . . . .	58
<b>S. Rytov, I. Iovlev, A. Shisharin</b> Assessment of slope stability in engineering and geological conditions in the Republic of Crimea. . . . .	67
<b>A. Trufanov</b> New tables for determining the modulus of deformation according to the results of oedometer tests. . . . .	76
<b>V. Fedorovsky</b> On moduli and coefficients . . . . .	94
<b>V. Fedorovsky, G. Bobyr, I. Bokov, S. Iliyn</b> Application of finite element method to the geotechnical uls analysis . . . . .	102
<b>A. Kharichkin</b> Numerical analysis of static loading pile groups with different conditions of pile location in group . . . . .	113
<b>M. Kholmyansky</b> Asymptotic method for calculation of discrete contact stiffness between periodic punch system and non-uniform soil . . . . .	120
<b>O. Shulyatyev, S. Shulyatyev, O. Mozgacheva, V. Lesnitskiy</b> Application of water-soluble high-molecular polymers for construction of foundations from bored piles, barettes and «walls in soil» in sands. . . . .	131
<b>O. Shuljatjev, O. Isaev, R. Sharafutdinov, V. Morosov, D. Zakatov</b> Laboratory studies of a stress state effect on sand deformation characteristics . . . . .	140

# К ВОПРОСУ УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА И РАСЧЕТА РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ СВАЙ

## ON THE ISSUE OF IMPROVING THE TECHNOLOGY OF MAKING AND CALCULATION OF VARIOUS TYPES OF PILES

А. Г. АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук

П. М. САЗОНОВ

Д. В. ЗОРИН

*Рассмотрены проблемы, связанные с устройством свайных фундаментов в структурно-неустойчивых грунтах, в том числе в многолетнемерзлых грунтах (ММГ), и пути их решения на примере буронабивных и буронаблюдательных (буронаблюдательных) свай.*

*Изложены результаты лабораторного эксперимента, моделирующего процесс устройства буронабивной сваи в песчаных мерзлых грунтах. Приведены зависимости изменения температуры грунта и цементно-песчаного раствора во времени, определены максимальный радиус оттаивания и общая продолжительность процесса оттаивания и обратного промерзания грунта до природного состояния, даны рекомендации по проектированию буронабивных свай с учетом теплового взаимодействия с многолетнемерзлыми грунтами.*

*Описано лабораторное исследование взаимодействия буронабивных и буронаблюдательных свай с мерзлым грунтом. Приведены результаты лабораторных исследований*

*The article discusses the problems associated with construction of pile foundations in structurally unstable soils, including permafrost soil, and ways to solve such problems on the example of slurried and auger cast (grout-injected) piles.*

*The results of a laboratory experiment simulating the construction process of a slurried pile in sandy frozen soils are presented. The authors give the functional connections of changes in the temperature of the soil and cement-sand solution in time, determined the maximum radius of thawing and the total duration of the process of thawing and reverse freezing of the soil to the natural state as well as recommendations for the design of slurried piles taking into account the thermal interaction with permafrost soils.*

*A laboratory study of the interaction of auger cast (grout-injected) piles with frozen soil is presented. The results of laboratory studies of the strength of cement mortars of different compositions*

*прочности цементных растворов различных составов, твердевших при отрицательной температуре. Даны рекомендации по выбору состава раствора для устройства буронаблюдения свай в мерзлом грунте.*

*Авторы полагают, что решение обозначенных в статье проблем, связанных с применением усовершенствованных видов свайных фундаментов в сложных геотехнических условиях позволит существенным образом повысить надежность сооружений, сократить сроки строительства и снизить экономические затраты.*

*tsolidified at negative temperature are presented. Recommendations on the choice of the solution composition for the device of auger cast (grout-injected) piles in frozen soil are given.*

*The authors believe that the solution of the problems identified in the article associated with the use of improved types of pile foundations in complex geotechnical conditions will significantly improve the reliability of structures, reduce construction time and reduce economic costs.*

### **Ключевые слова:**

*Буроопускная свая, буронабивная свая, буронаблюдение свая, многолетнемерзлые грунты, свайный фундамент*

### **Key words:**

*Slurried pile, auger cast pile, grout-injected pile, permafrost soils, pile foundation*

### **Введение**

Устройство фундаментов издавна считается сложной строительной задачей, а при возведении сооружений в структурно-неустойчивых грунтах грамотный выбор и расчет фундаментов является залогом безаварийной эксплуатации сооружений. При проектировании оснований и фундаментов в сложных грунтовых условиях предпочтение отдают свайным фундаментам. Сваи позволяют передавать нагрузки от сооружения на прочные грунты, прорезая слабые породы. При устройстве свайных фундаментов возникают определенные сложности, в основном связанные с трудоемкостью, однако такие фундаменты более эффективны по сравнению с мелкозаглубленными фундаментами.

В статье рассмотрены проблемы, связанные с устройством свайных фундаментов в структурно-неустойчивых грунтах, таких как многолетнемерзлые грунты (ММГ), и пути их решения на примере буроопускных и буронабивных (буронаблюдение) свай.

### **Изучение теплового и прочностного взаимодействия буроопускных свай с окружающим массивом мерзлого грунта**

В связи с трудностями забивки свай в прочные ММГ сваи, как правило, погружают в скважины, диаметр которых превышает наибольший размер поперечного сечения сваи. Перед погружением сваи скважина заполняется раствором в объеме, рассчитанном исходя из геометрических параметров сваи и скважины с учетом заполнения пазухи между стенкой скважины и поверхностью сваи раствором до уровня сезонного промерзания-оттаивания. Способ устройства свай таким образом называется *буроопускным*. Типовые схемы устройства, требования и рекомендации по бурению скважин, заливке

раствора, погружению свай, а также по расчету несущей способности буроопускных свай приводятся во многих литературных источниках, в том числе нормативных [1-4].

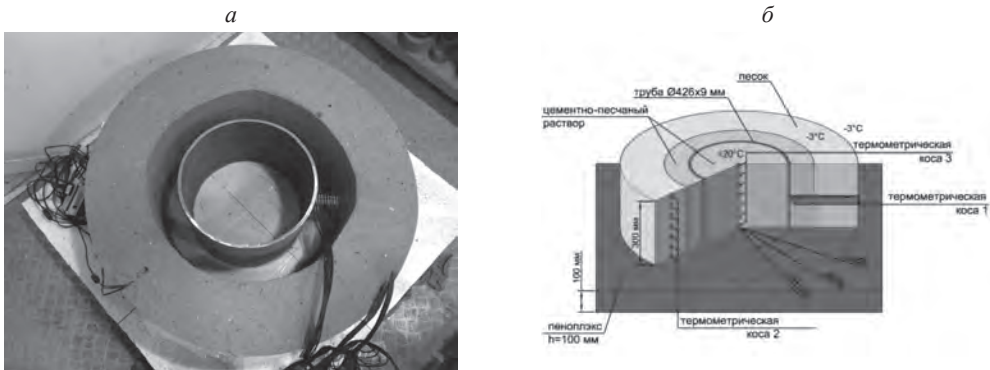
Несмотря на широкое распространение и большую изученность буроопускных свай, в настоящее время появился целый ряд вопросов, связанных в первую очередь с использованием цемента при приготовлении раствора для заполнения пазухи между стенкой скважины и свайей. Гидратация цемента в период схватывания характеризуется выделением теплоты. Скорость схватывания находится в зависимости от температуры окружающей среды. При низких температурах схватывание замедляется, а при отрицательных прекращается. В связи с этим применение цементно-песчаного раствора вместо песчаного или глинистого растворов увеличивает время вмерзания сваи в мерзлый грунт, соответственно сдвигаются сроки строительства надземной части сооружения. Раствор, имеющий в своем составе цемент, сильнее растепляет грунт вокруг скважины, увеличивая радиус оттаивания мерзлых грунтов.

Следует отметить, что схватывание цемента происходит только до замерзания раствора, поэтому в случае небольшого объема пазухи, например, при погружении железобетонной сваи в скважины диаметром, ненамного превышающим диагональ сваи, а также при низких значениях температуры грунта раствор сравнительно быстро замерзает, а гидратация цемента не происходит. Совсем иная картина наблюдается при погружении полых трубчатых свай с открытым нижним концом в скважины большого диаметра, пробуренных в высокотемпературных грунтах. В этом случае значительный объем раствора длительное время сохраняет положительную температуру, тепловыделение цемента при гидратации поддерживает плюсовые её значения. Период вмерзания сваи в грунт увеличивается, а при устройстве свайных полей наблюдается общее повышение температуры участка строительства. Восстановление природных температур без применения дополнительных мероприятий по охлаждению грунтов не произойдет или затянется на длительное время.

Характер теплового взаимодействия буроопускной сваи с окружающим массивом мерзлого грунта (температура, радиус оттаивания, время замерзания, состав раствора, протекание и отсутствие процесса гидратации цемента) напрямую влияет на формирование прочностных связей по контактам грунт – раствор и раствор – свая, что определяет несущую способность сваи. В СП 25.13330.2012 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» представлены значения сопротивления сдвигу по бетону для глинистого, песчаного и известково-песчаного растворов, а для цементно-песчаного раствора эти данные отсутствуют.

В настоящее время вопросы теплового и прочностного взаимодействия буроопускных свай с окружающим массивом мерзлого грунта изучаются в НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. Для исследования теплового взаимодействия металлической сваи с цементно-песчаным раствором при устройстве буроопускной сваи проведен лабораторный эксперимент в цилиндрическом лотке (рис. 1, *а* и 1, *б*). Проведены лабораторные испытания по определению сопротивления сдвигу цементно-песчаного раствора по поверхности смерзания с бетонной плашкой при различных нормальных давлениях и при различных температурах [5, 6].





**Рис. 1.** Результаты исследований теплового взаимодействия металлической сваи с цементно-песчаным раствором: *а* – вид лотка при подготовке эксперимента; *б* – схема цилиндрического лотка

В результате исследования в цилиндрическом лотке установлено, что время вмерзания сваи от заливки раствора при температуре  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  до его охлаждения и замерзания до температуры минус  $3\text{ }^{\circ}\text{C}$  может составить 28 суток при следующих условиях: свая из стальной трубы диаметром 426 мм, температура песчаных грунтов минус  $3\text{ }^{\circ}\text{C}$ , диаметр лидерной скважины 630 мм, заполнение внутреннего пространства сваи и пазухи между стенкой скважины и свайей цементно-песчаным раствором 1:3. Максимальный радиус оттаивания мерзлого песка при этом может превышать радиус сваи на 8 см.

В настоящее время при расчете несущей способности свай сооружений нормального и пониженного уровней ответственности разрешается пользоваться табличными значениями сил смерзания известково-песчаного раствора. Проведенными исследованиями установлено, что цементно-песчаный раствор имеет более высокие силы смерзания. Рассчитанная таким образом несущая способность занижается, тем самым увеличивая число свай или глубину их погружения, что повышает стоимость фундамента.

Принятое в некоторых документах и работах [2, 3, 4] время восстановления температуры грунта после устройства буроопускных свай (5 суток) с использованием вращательного метода бурения занижено. По результатам эксперимента в цилиндрическом лотке продолжительность вмерзания сваи при температуре грунта минус  $3\text{ }^{\circ}\text{C}$  составила 28 суток, вмерзание сваи при более высоких температурах, очевидно, займет еще больше времени. В связи с угрозой срыва сроков строительства из-за длительного восстановления температуры грунтов возникает необходимость осуществления дополнительных мероприятий по охлаждению грунтов, что удорожает строительство. При проектировании сооружений больших размеров в плане на фундаментах в виде свайных полей следует рассчитывать время восстановления расчетных температур грунта с учетом массового погружения свай. Устройство большого числа буроопускных свай растекает массив мерзлого основания, что замедляет восстановление естественных температур и увеличивает срок вмерзания свай.

Следует отметить, что в случае строительства линейных сооружений в зоне островного распространения ММГ с целью унификации оборудования для устройства



фундаментов целесообразно применять буроопускные сваи как на участках мерзлых грунтов, так и на участках грунтов талых. При этом состав цементно-песчаного раствора, очевидно, должен быть различным в зависимости от того, замерзает раствор в скважине или затвердевает.

### **Исследование твердения цементного раствора при отрицательных температурах устройстве буронабивных (буроинъекционных) свай**

Освоение новых и адаптация существующих видов свай для структурно-неустойчивых грунтов расширяет арсенал средств выбора оптимальных технологических и проектных решений при устройстве фундаментов. Поэтому в сложных геотехнических условиях, например, мерзлотных, может быть целесообразным применение *буронабивных свай*. Это может привести к существенному снижению стоимости свайного фундамента вследствие использования более дешевого монолитного бетона вместо стальных или железобетонных элементов заводского производства.

Буронабивными сваями принято считать все свайные конструкции, для которых необходимо применять предварительное бурение скважин и последующее их бетонирование. Технология изготовления имеет множество вариаций, каждая из которых показана применительно к конкретным условиям. Этот метод нашел широкое применение при устройстве фундаментов под опоры мостов и высоконагруженных сооружений на немерзлых (талых) грунтах.

В криолитозоне сваи, устроенные буронабивным способом, в настоящее время практически не применяются, несмотря на то что первые исследования их работы в мерзлом грунте были проведены ещё в начале 40-х годов [7]. Действующий нормативно-технический документ СП 25.13330.2012 [1] в области фундаментостроения в ММГ не рекомендует использование буронабивных свай и не содержит требования по их проектированию. Считается, что при устройстве таких свай в мерзлый грунт передаётся значительное количество тепла.

Также к буровым сваям принято относить и *буроинъекционные сваи*, которые отличаются большей гибкостью ( $l/d = 80-120$ ) и малым диаметром ( $d = 120-250$  мм) и, в основном, применяются для усиления существующих фундаментов и устройства анкерных креплений [8]. В настоящее время в городах, расположенных в криолитозоне, всё чаще ведется строительство вблизи существующей застройки. При этом возведение нового сооружения оказывает на фундаменты существующей застройки не только механическое, но и сильное тепловое воздействие, которое, в свою очередь, приводит к оттаиванию грунтов основания. Применение в северных районах буроинъекционных свай позволит снизить эти воздействия на фундаменты существующих сооружений при их усилении в силу их меньшего размера по сравнению с буронабивными и буроопускными сваями. Также одним из перспективных направлений использования буроинъекционных свай в криолитозоне является устройство анкерных креплений для защитных сооружений от опасных геокриологических склоновых и снежных процессов.

Устройство буроинъекционных свай в ММГ может предполагать допущение замерзания их цементного тела, а также обеспечение его твердения посредством приме-

нения химических добавок или прогрева. В рамках исследования этого вопроса в НИИОСП им. Н.М. Герсеева проводятся лабораторные эксперименты по определению характера взаимодействия твердеющего цемента с мерзлым грунтом при устройстве буроинъекционных свай [9].

Целью исследования является определение возможности обеспечения твердения цементного раствора в контакте с мерзлыми грунтами, получение экспериментальных данных по прочности цементного камня, по сопротивлению сдвигу по поверхности смерзания его с грунтом и по общей несущей способности буроинъекционных свай в многолетней мерзлоте. Одной из основных задач, решаемых в процессе исследования, стало определение необходимого состава цементного раствора с примесью химических добавок для обеспечения его твердения при отрицательных температурах. Промежуточные результаты лабораторных экспериментов и анализа литературы, посвященной этой задаче, приведены в настоящей статье.

По данным исследований Института мерзлотоведения [10], твердение цемента в условиях отрицательных температур цементного теста и среды возможно лишь при условии обеспечения жидкой фазы (воды) в цементном растворе. Раствор в условиях отрицательных температур должен иметь достаточные продолжительность загустения, растекаемость (текучесть), сроки схватывания, механическую прочность и интенсивность твердения. В рекомендациях по бетонированию фундаментов в многолетнемерзлых грунтах НИИЖБ Госстроя СССР [11] приведены возможные виды и количество добавок применительно к устройству буронабивных свай в целом.

Кроме того, гидратация растворов в контакте с мерзлым грунтом зависит от множества различных факторов, таких как объем, температура, состав раствора и т.д. При устройстве буроинъекционных свай, в отличие от буронабивных, используется значительно меньшее количество раствора, бетонная смесь заменяется на цементный раствор, вследствие чего изменяются требуемые типы и количество добавок для обеспечения твердения.

Испытания по определению прочности цементного камня, твердевшего при отрицательных температурах, проводились на образцах (кубиках) номинальных размеров  $70,7 \times 70,7 \times 70,7$  в соответствии с [12]. Водоцементное соотношение раствора принималось с учетом технологических особенностей устройства буроинъекционных свай:  $V/C = 0,34$ . Цементный раствор изготавливали при температуре  $20^\circ\text{C}$ , тщательно перемешивали и переносили в морозильную камеру, где заливали в формы. Температура в камерах варьировалась от минус 1 до минус  $6^\circ\text{C}$  для различных серий испытаний. Прочность цементного камня определяли для кубиков со временем твердения 7 и 28 суток.

Для испытаний использовали состав раствора цемента марки М500 с  $V/C = 0,34$ , с добавлением формиата натрия в количестве 3% от массовой доли цемента и добавки Полипласт СП-1 0,7% от массовой доли цемента. Результаты испытаний образцов цемента с добавками сравнивали с результатами, полученными для цемента без добавок,  $V/C=0,4$ .

Результаты испытаний образцов на прочность при сжатии приведены на графике (рис. 2).

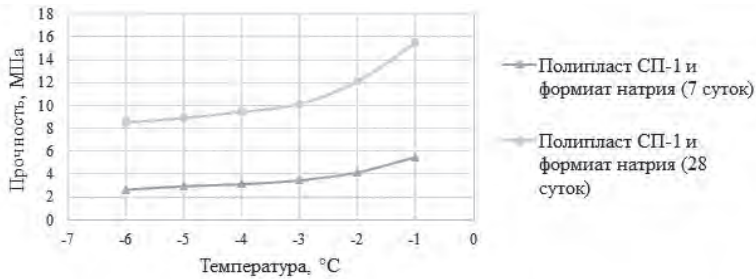


Рис. 2. Прочность на сжатие кубиков цемента, твердевших при различных отрицательных температурах воздуха

Анализ результатов испытаний показал, что прочность цементного камня, определенная для кубиков без добавок и с временем твердения 7 и 28 суток, твердевшего при отрицательной температуре минус 3 °C, составила 3,2 и 4,1 МПа соответственно. Эти значения составляют от 6,3 до 8,2% от марочной прочности цемента. Следует отметить, что в течение от 7 до 28 суток прочность цементного камня увеличилась, хоть и незначительно. Это указывает на наличие в мерзлом растворе незамерзшей химически связанной воды при выбранной температуре испытаний (минус 3 °C) и продолжительности процесса гидратации.

Прочность, набранная кубиками цемента с добавкой формиата натрия при температурах от минус 1 до минус 6 °C, превышает прочность цемента без добавок, полученную при минус 3 °C, более чем вдвое и равна 10 МПа для времени твердения 28 сут. Однако наибольшая эффективность применения добавки формиата натрия в количестве 3% от массовой доли цемента достигается при температурах от минус 1 до минус 2 °C. Прочность кубиков цемента при температуре минус 1 °C со сроком твердения 28 суток составила 15,5 МПа, что соответствует 30% от марочной прочности. При более низких температурах эффективность снижается.

Необходимо отметить, что при твердении цемента в большем объеме его прочность может быть значительно выше, чем прочность, полученная на образцах.

На основании полученных данных можно сделать вывод о том, что набор прочности цементного камня при отрицательных температурах может быть достигнут затворением цемента водным раствором определенных солей в необходимом соотношении даже при сравнительно небольшом его объеме, используемом при устройстве буронаблюдательных свай.

Добавление в состав цемента этих растворов должно обеспечивать:

- а) незамерзаемость раствора при отрицательной температуре (требуемую температуру начала замерзания);
- б) сохранение подвижности (текучести) цементного раствора в течении необходимого времени для его инъекции;
- в) достаточные сроки схватывания при отрицательных температурах, прочность и интенсивность твердения;
- г) слабую агрессивность по отношению к контактным материалам (формиат натрия по рекомендациям ФАУ «РОСДОРНИИ» следует использовать в качестве ингибитора коррозии в связи с его пониженной активностью);

д) необходимое значение сопротивления сдвигу по поверхностям смерзания цементного камня с мерзлым грунтом и армирующими элементами.

Подбор состава раствора, твердеющего в контакте с ММГ, возможен любым проверенным способом, обеспечивающим выполнение требований, предъявляемых к смеси по подвижности, воздухо- и водосодержанию, нерасплаиваемости, а также к цементному камню – по прочности, морозостойкости, стойкости в агрессивной среде и по водонепроницаемости при минимальных для данных заполнителей расходах цемента и воды.

При подборе составов растворов необходимо также учитывать гео-криологические условия площадки строительства, теплотехнические свойства и температуру оснований. Для высокотемпературных грунтов количество химических добавок на основе солей в процентном соотношении должно быть меньше соответственно, чем для низкотемпературных.

Набор прочности цемента, твердеющего при отрицательных температурах при устройстве буронабивных и буроинъекционных свай в ММГ, является одной из основных задач, которые необходимо решить для дальнейшего применения таких свай в криолитозоне.

### Выводы

Подводя итоги, необходимо отметить, что актуальность изучения вопросов технологий устройства и методов расчета буроопускных и буронабивных (буроинъекционных) свай не вызывает сомнения. В условиях стремительных темпов строительства сооружений в районах распространения структурно-неустойчивых грунтов, в том числе ММГ, вопросы сокращения сроков возведения фундамента, обеспечения его надежности, высокой несущей способности и упрощения технологии производства работ требуют должного внимания и обсуждения.

## Библиографический список

1. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88.
2. Хрусталева Л. Н. Основы геотехники в криолитозоне. М.: Изд-во МГУ, 2005.
3. Гончаров Ю. М., Таргулян Ю. О., Вартанов С. Х. Производство свайных работ на вечномерзлых грунтах. Л.: Стройиздат, 1981.
4. Рекомендации по устройству свайных фундаментов в вечномерзлых грунтах. М., НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова, 1985.
5. Сазонов П. М., Алексеев А. Г. Применение цементно-песчаного раствора при буроопускном способе погружения свай в многолетнемерзлые грунты. /Сб. докл. Междунар. науч.-практ. конф. «Современные технологии проектирования и строительства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах». М., 2016. С. 19-23.
6. Алексеев А. Г., Сазонов П. М. Особенности расчета несущей способности буроопускных свай при проектировании фундаментов главного корпуса электростанции Ямал СПГ // Геотехника, 2018. Т. X, № 1-2, С. 70-79.

7. *Водолазкин В. М., Миренбург Ю. С., Кондратьев С. Д.* Отчет о научно-исследовательской работе «Провести исследования работы нижнего торца буронабивных свай в вечномёрзлых грунтах и разработать рекомендации по их расчету», СО НИИОСП, Воркута, 1982, С. 7-9.

8. *Рытов С. А.* Эффективные современные технологии устройства буроинъекционных свай и грунтовых инъекционных анкеров // «Мособлгосэкспертиза». Информационный вестник». 2007. № 1 (16). С. 38-45.

9. *Andrey Alekseev and Dmitry Zorin.* Interaction of the augercast micropiles with permafrost // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, 2018, P. 365.

10. *Липовецкий А. Я.* Цементирование скважин в зоне вечной мерзлоты, Отчет из внутреннего архива Института мерзлотоведения имени В. А. Обручева Сибирского отделения Академии наук СССР, Якутск, 1952.

11. Руководство по бетонированию фундаментов и коммуникаций в вечномёрзлых грунтах с учетом твердения бетона при отрицательных температурах. М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1982.

12. ГОСТ 5802-86 Растворы строительные. Методы испытаний.

## Авторы:

Андрей Григорьевич АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией механики мерзлых грунтов и расчета оснований НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey ALEKSEEV, Ph. D. in Engineering, head of Frozen soil mechanics and foundation analysis laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

тел.: +7 (926) 129-71-01

Павел Михайлович САЗОНОВ, младший научный сотрудник лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Pavel SAZONOV, junior researcher of Frozen soil mechanics and foundation analysis laboratory NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: sazono-pm@yandex.ru

тел.: +7 (926) 914-57-47

Дмитрий Васильевич ЗОРИН, инженер лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitry ZORIN, engineer of Frozen soil mechanics and foundation analysis laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: zorinsved@mail.ru

тел.: +7 (915) 117-65-34

# О ПРИМЕНИМОСТИ МЕТОДА КОЭФФИЦИЕНТОВ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ К РАСЧЕТУ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ. СРАВНЕНИЕ С РЕЗУЛЬТАТАМИ НАТУРНЫХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ И НАБЛЮДЕНИЙ

## ON THE APPLICABILITY OF INTERACTION FACTOR METHOD TO PREDICTION OF SETTLEMENT OF PILE FOUNDATION. COMPARISON WITH RESULTS OF FIELD EXPERIMENTS AND MEASURED SETTLEMENTS OF BUILDINGS

И. А. БОКОВ

*Рассмотрены вопросы применимости метода коэффициентов взаимного влияния в расчетах свайных фундаментов. Даны рекомендации по выбору механических характеристик грунта для расчета. Представлены результаты сопоставления результатов расчетов с опубликованными результатами испытаний опытных фундаментов и результатами наблюдений за свайными фундаментами сооружений. В расчетах с учетом разработанных рекомендаций выявлена хорошая сопоставимость результатов с опытными данными.*

### Ключевые слова:

*Взаимовлияние свай, группы свай, метод коэффициентов взаимного влияния, расчеты осадки фундаментов, сваи, свайные фундаменты*

*The paper discusses the applicability of the interaction factors method for the prediction of settlement of pile foundations. Recommendations on the choice of the mechanical characteristics of the soil for the calculation are given. The results of the comparison of the settlement prediction by IFM and published results of tests of experimental foundations and the results of observations of the piled foundations of structures are presented. Good comparability of the settlement prediction with experimental data for calculations performed according to provided recommendations is shown.*

### Key words:

*Foundation settlement prediction, interaction factor method, pile foundations, pile groups, piles, piles interaction*



## Введение

В настоящее время происходит быстрое развитие расчетных комплексов, позволяющих вести расчет свайного фундамента по методу конечных элементов (МКЭ). В то же время действующие нормативно-технические документы (НТД) [5] (п. 7.1.2 и п. 7.5.6 СП 24.13330.2011) подчеркивают важность проведения верификации результатов численных расчетов альтернативными методами, использующими аналитические решения. Доступных для применения и рекомендованных НТД альтернативных методов не так много. Одним из них является метод коэффициентов взаимного влияния (МКВВ), позволяющий по сравнению с методом условного фундамента учитывать влияние таких параметров как диаметр и шаг свай на общую жесткость группы, а также получать коэффициенты жесткости индивидуальных свай. МКВВ широко применяется за рубежом [12] и включен в действующий СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты [5], а также в более ранние документы [3, 4, 6].

Несмотря на то что МКВВ широко известен и рекомендован для применения [5], следует отметить отсутствие публикаций по сопоставлению результатов расчетов по МКВВ с результатами расчетов по другим методам, с натурными экспериментами и с наблюдениями за осадками фундаментов. Указанный факт может быть обусловлен тем, что в настоящее время отсутствуют коммерчески доступные и сертифицированные для расчета свайных фундаментов по методу МКВВ расчетные комплексы. Необходимость применения расчетных программ обусловлена тем, что расчет по МКВВ вручную рационален лишь для групп размером  $2 \times 2 \dots 3 \times 3$ .

В рамках работ по совершенствованию методов расчета свайных фундаментов и изучению работы свайных фундаментов в целом автором разработана программа для расчета свайных фундаментов AGNI (Analysis of Groups of piles of Non-equal geometry by Interaction factor method).

Программа обладает следующими возможностями:

- Расчет осадки групп свай произвольной конфигурации;
- Учет нелинейного поведения свай под нагрузкой;
- Выбор функции взаимного влияния, применяемой для расчета;
- Получение результата расчета в виде таблиц и полей коэффициентов жесткости свай;
- Построение графиков взаимозависимостей варьируемых и вычисляемых величин;
- Применение параллелизации расчета на многоядерных процессорах для обеспечения высокой скорости расчета;
- Расчет свай неодинаковой геометрии.

### Метод коэффициентов взаимного влияния

При приложении нагрузки к свае она, помимо прочего, что получает осадку, создаёт вокруг себя некоторое поле осадок. Расположенные поблизости сваи, попадая в это поле, получают дополнительную осадку, не обусловленную действием нагрузки. В МКВВ осадка каждой сваи в группе вычисляется как сумма собственной осадки сваи (от внешней нагрузки) и осадок, наведенных другими сваями в группе.



Рассматривая группу из двух свай, одна из которых нагружена, устанавливаем, что с удалением от нагружаемой сваи осадка ненагруженной уменьшается. Построив график осадки ненагруженной сваи в зависимости от указанного расстояния, можно отметить, что на небольших расстояниях он соответствует логарифмической функции, а на больших – асимптотической. Зависимость осадки ненагруженной сваи от расстояния между сваями называется функцией влияния. Эта функция зависит от жесткости слоев грунта, отношения длины сваи к её диаметру, от жесткости сваи и от других параметров.

Функцию влияния сваи, необходимую для выполнения расчётов по МКВВ, наиболее часто получают с помощью двух основных подходов:

1. Расчёт функции влияния по формулам, что, как правило, возможно только в совокупности с существенной схематизацией инженерно-геологических условий;
2. Расчет функции влияния в пространственной постановке по МКЭ или методом граничных интегральных уравнений (МГИУ).

Очевидно, что расчет вторым способом более достоверен, однако в силу пространственности задачи он требует применения специализированного дорогостоящего расчетного комплекса и больших трудозатрат для получения функции влияния, что лишает МКВВ преимуществ в его вычислительной эффективности. Представляется, что дальнейшие исследования следует сконцентрировать на первом подходе.

Расчёт свайного фундамента может быть выполнен для двух предельных случаев: абсолютно жесткий ростверк и абсолютно гибкий ростверк. Использование указанных подходов объясняется тем, что при применении метода сил в первом случае принимается одинаковая осадка всех свай, а во втором – одинаковая нагрузка на все сваи. Таким образом, результат расчета по первому случаю характеризуется различными нагрузками на индивидуальные сваи, а по второму – различной осадкой индивидуальных свай. Следует отметить, что применение подхода абсолютно жесткого ростверка ближе к действительности.

Вопросы выбора функции влияния для расчета и их особенности рассмотрены в работе [1], где также представлены результаты сопоставления расчетов по МКВВ с применением различных функций влияния с МКЭ-расчетами.

В настоящей работе для расчетов взаимного влияния свай в группе была применена универсальная аппроксимирующая функция влияния гиперболического типа BF18 (1), описывающая деформации грунта на глубине  $0,5l$  в условиях упругого или двухслойного полупространства на любых расстояниях более  $2d$  от сваи:

$$\beta' = \frac{a}{\left(b + \frac{r}{l}\right)} \quad (1)$$

Коэффициент  $a$  в формуле (1) является константой, зависящей от коэффициента Пуассона, а коэффициент  $b$  – константой, зависящей также и от относительной длины сваи:

$$a = \frac{(1-\nu)}{2\pi} \quad (2)$$

$$b = (0,3392 - 0,2924\nu) \left(\frac{l}{d}\right)^{-0,163}. \quad (3)$$

На рис. 1 показаны результаты МКЭ-расчета функции влияния, представленной в работе [13], и разработанной автором функция влияния (BF18). На вертикальной оси показана нормализованная осадка  $wGl/P$ , а на горизонтальной – относительное расстояние  $r/l$ . Как видно из рис. 1, на начальном участке обе функции демонстрируют хорошее совпадение, однако с расстояния  $r = l$  функция [13] существенно занижает влияние, а на расстоянии  $r \approx 2l$  и вовсе обращается в ноль, что не соответствует МКЭ-решению и принципам теории упругости. В соответствии с принципом Сен-Венана, на некотором удалении от точки приложения нагрузки способ приложения силы не влияет на напряженно-деформированное состояние (НДС) в точке. В рассматриваемом случае на расстояниях более  $2l$  осадка грунта соответствует решению задачи теории упругости о приложении сосредоточенной силы к поверхности полупространства. Из рис. 1 видно, что предлагаемая функция влияния обладает удовлетворительной точностью по сравнению с функцией [13], а начиная с расстояния  $l$  и далее намного точнее существующих и соответствует аналитическому решению задачи о приложении нагрузки к полупространству. Указанная функция также подходит для расчетов свай неодинаковой длины и для двухслойного полупространства.

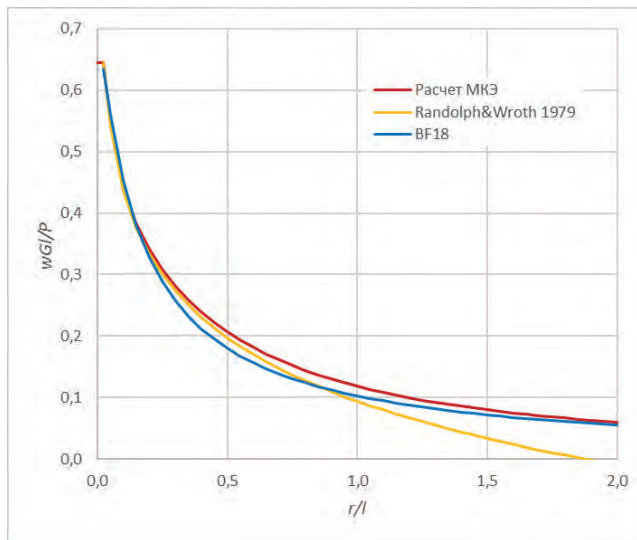


Рис. 1. Вид функций влияния для свай  $l/d = 20$ ,  $G = 10$  МПа,  $\nu = 0,25$

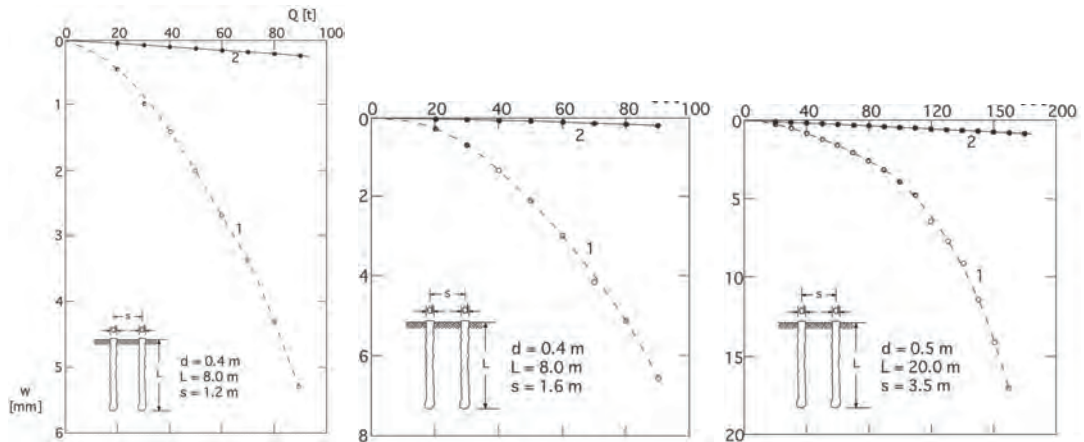
### К вопросу о целесообразности учета нелинейности деформационных свойств грунта в расчетах по МКВВ

В настоящее время на уровне нормативных документов установлена необходимость выполнения расчетов одиночных свай по второй группе предельных состояний с учетом нелинейности зависимости нагрузка – осадка. Вопрос о необходимости и целесообразности выполнения таких расчетов для свайных групп в явном виде не рассмотрен.

Особенность учета нелинейности поведения свай по отношению к МКВВ заключается в том, что большая часть взаимного влияния происходит в условиях упругой работы грунта. Указанная особенность была продемонстрирована в работе [8] рас-

четным путем и экспериментально. Было показано, что на всех этапах нагружения сваи осадки грунта, окружающего её, начиная с некоторого небольшого расстояния, не зависят от того, насколько близок грунт основания сваи к предельному состоянию.

В работе [9] такие же выводы были получены экспериментально, в ходе нагружения опытных свай статической нагрузкой. Кроме измерения осадки нагружаемой сваи производилось измерение осадки сваи, расположенной поблизости. Результаты опытов [9] представлены на рис. 3.

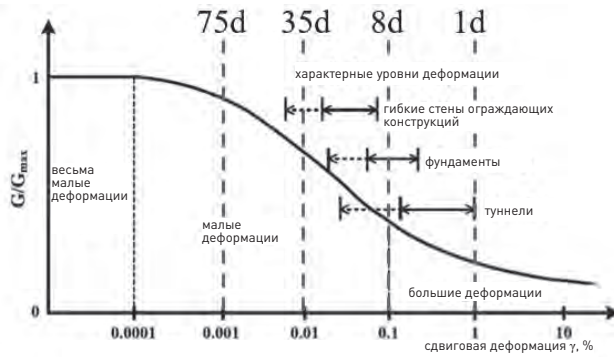


**Рис. 2.** Результаты измерения осадки ненагруженной сваи в присутствии нагруженной для разных  $l/d$  и  $s/d$  по результатам опытов [9]

С позиций практики расчета по МКВВ указанное наблюдение приводит к тому, что нелинейность работы грунта, по крайней мере – до перехода существенной части основания в предельное состояние, допустимо моделировать локализовано, вблизи поверхности сваи. Моделирование нелинейности поведения индивидуальных свай можно осуществлять по заданной характеристике нагрузка – осадка, определенной по модели нелинейных коэффициентов постели либо по более простым зависимостям. Существует большое число уравнений различной сложности, моделирующих нелинейную кривую нагрузка – осадка сваи. Наиболее предпочтительно использовать кривые нагрузка – осадка, полученные опытным путем.

В работе [10] в части, посвященной повышению достоверности прогноза деформаций грунта, предлагается при моделировании, учитывая, что зависимость деформационных характеристик грунта от уровня деформации нелинейна, назначать грунту расчетную жесткость в соответствии с испытываемым уровнем сдвиговой деформации. Согласно выполненным осесимметричным МКЭ-расчетам, на расстояниях  $5d$ ,  $10d$ ,  $25d$  и  $50d$  величины сдвиговой деформации составляют 0,17, 0,08, 0,03 и 0,005% соответственно. Так, при сопоставлении указанных величин с графиком, представленным в работе [10], на котором показана зависимость модуля сдвига от уровня сдвиговой деформации, можно отметить, что на расстоянии далее  $1d$  грунт работает с большим значением модуля сдвига, чем значение, определяемое в лабораторных условиях, без специальных датчиков локальной деформации.

Практическая ценность указанных наблюдений заключается в том, что, как показано в работах [8] и [7] при расчетах по МКВВ, наибольшая достоверность расчета достигается в случае применения значения начального (упругого) модуля сдвига. Указанная особенность обусловлена тем, что величина сдвиговой деформации в грунте при вдавливании сваи затухает очень быстро, обратно пропорционально расстоянию от сваи. Таким образом, сдвиговые деформации более в грунте величиной более 1% локализируются на расстоянии до одного диаметра сваи.



**Рис. 3.** Отношение модуля сдвига  $[G]$  к его начальному значению  $[G_{max}]$  в зависимости от уровня сдвиговой деформации

В работе [16] указанный вопрос был рассмотрен в следующей постановке. Объекты из имеющейся базы наблюдений за осадками фундаментов были рассчитаны по МКВВ для следующих расчетных случаев: 1) Применение начального (касательного) модуля сдвига; 2) применение секущего модуля сдвига; 3) использование начального модуля сдвига совместно с моделированием локализованной нелинейности грунта вблизи сваи. Авторы отмечают, что наилучшее совпадение отмечается по третьему подходу, чуть хуже сходимость по первому и хуже всего – по второму. В случае принятия характеристик грунта по второму подходу отмечается существенное завышение величины расчетной осадки свайного фундамента.

На основании указанных наблюдений можно сделать вывод, что для рационального применения МКВВ целесообразно применение жесткостных параметров грунта, определенных по специальным методикам (геофизическим, по датчикам локальной деформации), а также методом обратного расчета по результатам испытаний одиночных свай.

### Сравнение с результатами натуральных экспериментов и наблюдений

Для сравнения использованы подробно описанные в публикациях случаи строительства свайных фундаментов и эксперименты на опытных фундаментах. Были отобраны публикации, в которых представлены результаты испытания одиночных свай, которые использовались для калибровки жесткостных параметров грунта вдоль боковой поверхности сваи.

Следует отметить, что имеется не так много опубликованных результатов наблюдений за поведением свайных фундаментов. В указанном отношении большую ценность имеют работы В. Н. Голубкова [2]. В отличие от многих опубликованных результатов наблюдений за возведенным зданиям и сооружениями, работа В. Н. Голубкова имеет чисто экспериментальный характер, что обуславливает высокую точность измерений деформаций фундамента и достоверную информацию о передаваемых на них нагрузках.

Подробная информация об инженерно-геологических условиях опытной площадки представлена в работе [2]. Нагружение фундаментов вели с помощью установки на ростверк тарированных грузов.

Расчеты были проведены для пяти фундаментов. На рис. 4 и 5 представлены результаты для фундаментов № 1 и № 16. Красные точки и синяя линия – одиночная свая, черные точки и оранжевая линия – свайный фундамент. По горизонтальной оси показана нагрузка на сваю (МН) в случае нагружения фундамента, определенная как отношение суммарной нагрузки на фундамент к числу свай.

На рис. 5 показано сопоставление опытных данных и результатов расчета для свайного фундамента № 1 и одиночной сваи № 21. Согласно результатам разведочного бурения на глубину 11 м инженерно-геологические условия площадки представлены песком мелким пылеватым. Уровень подземных вод – на отметке минус 0,3 м от уровня поверхности земли. Сваи забивные, длиной 3,6 м, сечение свай 24 см. Фундамент состоит из 9 свай, погруженных по квадратной сетке с шагом 1,2 м.

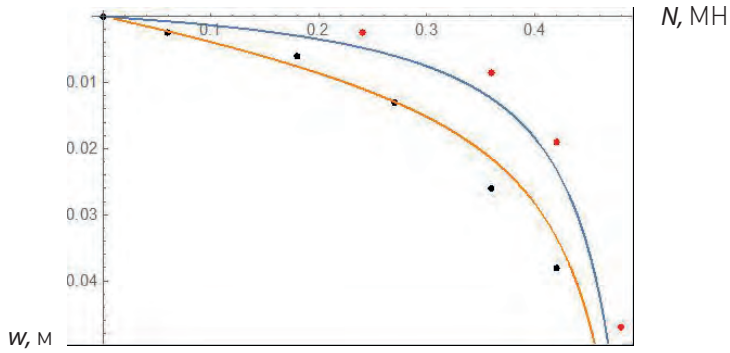
Такие же результаты для аналогичного фундамента показаны на рис. 6. Рассматриваются фундамент № 16 и одиночная свая № 34. Согласно результатам разведочного бурения на глубину 10 м инженерно-геологические условия площадки до глубины 2,5 м представлены песком мелким слюдистым, подстилаемым песком мелким слюдистым с включением обломков ракушек. Уровень подземных вод – на отметке минус 0,3 м от уровня поверхности земли. Сваи забивные, длиной 5,6 м, диаметром 28 см. Фундамент состоит из 9 свай, погруженных по квадратной сетке с шагом 1,62 м.

Все рассмотренные случаи (пять фундаментов) показали хорошее совпадение результатов расчета с результатами экспериментов, аналогичное показанному на рис. 4 и 5.

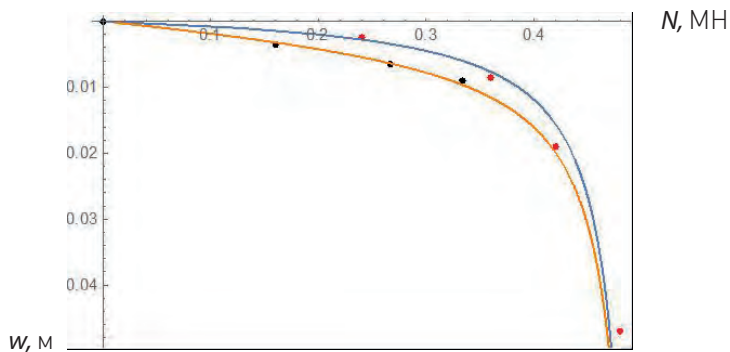
Другой известной публикацией, подробно описывающей результаты экспериментального нагружения опытного фундамента, является работа [11]. Сопоставление экспериментальных данных с расчетными представлено на рис. 6.

Инженерно-геологические условия представлены жесткими переуплотненными глинами. Диаметр свай составляет 0,273 м, длина 13,1 м, число – 9 шт. (также в одном из опытов были испытаны 4 сваи из 9), шаг свай 0,819 м.

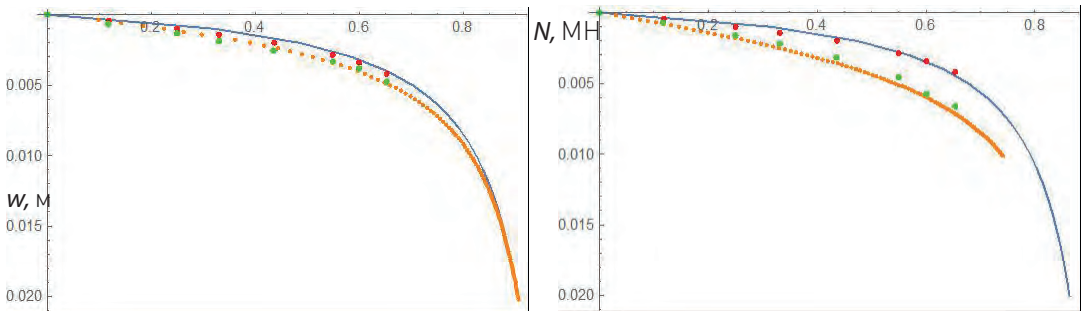
Анализ рис. 4-6 показывает хорошую сходимость результатов опыта и расчетов по МКВВ при расчете на упругие деформационные характеристики грунта с локализованной нелинейностью на поверхности свай.



**Рис. 4.** Опытный фундамент № 1, одиночная свая № 1



**Рис. 5.** Опытный фундамент № 16, одиночная свая № 34



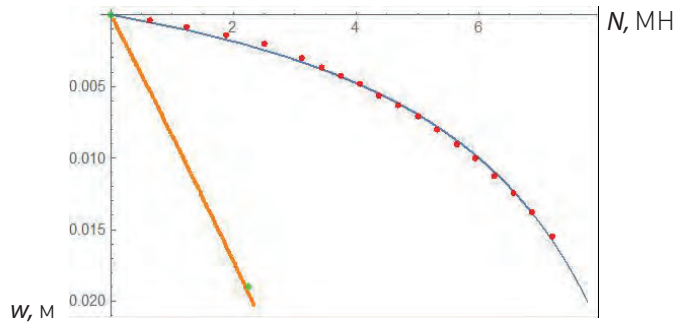
**Рис. 6.** Сопоставление результатов расчета с опытными данными.  
Слева испытание 4 свай, справа – 9 свай

Существенно важным вопросом является сопоставимость результатов расчетов с наблюдениями за крупноразмерными свайными группами. В настоящей работе выполнено сопоставление результатов расчетов с опубликованными случаями наблюдения за осадками терминала СПГ [15] и жилого здания в Лондоне [14].

На рис. 7 представлены результаты сопоставления расчета с результатами наблюдений для здания терминала СПГ в Гданьске. Фундамент здания состоит из 146 буровых свай диаметром 1 м и длиной 26,5 м и 34 свай диаметром 0,62 м. Инженерно-ге-

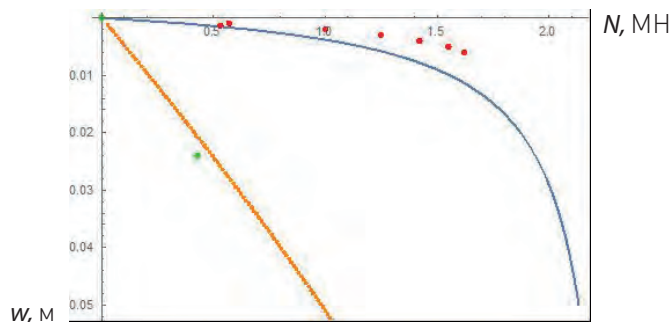


ологические условия представлены переслаивающимися песчаными и глинистыми грунтами. Средняя нагрузка на сваю 2,3 МН, средний шаг свай 5,5 м.



**Рис. 7.** Фундамент терминала СПГ. Сопоставление результатов расчета с наблюдениями

В работе [14] представлены результаты наблюдения за осадками 16-этажного жилого здания в Лондоне. Оно сравнительно жесткой конструкции, из сборного железобетона. Основание с поверхности сложено лондонскими глинами. Фундамент здания выполнен из 351 буровой сваи диаметром 0,45 м и длиной 13 м. Поверху сваи объединены монолитным ростверком высотой 0,9 м. Средняя нагрузка на сваю составляет 1,2 МН, шаг свай 1,63 м. Испытание сваи производилось как в кинематическом, так и статическом режимах. Показаны результаты для обоих видов нагружения (рис. 8). Для калибровки жесткостных свойств грунта использовались результаты статического нагружения.



**Рис. 8.** Сопоставление результатов расчета с наблюдениями [14]

Как видно из рис. 8, имеет место хорошая сходимость результатов расчета с результатами наблюдений. Представленное на рис. 8 испытание одиночной сваи выполнено в режиме кинематического нагружения, выдержка сваи под нагрузкой проводилась только для начальных ступеней. Калибровка деформационных характеристик грунта выполнялась по данным стабилизированных ступеней нагрузки, что объясняет некоторое расхождение графиков.

Автор выражает искреннюю признательность В.Г. Федоровскому за научное руководство и помощь в подготовке статьи.



### Заключение

1. Показана хорошая сопоставимость результатов расчетов свайных фундаментов по МКВВ с результатами натуральных экспериментов и наблюдений за зданиями и сооружениями как на стадии линейной работы основания, так и при нелинейной работе основания.

2. Для расчетов по МКВВ рекомендуется в общем случае использовать начальные значения модуля сдвига грунта, а нелинейность работы грунта в свайном фундаменте учитывать локально, только вблизи поверхности сваи. Показано, что применение указанного подхода обеспечивает хорошее совпадение с опытными данными.

Применение модифицированной функции влияния [1] позволило достичь хорошей сходимости результатов расчетов по МКВВ и опытных данных также для рассмотренных случаев наблюдения за осадками крупноразмерных фундаментов.

### Библиографический список

1. *Боков И. А., Федоровский В. Г.* О расчете осадки группы свай с использованием коэффициентов взаимного влияния по модели упругого полупространства // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2017. №6. С. 2-8.
2. *Голубков В. Н.* Вопросы исследования свайных фундаментов и проектирования по деформациям. Дисс. ... д-ра техн. наук; Одесский инженерно-строительный институт. Одесса, 1968.
3. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.
4. Руководство по проектированию свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1980.
5. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты.
6. МГСН 2.07-01 (ТСН 50-304-2001) Основания, фундаменты и подземные сооружения.
7. Сваи в гидротехническом строительстве. Учебное пособие/В.Г. Федоровский, С.Н. Левачев, С.В. Курилло, Ю.М. Колесников. М.: Изд. АСВ, 2003.
8. *Федоровский В. Г.* Расчет осадок свай в однородных и многослойных основаниях. Дисс. ... канд. техн. наук; НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. Москва, 1974.
9. *Caputo V., Viggiani C.* Pile Foundation Analysis: A Simple Approach To Nonlinearity Effects // Rivista Italiana Di Geotecnica. 1984. Т. 18.
10. *Mair R.J.* Unwin Memorial Lecture 1992: Developments In Geotechnical Engineering Research: Application To Tunnels And Deep Excavations // Proc. Of The Instn Of Civ. Eng. – Civil Engineering. 1993. Т. 97, № 1. С. 27-41.
11. *O'Neill M. W., Hawkins R. A., Mahar L. J.* Field Study Of Pile Group Action. Fhwa-Rd-81-2 Final Rpt., 1981.
12. *Poulos H. G.* Methods Of Analysis Of Piled Raft Foundation S. A Report, Prepared On Behalf Of Technical Committee Tc18 On Piled Foundations. 2001.

13. *Randolph M.F., Wroth C.P.* An Analysis Of The Vertical Deformation Of Pile Groups // *Geotechnique* 0016-8505. 1979. Т. 29. P. 423-439.

14. Some Observations Of The Foundation Loading And Settlement Of A Multi-Storey Building On A Piled Raft Foundation In London Clay/R.W. Cooke, D.F. Sillett, D.W. Bryden Smith [Et Al.] // *Proc. Of The Instn Of Civ. Eng.* 1981. Т. 70, №3. P. 433-460.

15. *Tejchman A., Gwizdala K., And Dyka I.* Analysis Of Settlements Of Piled Foundations // *Proc. Of The Fifteenth Int. Conf. On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, Istanbul, 27-31 August 2001 = Comptes Rendus Du Quinzième Congrès International De Mécanique Des Sols Et De La Geotechnique, Istanbul 27-31 Aout 2001, 2001.* P. 1025-1030.

16. *Viggiani C., Mandolini A., Russo G.* Piles And Pile Foundations. London: Taylor & Francis, 2012. – 1 Online Resource (Xviii, 278).

## Автор

Игорь Алексеевич БОКОВ, научный сотрудник лаборатории механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Igor BOKOV, Researcher of Soil Mechanics Laboratory, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Igor.bokov@gmail.com

тел.: +7 (926) 158-14-68

# НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВИДА ЗАВИСИМОСТИ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ МЁРЗЛЫХ МЕЛКИХ И ПЫЛЕВАТЫХ ПЕСКОВ ОТ ИХ СУММАРНОЙ ВЛАЖНОСТИ (ЛЬДИСТОСТИ) И ТЕМПЕРАТУРЫ

## SOME RESULTS OF EXPERIMENTAL DETERMINATION OF THE KIND OF DEPENDENCE OF STRENGTH PROPERTIES OF FROZEN FINE AND SILTY SANDS FROM THEIR TOTAL MOISTURE (THE ICE CONTENT) AND TEMPERATURE

С. Г. ГЕВОРКЯН, канд. физ.-мат. наук

В. В. ДОРОШИН

В. И. АКСЁНОВ, канд. техн. наук

*Представлены результаты экспериментальных исследований зависимости прочностных свойств мёрзлых песков от влажности и температуры. Прочность на одноосное сжатие мёрзлого мелкого песка определялась при температурах минус 1, 3, 5, 7 оС и в диапазоне значений влажности от 6 до 90%. По результатам экспериментов построены диаграммы зависимости прочности мёрзлых песков от влажности и температуры при одноосном сжатии.*

*Выполненные авторами эксперименты показали, что наибольшее влияние*

*The article presents the results of experimental studies of the dependence of the strength properties of frozen sands from the moisture and temperature. Strength for uniaxial compression of frozen fine sand was determined at temperatures of minus 1, 3, 5, 7 oC in the range of the moisture from 6 to 90%. The experimental results used to create the diagrams of the dependence of the frozen sand's strengths from the moisture and temperature under uniaxial compression.*

*Our experiments have shown that the greatest influence on the strength of frozen sand have total moisture (the*

на прочность мёрзлых песков оказывают суммарная влажность (льдистость) и плотность сухого песка (плотность скелета). Эти параметры оказывают наибольшее влияние на прочность песка при полном его водонасыщении. Прочность мёрзлых песков зависит также от степени заполнения их пор незамёрзшей водой и льдом.

Эксперименты позволили выявить важные особенности зависимости прочностных свойств мёрзлых песков от их суммарной влажности (льдистости). В частности, удалось установить, что существует узкий диапазон оптимальной влажности (льдистости) мёрзлых мелких и пылеватых песков, в пределах которого их прочность меняется в несколько раз, достигая здесь своего максимального значения. Этот эффект необходимо учитывать при инженерных изысканиях и проектировании инженерных сооружений в районах Крайнего Севера России.

### Ключевые слова:

Влажность, мёрзлые пески, прочность, сжатие, температура

ice content) and the density of dry sand (skeleton density). These parameters have the greatest impact on the strength of sand at its full water saturation. The strength of frozen sands also depends on the degree of filling of their pores with unfrozen water and ice.

The experiments revealed important features of the dependence of the strength properties of frozen sands on their total moisture (the ice content). In particular, it was found that there is a narrow range of «optimal» moisture (the ice content) frozen fine and silty sands, within which their strength varies significantly, reaching its maximum value here. This effect must be taken into account in engineering research and design of engineering structures in the Extreme North of Russia.

### Key words:

Compression, frozen sands, humidity, strength, temperature

### Введение

Прочностные свойства мёрзлого грунта в значительной степени зависят от его суммарной влажности (льдистости). Эту особенность мёрзлых грунтов отмечали многие исследователи ещё в минувшем столетии [5-8 и др.]. Выполненные ими эксперименты позволили выявить закономерности зависимости пределов прочности на разрыв и на одноосное сжатие мёрзлых супесей, суглинков и глин от их влажности. В частности, проведенный А. Н. Зелениным анализ этих зависимостей показал, что «... сопротивление разрыву вначале возрастает, затем достигает максимума и при дальнейшем увеличении влажности уменьшается» [4]. А. Н. Зеленин объясняет это тем, что в мёрзлых песках при малой влажности (льдистости) скелет грунта образует плотный каркас, прочность которого определяется зацеплением (упаковкой) грунтовых частиц. С увеличением же влажности (льдистости) плотность скелета грунта уменьшается, упаковка частиц становится всё менее плотной, роль их зацепления снижается. Каркас из грунтовых частиц становится всё менее прочным [4]. В свою очередь, Е. П. Шушерина и Ю. П. Бобков выяснили, что «... для мёрзлой супеси при полном водонасыщении ... наибольшее сопротивление одноосному сжатию отмечается при влажности около 26,0%, с увеличением влажности прочность супеси снижается. При влажностях, меньших 26%, для супеси наблюдается снижение прочности» [8].

Однако по методическим причинам проведение таких же опытов с песками у упомянутых исследователей не удавалось. В частности, А.Н. Зеленин объяснял причину этого следующим образом: «Установить зависимость временного сопротивления мёрзлого песка разрыву от влажности (льдистости) в полной мере не удалось, так как увлажнить песок более чем на 20% оказалось невозможным; лишняя вода или вытекала из формы, или песок осаждался, а сверху образовывался чистый лёд» [4]. К настоящему времени эта методическая проблема практически решена В.И. Аксёновым, предложившим так называемый «метод вымораживания». Сущность этого подхода состоит в том, что влажную грунтовую смесь охлаждают в течение 2-4 ч, периодически её перемешивая и раздробляя образующиеся крупные комки мёрзлого грунта и льда. Подробно «метод вымораживания» описан в книге В.И. Аксёнова [1].

Естественно, что, имея возможность изготавливать образцы мёрзлого песка с любой заданной наперёд влажностью, мы поставили перед собой цель экспериментальным путём выявить характер зависимости прочности мёрзлых песчаных грунтов от их влажности (льдистости) в широком диапазоне температуры и влажности (льдистости). Нами были выполнены испытания мёрзлых песков под действием быстро возрастающей непрерывной нагрузки, что позволило получить значения условно-мгновенных пределов их прочности на одноосное сжатие. Влажность изменялась от значений, соответствующих минимальной пористости (при значениях коэффициента пористости  $e \leq 0,6$ ) до значений, существенно превышающих водоудерживающую способность песка. Всего кратковременным испытаниям нами были подвергнуты 106 образцов мёрзлого мелкого песка и 11 образцов мёрзлого пылеватого песка с влажностями от 6 до 70% при температурах минус 1, 3, 5, 7 °С.

По завершении серий кратковременных испытаний мёрзлых мелких песков нами были проведены испытания аналогичных образцов из тех же песков и при тех же температурах с целью получения зависимостей длительной прочности на сжатие от температуры. В соответствии с рекомендациями ГОСТ 12248-2010. «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости» эти испытания на одноосное сжатие проводились методом ступенчатого нагружения. Продолжительность испытаний составила от 10 до 16 суток; при этом при температурах минус 1, 3, 5, 7 °С был испытан 51 образец мёрзлого мелкого песка и 9 образцов мёрзлого пылеватого песка с влажностями от 6 до 70%.

### **Материалы и методы**

Для проведения серий испытаний образцов мёрзлых песков нарушенной структуры на одноосное сжатие использовались предварительно высушенные до воздушно-сухого состояния пески (мелкий и пылеватый). Гранулометрический состав этих песков представлен в таблице.

Грунт для образцов с малой влажностью ( $W \leq 20\%$ ) готовился замешиванием отмеренного количества сухого грунта с расчётным количеством воды для получения задаваемой влажности. Таким грунтом послойно заполняли (с последующим

трамбованием) специальные цилиндрические металлические обоймы (формы) высотой 120 мм и внутренним диаметром 45 мм. Перед заполнением стыки нижней части обоек с поддоном замазывали слоем пластилина для исключения потерь воды; внутренние стенки обоек выкладывали тонкой полиэтиленовой плёнкой (предварительно смоченной водой) для исключения примерзания грунта к стенкам обоек. После заполнения грунтом обоймы выставляли в морозильный шкаф на 2 суток для промораживания при температуре от минус 18 до минус 20 °С.

Таблица

### Гранулометрический состав песков, использованных в опытах

Лаб. № пробы	Содержание, %, частиц размером, мм											Степень неоднородности грануло состава	Наименование грунта по ГОСТ 25100-2011 Грунты. Классификация
	Св. 10	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,10	0,10-0,05	0,05-0,01	0,01-0,002	До 0,002		
	$A_{10}$	$A_5$	$A_2$	$A_1$	$A_{0,5}$	$A_{0,25}$	$A_{0,1}$	$A_{0,05}$	$A_{0,01}$	$A_{0,002}$	$A_0$	$C_u$	
2В					0,1	2,1	71,8	22,4	1,6	1,0	–	2,66	Песок пылеватый однородный
1В					0,6	41,6	50,3	6,0	0,6	0,3	–	2,45	Песок мелкий однородный

После промораживания обоймы с грунтом переносили в испытательную камеру, где в течение не менее 6 ч выдерживали при отрицательной температуре (например, при минус 3 °С), при которой должны были проводиться испытания. После выдерживания обоек в испытательной камере при заданной температуре образцы извлекали из обоек, торцевали, взвешивали, измеряли (по высоте и диаметру) и упаковывали в тонкую полиэтиленовую плёнку в соответствии с ГОСТ 12248-2010 на методы определения характеристик прочности и деформируемости грунтов.

Для изготовления образцов мёрзлых песков с избыточной влажностью ( $W > 20\%$ ) использовали метод «вымораживания грунта», предложенный в своё время В.И. Аксёновым [1]. Сущность этого метода состоит в следующем. Сначала по расчёту готовят замес грунта. Приготовленную смесь тщательно перемешивают в металлической ёмкости и помещают в морозильный шкаф на замораживание. Через определённое время (в зависимости от объёма приготовленной смеси и температуры замораживания, но не более 30 мин) ёмкость с грунтом извлекают из морозильного шкафа и её содержимое тщательно перемешивают. Образовавшиеся комки смёрзшегося грунта и льда дробят на части, не превышающие 5 мм в диаметре. После перемешивания ёмкость вновь помещают в морозильный шкаф. Эта процедура должна повторяться до полного замерзания воды и получения однородной мёрзлой массы (описанная технология во многом напоминает ту, которая применяется при производстве сливочного мороженого) [2, 3].

После этого обоймы, соответствующим образом подготовленные (см. ранее) и предварительно охлаждённые, послойно заполняют грунтовой смесью, причём поскольку (в силу обстоятельств) заполнение обойм вели в помещении с комнатной температурой, то для того чтобы не допустить растепление замороженной смеси, через каждые 5-7 мин процесс заполнения обойм регулярно прерывали, а ёмкость с грунтом и обоймы помещали в морозильный шкаф (не менее, чем на 10 мин). Такая процедура должна была соблюдаться вплоть до полного заполнения обойм. После полного заполнения обойм грунтом их окончательно выставляли в морозильный шкаф на 2 сут для промораживания при температуре от минус 18 до минус 20 °С. Последующая процедура извлечения и подготовки образцов к испытаниям такая же, как и описанная ранее (т. е. как при изготовлении образцов с малой влажностью).

Для испытаний использовали образцы мёрзлого грунта нарушенного сложения с заданной влажностью и льдистостью. Испытания проводили при температурах минус 1, 3, 5, 7 °С в морозильных камерах, поддерживающих заданную температуру с точностью  $\pm 0,25$  °С. Для экспериментов применяли оборудование, сконструированное в соответствии с требованиями ГОСТ 12248-2010, с необходимой корректировкой методики проведения испытаний и обработки их результатов. Использовали установки АКР и ИУ-12, входящие в испытательно-экспериментальную систему (ИЭС) Kri-oLab [2, 3]. При проведении испытаний учитывалось увеличение площади сечения образца при сжатии. Компенсацию нагрузки при увеличении площади сечения образца задавали по достижении приращения площади сечения образца на каждые 3%. Обработка результатов испытаний была максимально автоматизирована; программа обработки результатов испытаний позволяла получать Протоколы испытаний в соответствии с требованиями ГОСТ 17025-2009 «Общие требования к компетентности испытательных и калибровочных лабораторий».

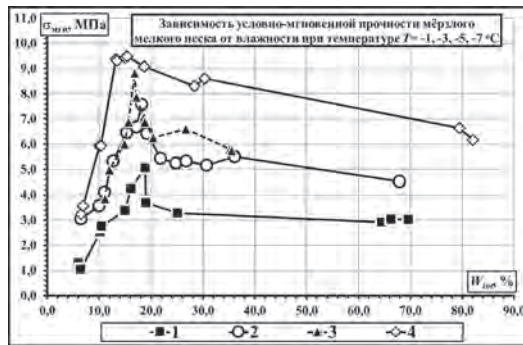
Испытания мёрзлых песков, проводившиеся методом одноосного сжатия со ступенчатым нагружением, позволили определить вид зависимости их условно-мгновенной  $\sigma_{\text{мгн}}$  и длительной прочности  $\sigma_{\text{дл}}$  от влажности и температуры. Эти характеристики определяли по результатам нагружения образцов грунта вертикальной нагрузкой в условиях бокового расширения, с плавным приложением нагрузки равными ступенями. Время приложения нагрузки на каждой ступени не должно превышать 30 с. При определении предельно-длительного значения предела прочности  $\sigma_{\text{дл}}$  продолжительность действия каждой ступени нагружения должна составлять 24 ч.

Испытания считаются завершёнными в случае хрупкого разрушения образца либо когда процесс деформирования образца переходит в стадию незатухающей ползучести, или же когда относительная продольная деформация образца достигает величины, составляющей 0,2 от его высоты.

### Результаты экспериментов и их обсуждение

По результатам выполненных испытаний образцов мёрзлых песков были построены диаграммы зависимости от влажности и от температуры пределов условно-мгновенной  $\sigma_{\text{мгн}}$  и длительной прочности  $\sigma_{\text{дл}}$  на одноосное сжатие мёрзлых мелкого и пылеватого песков (рис. 1-4).

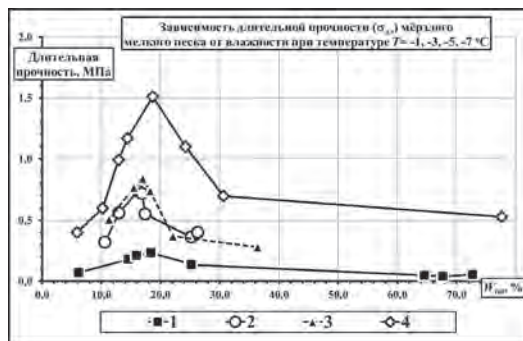




**Рис. 1.** Зависимость от влажности  $W_{tot}$  и температуры  $T$  предела условно-мгновенной прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{мгн}$  мёрзлого мелкого песка. В легенде цифрами обозначены: 1 –  $T = -1^{\circ}\text{C}$ ; 2 –  $T = -3^{\circ}\text{C}$ ; 3 –  $T = -5^{\circ}\text{C}$ ; 4 –  $T = -7^{\circ}\text{C}$

Для мёрзлого мелкого песка наибольшее значение предела его условно-мгновенной прочности  $\sigma_{мгн}$  отмечается при влажности в пределах от 18,9% при  $T = -1^{\circ}\text{C}$  до 15,4% при  $T = -7^{\circ}\text{C}$ . Отсюда следует, что чем ниже температура мёрзлого песка, тем больше смещается влево по оси абсцисс (ближе к началу координат) то самое значение влажности  $W_{tot}$ , при котором достигается максимум его условно-мгновенной прочности на сжатие («оптимальная» влажность) (см. рис. 1). При фиксированной же температуре с увеличением влажности мёрзлого песка (по отношению к «оптимальной» при данной температуре влажности) его прочность на сжатие снижается. Так, уже при влажности 25-30% снижение прочности составляет 30-40%. Значения прочности маловлажных песков отражены на левых нисходящих ветвях диаграмм, здесь прочность на сжатие уменьшается в два раза и более (см. рис. 1).

Зависимость длительной прочности  $\sigma_{дл}$  мёрзлого мелкого песка от влажности (см. рис. 2) оказалась по форме схожей с зависимостью его условно-мгновенной прочности на сжатие  $\sigma_{мгн}$  от влажности (см. рис. 1) – здесь на представленных диаграммах также чётко проявляются точки максимальных значений длительной прочности  $\sigma_{дл}$ . Например, для температуры минус  $3^{\circ}\text{C}$  длительная прочность составила  $\sigma_{дл} = 0,72$  МПа при влажности  $W_{tot} = 16,9\%$  (см. рис. 2).



**Рис. 2.** Зависимость от влажности  $W_{tot}$  и температуры  $T$  предела длительной прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{дл}$  мёрзлого мелкого песка. В легенде цифрами обозначены: 1 –  $T = -1^{\circ}\text{C}$ ; 2 –  $T = -3^{\circ}\text{C}$ ; 3 –  $T = -5^{\circ}\text{C}$ ; 4 –  $T = -7^{\circ}\text{C}$

Зависимость от влажности и от температуры пределов условно-мгновенной и длительной прочности на одноосное сжатие мёрзлого пылеватого песка по форме такая же, как и у мёрзлого мелкого песка (см. рис. 3, 4), причём при равной температуре значения «оптимальной» влажности мёрзлого пылеватого песка и мёрзлого мелкого песка различаются между собой незначительно. Однако максимумы пределов условно-мгновенной и длительной прочности на сжатие, соответствующие значениям «оптимальной» влажности, у мёрзлого пылеватого песка заметно выше, чем у мёрзлого мелкого песка.

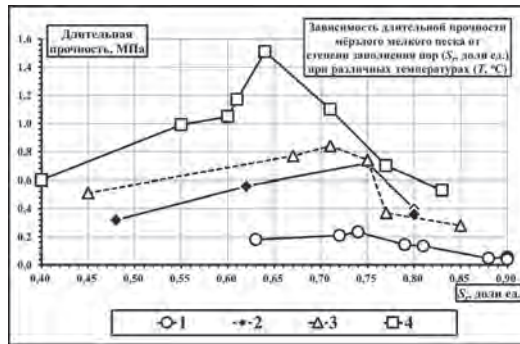


**Рис. 3.** Зависимость от влажности  $W_{tot}$  при температуре  $T = -1$  °C пределов условно-мгновенной прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{мгн}$  мёрзлых мелкого и пылеватого песков

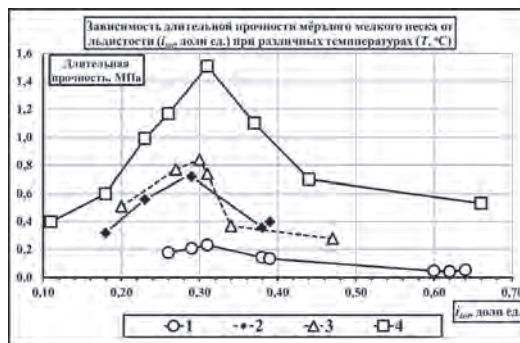


**Рис. 4.** Зависимость от влажности  $W_{tot}$  при температуре  $T = -1$  °C пределов длительной прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{дл}$  мёрзлых мелкого и пылеватого песков

Выполненное исследование позволило также выявить форму зависимости длительной прочности мёрзлых песков от величины степени заполнения пор льдом и незамёрзшей водой  $S_r$  (рис. 5) и от суммарной льдистости  $i_{tot}$  (рис. 6).



**Рис. 5.** Зависимость предела длительной прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{дл}$  мёрзлого мелкого песка от температуры и от степени заполнения пор льдом и незамёрзшей водой  $S_r$ . В легенде цифрами обозначены: 1 –  $T = -1$  °C; 2 –  $T = -3$  °C; 3 –  $T = -5$  °C; 4 –  $T = -7$  °C



**Рис. 6.** Зависимость предела длительной прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{дл}$  мёрзлого мелкого песка от льдистости  $i_{tot}$  и температуры. В легенде цифрами обозначены: 1 –  $T = -1$  °C; 2 –  $T = -3$  °C; 3 –  $T = -5$  °C; 4 –  $T = -7$  °C

Прочность мёрзлого мелкого песка зависит и от степени заполнения пор незамёрзшей водой и льдом  $S_r$ . Расчёт степени заполнения пор незамёрзшей водой и льдом был выполнен по формуле (А. 12) из ГОСТ 25100-2011. На диаграммах на рис. 5 приведены зависимости  $\sigma_{дл}$  от  $S_r$ . Здесь ясно видны максимумы длительной прочности  $\sigma_{дл}$  при значении  $S_r \leq 0,75$ ; при значениях же параметра  $S_r > 0,8$  наблюдается резкое, почти в 2 раза, снижение прочности  $\sigma_{дл}$ , причём при  $S_r > 0,8$  коэффициент пористости возрастает до 0,93-0,95 (что соответствует рыхлому сложению), прочность при этом существенно снижается [2, 3].

В диапазоне температур от минус 1 °C до минус 7 °C при задаваемых влажностях от 6 до 70% в песчаных образцах льдистость  $i_{tot}$  изменялась от 0,2 до 0,66 д. ед. В исследуемом диапазоне отрицательных температур максимальная прочность на одноосное сжатие песчаных образцов соответствовала льдистости  $i_{tot} = 0,29-0,31$ . Так, например, как показывают результаты наших экспериментов, у мёрзлого мелкого песка при  $T = -3$  °C значению максимальной длительной прочности  $\sigma_{дл} = 0,72$  МПа соответствует льдистость  $i_{tot} = 0,29$ , а при льдистости 0,18 и 0,39 значение длительной прочности составляет уже  $\sigma_{дл} = 0,32-0,40$  МПа, т.е. оказывается примерно в 2 раза меньше, чем при  $i_{tot} = 0,29$ . Зависимость прочности песчаных грунтов от льдистости по форме схожа с зависимостью прочности этих грунтов от влажности (см. рис. 6).

О взаимосвязи прочности мёрзлого песка, его суммарной влажности (льдистости) и плотности сухого песка (плотности скелета) можно судить по диаграммам на рис. 7 и 8, из которых со всей очевидностью следует, что наибольшей прочности мёрзлого песка соответствует наибольшая плотность его скелета.



Рис. 7. Зависимость условно-мгновенной прочности на сжатие и плотности скелета мёрзлого мелкого песка от влажности при  $T = -3\text{ }^{\circ}\text{C}$



Рис. 8. Зависимость длительной прочности на сжатие и плотности скелета мёрзлого мелкого песка от влажности при  $T = -3\text{ }^{\circ}\text{C}$

### Заключение и выводы

Выполненные нами эксперименты показали, что наибольшее влияние на прочность мёрзлых песков оказывают суммарная влажность (льдистость) и плотность сухого песка (плотность скелета), причём эти параметры оказывают наибольшее влияние на прочность песка при полном его водонасыщении [2, 3].

Прочность мёрзлых песков зависит также от степени заполнения их пор незамёрзшей водой и льдом.

Эксперименты позволили выявить важные особенности зависимости прочностных свойств мёрзлых песков от их суммарной влажности (льдистости). В частности, удалось установить, что существует узкий диапазон «оптимальной» влажности (льдистости) мёрзлых мелких и пылеватых песков, в пределах которого их прочность меняется в несколько раз, достигая здесь своего максимального значения. Этот эффект необходимо учитывать при инженерных изысканиях и проектировании инженерных сооружений в районах Крайнего Севера России.

## Библиографический список

1. Аксёнов В.И. Засолённые мёрзлые грунты Арктического побережья как основания сооружений. М.: Изд-во «Всё о мире строительства», 2008.
2. Аксёнов В.И., Геворкян С.Г., Дорошин В.В. Вид зависимости прочностных и физических свойств мёрзлых песков от их суммарной влажности (льдистости) // V Междунар. научно-практ. конф. «Экологическая геология: теория, практика и региональные проблемы». 13-15 сентября 2017 г.». Воронеж: Научная книга, 2017. С. 104-106.
3. Аксёнов В.И., Геворкян С.Г., Дорошин В.В. Зависимость прочностных и физических свойств мёрзлых песков от влажности // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2017. №6. С. 31-35.
4. Зеленин А.Н. Основы разрушения грунтов механическими способами. М.: Машиностроение, 1968.
5. Пекарская Н.К. Прочность мёрзлых грунтов при сдвиге и её зависимость от текстуры. М.: Изд-во АН СССР, 1963.
6. Савельев Б.А. Физико-химическая механика мерзлых пород. М.: Недра, 1989.
7. Цытович Н.А. Механика мёрзлых грунтов. М.: Высшая школа, 1973.
8. Шушерина Е.П., Бобков Ю.П. О влиянии влажности мёрзлых грунтов на их прочность // Мерзлотные исследования. Вып. IX. М.: Изд-во Моск. ун-та, 1969. С. 122-137.

## Авторы:

Сергей Георгиевич ГЕВОРКЯН, канд. физ.-мат. наук, старший научный сотрудник, отдел инженерно-геологических изысканий, НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey GEVORKYAN, Ph. D, Senior researcher, Department of engineering-geological researches, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Sergev99@yandex.ru

Владимир Викторович ДОРОШИН, ведущий инженер ОАО «Северные изыскания», Москва

Vladimir DOROSHIN, Leading engineer of JSC «Northern Surveys», Moscow

e-mail: Volodya\_doroshin@mail.ru

Виктор Иванович АКСЁНОВ, канд. техн. наук, старший научный сотрудник, независимый исследователь

Viktor AKSENOV, Ph. D. in Engineering, Senior researcher, Independent researcher, Moscow

e-mail: aksenov-v-i@mail.ru

# К ОЦЕНКЕ ПАРАМЕТРОВ КАРСТОВОЙ ОПАСНОСТИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РЕКОМЕНДАЦИЙ СП 22.13330.2016

## ESTIMATION OF KARST HAZARD PARAMETERS USING RECOMMENDATIONS SP 22.13330.2016

В. А. КОВАЛЁВ, канд. техн. наук

А. Б. ПАТРИКЕЕВ

В. И. ШЕЙНИН, д-р техн. наук

*Анализируются относящиеся к прогнозу карстово-суффозионной опасности разделы действующих нормативных документов по инженерно-геологическим изысканиям и проектированию оснований и фундаментов. Описана и реализована схема применения рекомендаций СП 22.13330.2016 для оценки возможности и масштабов проявлений карстовой опасности. Показано, что для условий распространения карбонатных карстующихся пород для многих «потенциально опасных» площадок карбонатного карста использование этих рекомендаций позволяет обоснованно перевести их в категорию «неопасных».*

### Ключевые слова:

*Карбонатные породы, карст, категории опасности, коэффициент устойчивости, расчет, рекомендации, строительные нормы*

*The sections of the current regulatory documents on engineering&geological surveys and the design of bases and foundations related to the forecast of karst-suffusion danger are analyzed. A scheme for applying recommendations of SP 22133302016 is described and implemented to assess the possibility and extent of manifestations of karst hazard. It is shown that for the conditions of carbonate karst for many «potentially dangerous» areas, the use of these recommendations allows to reasonably convert them into the category of «non-hazardous».*

### Key words:

*Building codes, calculation, carbonate rocks, hazard categories, karst, recommendations, resistance coefficient*

### Введение

Процедура оценки карстоопасности площадки проектируемого строительства обычно начинается с анализа имеющейся архивной документации или фиксации положения этой площадки на имеющихся картах районирования и предварительного назначения категории карстоопасности (опасная, потенциально-опасная, неопасная)



[1, 2, 3]. Окончательная оценка карстоопасности проводится с учетом результатов проведенных изысканий.

В [4, 5] перечисляются признаки территорий, которые следует характеризовать как «опасные» по степени возможности проявления карстовых или карстово-суффозионных процессов. Соответственно в [4, 5] дается определение территорий, которые должны относиться к «потенциально-опасным», и указывается, что такие районы характеризуются меньшей степенью развития признаков, характерных для опасных районов факторов.

В [4] дополнительно дается определение «неопасных» районов: «Неопасные районы характеризуются отсутствием проявления карста на поверхности земли, наличием водоупоров из юрских и каменноугольных глин, перекрывающих закарстованные породы, толщиной, **как правило**, более 10 м и отсутствием нарушенного режима подземных вод».

Наконец, в обоих указанных источниках подчеркивается: «в потенциально опасных районах отдельные участки застройки также **могут оказаться опасными или неопасными**».

Отсутствие или недостаточная мощность водоупорного слоя достаточной мощности является обычно основным (а часто, и единственным) аргументом в пользу того, что конкретная территория должна быть отнесена к категории «потенциально опасных» или «опасных».

Сделанное в цитированных выше документах уточнение «**как правило**» в определениях потенциально опасных и опасных районов существенно, так как открывает «законную» возможность не основываться только на указанном признаке и на выполненной по карте [3] идентификации, а провести дополнительный анализ и, несмотря на отсутствие достаточной мощности водоупорного слоя, показать, что тот или иной конкретный участок должен характеризоваться как «неопасный» в отношении возможности образования карстовых провалов.

### Основной раздел

В СП 22.13330.2016 [6], утвержденном приказом Минстроя РФ от 10.12.2016 г и введенном в действие с 01 июля 2017 года (п. 6.12.8), приводится помещенная далее классификация категорий опасности участков строительства в карстово-суффозионном отношении.

Таблица 1

#### Категории опасности участка строительства в карстово-суффозионном отношении

<i>Признаки</i>	<i>Неопасная</i>	<i>Потенциально опасная</i>	<i>Опасная</i>
Поверхностные проявления карстовых деформаций	Отсутствуют	Отсутствуют	Присутствуют
Подземные проявления карстовых процессов	Отсутствуют	Средней интенсивности	Высокой интенсивности
Водоупор, перекрывающий водорастворимые горные породы, при толщине $h_w$ , м	$h_w > 10$	$10 \geq h_w \geq 3$	$h_w < 3$
Градиент вертикальной фильтрации, $i$	$i < 1$	$1 < i < 3$	$i > 3$



Существенно, что в упомянутом нормативном документе [6] классификация по категориям, основанная на частоте проявления карстовых форм в единицу времени на единицу площади, вообще не упоминается. Это связано с тем, что указанная классификация практически никогда не реализуема в силу отсутствия достоверных исходных данных, имеет, скорее, познавательный, чем инженерный смысл и может применяться только на уровне территориального планирования для оценки экономической целесообразности строительства.

Что касается характеристики площадки по градации значений «градиента вертикальной фильтрации», то, как отмечается в [12, 13], эта величина, с которой связана возможность возникновения «гидравлического разрыва», трудно определима и может изменяться во времени при изменении гидрогеологических условий. Вообще, «суффозионная» опасность при отсутствии технологических факторов может реализоваться лишь при наличии открытых полостей в потенциально карстующемся массиве.

В большинстве случаев площадки строительства на территории Москвы в зонах, отмеченных на картах [3] как «опасные» и «потенциально опасные», расположены в пределах распространения карбонатного карста [8]. Указанная особенность до появления СП [6] практически не учитывалась ни составителями карт, ни в рекомендациях, ни в нормативных документах по определению параметров интенсивности карстово-суффозионных процессов. На самом деле такие площадки, расплосженные над известняками, могут «претендовать» на то, чтобы в большинстве случаев считаться «неопасными». Далее, следуя указаниям [6], рассмотрены различные аргументы, на которых можно обосновать ту или иную идентификацию категории карстово-суффозионной опасности и решить вопрос о необходимости выполнения тех или иных противокарстовых мероприятий.

Отметим, что если какая-либо площадка «потенциально опасная» или, тем более «опасная», то согласно [6, 7 и др.] на ней «применение отдельно стоящих фундаментов не допускается». Однако очевидно, что большинство возведенных ранее (до 1950-1960 гг.) сооружений и зданий в Москве традиционно опираются на отдельно стоящие или ленточные фундаменты без продольной жесткости, поскольку когда проектировались и строились эти здания, о карстовой опасности никто не задумывался. Однако до сих пор не зафиксировано вызванных карстовыми провалами деформаций надфундаментных конструкций зданий за все время существования «старого» фонда жилых и общественных зданий в городе Москве (за исключением отдельных случаев, являющихся следствием техногенных воздействий).

Существенно, что методика, схемы и порядок геомеханических расчетов, связанных с оценкой карстовой опасности, по существу не «прописаны» в обязательных нормативных документах. Приведенные в [6] требования к этим расчетам сводятся к указаниям, что «прогнозируемые параметры карстовых деформаций определяют расчетом с использованием вероятностно-статистических и (или) аналитических методов» и что «основным расчетным параметром при проектировании противокарстовой защиты сооружения является расчетный диаметр карстового провала», для выполнения расчета которого «необходимо привлекать специализированные организации».

В качестве наиболее достоверного способа оценки параметров карстообразования в инженерно-геологических источниках [1, 2, 5 и др.] до последнего времени указывалась статистическая обработка данных о выявленных на рассматриваемой площадке (или на аналогичных территориях) провалах и оседаниях земной поверхности, вызванных развитием карста. Однако из практики изысканий известно, что из-за отсутствия или из-за недостаточного объема достоверных данных как об общем количестве карстопоявлений на территории, так, особенно, о динамике их появления во времени такой подход удастся реализовать лишь в исключительно редких случаях.

В литературе приводятся различные варианты методики расчетного определения диаметра «провальной воронки»  $D$  [9 и др.], задание которого, как следует из рекомендаций [1 и др.], требуется для установления категории карстовой опасности. При этом практически все такие методики основаны на сравнении удерживающих  $T$  и сдвигающих  $Q$  сил, действующих на цилиндр диаметром  $D$ , выделенный в массиве грунта, залегающем на толще карстующихся пород. В случае однородной (или характеризующейся осредненными значениями грунтовых характеристик) толщи мощностью  $H$  сдвигающая сила, вызывающая возможное перемещение грунтов в гипотетическую полость, складывается из веса пород в объеме цилиндра и внешней нагрузки, приложенной на поверхности:

$$T(R) = \pi R^2 (\gamma H + p_s), \quad (1)$$

где  $R$  – радиус цилиндра,  $\gamma$  – удельный вес грунта,  $p_s$  – давление на поверхности.

Удерживающие силы  $Q$  – результат суммарного действия на боковую поверхность цилиндра возрастающей с глубиной  $z$  силы трения  $\sigma_x(z) \cdot \operatorname{tg} \varphi$  и сцепления  $c$ , не зависящего от  $\sigma_x(z)$ . При этом горизонтальное давление  $\sigma_x(z) = \xi \sigma_z(z)$ , где  $\sigma_z(z) = \gamma z + p_s$ ,  $\xi = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$  – коэффициент распора. Тогда

$$Q(R) = 2\pi R \int_0^H (\xi \operatorname{tg} \varphi (\gamma z + p_s) + c) \cdot dz = \pi R H \{((\gamma H + p_s) \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) + 2c)\}. \quad (2)$$

Отношение  $Q(R)/T(R)$  принято, следуя [9], называть коэффициентом устойчивости  $K(R)$ . Полагая  $K(R) = 1$ , т. е. приравнивая значения  $Q(R)$  и  $T(R)$  и решая относительно  $R$ , получают значение  $R_{\text{кр}}$ , при котором сдвигающее усилие окажется равным удерживающему и, следовательно, произойдет сдвиг выделенного цилиндра грунта и образование провала.

$$R_{\text{кр}} = 2[CH + (\gamma H^2/2 + p_s H) \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)] / (\gamma H + p_s). \quad (3)$$

По существу, такой подход основан на так называемой модели Бирбаумера [12], предложенной для расчета давления на крепь горной выработки. Анализ ограниченной применимости для определения расчетного диаметра провала такого, на первый взгляд, полезного и удобного благодаря его простоте «инженерного» подхода дан, например, в [12, 15]. При этом следует отметить, что «геомеханические» (в том числе и широко используемые) методы расчета, основанные на этом подходе, часто содержат неточности и противоречия при записи простых формул типа (1) – (3), а выбор конкретной «методики» практически определяется тем, какая из них дает меньшие значения  $R_{\text{кр}}$ .

Существенно, что в многочисленных работах, где этот подход в разных вариантах используется для расчета размеров карстового провала на поверхности, не дается каких-либо указаний и предположений о размерах (да и о самом наличии) полости в карстующихся породах, подстилающих грунтовую толщу. По-видимому, негласно принимается, что полость есть, а ее размеры в плане таковы, что в нее мог бы «провалиться», хотя бы на некоторую глубину, столб грунта с соответствующим диаметром  $D$ , т. е. размеры фактически существующей у кровли карстующихся пород полости в плане должны быть больше  $D$ . Фактически при использовании «модели Бирбаумера» или «модели М. М. Протождяконова» [14] прогнозируется вовсе не максимальный размер провала в грунтовом массиве, а минимальный размер полости у кровли карстующегося массива, необходимый для того, чтобы в вышележащей толще произошел провал или реализовалось образование свода (при принимаемых предположениях о механизме его образования). О фактическом состоянии карстующегося массива не делается никаких предположений, и оно никак в этих расчетах не учитывается. Вычисление по различающимся лишь в деталях методикам расчета «диаметра провала» в надкарстовой толще без информации о том, есть ли куда «проваливаться» грунту из этой толщи, в настоящее время все большим числом специалистов начинает признаваться неинформативным [13].

Подход, заложенный в [6], представляется более рациональным и содержательным. Суть его состоит в том, что исследование процессов карстообразования должно начинаться с исследования и определения (или хотя бы экспертной оценки) параметров возможных полостей в карстующихся породах, особенно вблизи их кровли. Исходя из оценок этих параметров, далее путем выполнения соответствующих геотехнических расчетов должны оцениваться параметры последствий карстообразования (наличие и диаметр провала или глубина и форма мульды оседаний на поверхности [12, 15, 16]), а также необходимость выполнения мероприятий противокарстовой защиты и в случае их необходимости – рассчитываться параметры этих мероприятий.

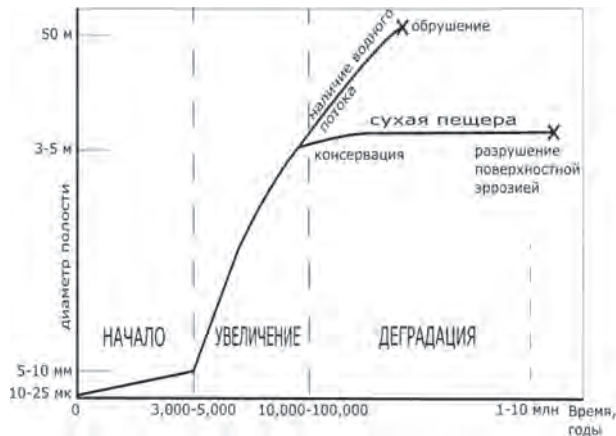
Покажем здесь приведенную в [6] таблицу значений скорости растворения различных видов потенциально карстующихся горных пород. Из данных, приведенных в табл. 2, видно, что отличительной особенностью карбонатных пород, которые, в основном, и слагают в пределах Москвы потенциально карстующиеся толщи, является низкая скорость растворения в естественных гидрогеологических условиях.

Таблица 2

### Характеристики скорости растворения горных пород

<i>Разновидность скальных грунтов по растворимости</i>	<i>Преобладающий минерал</i>	<i>Степень растворимости <math>q_{sr}</math>, г/л</i>	<i>Скорость растворения, см/год</i>
Нерастворимый	$\text{SiO}_2$	$q_{sr} \leq 0,01$	0,01-0,1
Труднорастворимый	$\text{CaCO}_3$ $\text{MgCO}_3$	$0,01 < q_{sr} \leq 1$	0,1-1,0
Среднерастворимый	$\text{CaSO}_4$	$1 < q_{sr} \leq 10$	1,0-10
Легкорастворимый	$\text{NaCl}$ $\text{KCl}$	$10 < q_{sr} \leq 100$	10-100
Сильно растворимый		$q_{sr} > 100$	>100

Согласно литературным источникам [8], скорость растворения карбонатных пород колеблется от долей миллиметра до 2-3 мм в год. Для иллюстрации того, что в известняках за период эксплуатации сооружения (100...200 лет) не могут возникнуть новые полости заметных размеров или реально увеличиться размеры существующих полостей, приведем на рис. 1 график, построенный в [17] на основе архивации и анализа данных различных исследователей. На этом графике по горизонтальной оси – интервалы времени (годы), а по вертикальной – размеры полостей, образующихся за счет растворения карбонатных пород (мк, мм, м), соответствующие этим интервалам.



**Рис. 1.** Качественная картина зависимости размеров карстовых полостей в карбонатных породах (известняк, доломит) от времени

На оси времени выделены три интервала – зарождение полости (период до 3-5 тыс. лет), когда ее размер, в начале измеряемый микронами, достигает значений 5...10 мм; увеличение (от 3...5 тыс. до 10...100 тыс. лет), когда размер полости вырастает от первых миллиметров до 3...5 м; деградация (10...100 тыс. до 1-10 млн лет), когда полость или обрушается, или превращается в каньон либо пещеру. Этот график, конечно, носит качественный, описательный характер, и условия на каждой конкретной территории надо рассматривать отдельно. Но, во всяком случае, из него видно, что полость с диаметром около 6...8 м и намного более (а такие значения обычно получаются при расчетах по модели «равновесия» [9-12 и др.]) может образоваться в известняках лишь за период, на порядок превосходящий стандартный срок возводимых в Москве сооружений (около 100 лет).

Рассмотрим пример площадки с вполне типовыми для условий Москвы исходными данными. Сооружение опирается на фундаментную плиту, возводимую в котловане глубиной до 12 м. Давление на основание составляет около 340 кПа. В качестве описания инженерно-геологических условий приведем в табл. 3 «колонку» по одной из скважин, выбранной в качестве примера из соображений, что она характеризуется минимальным (из всех выполненных на площадке 13 скважин) значением суммарной мощности слоев глинистых грунтов (ИГЭ-5, ИГЭ-7) перекрывающих слой потенциально карстующегося известняка (ИГЭ-9).

Таблица 3

## Описание горной выработки (скважина № 4)

№ ИГЭ	Мощность слоя, м	Описание грунта	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\varphi$ , °	$c$ , кПа	$e$	IND
3	4,55	Песок мелкий, средней плотности, водонасыщенный	1,94	28	3	0,68	1
4	1,80	Песок мелкий, плотный, влажный	1,95	34	4	0,56	1
2	1,30	Песок пылеватый, плотный, водонасыщенный	2,03	34	6	0,58	1
4	0,50	Песок мелкий, плотный, влажный	1,95	34	4	0,56	1
5	2,20	Суглинок полутвердый	2,22	26	58	0,37	3
7	0,80	Суглинок тугопластичный	2,07	30	39	0,53	3

Примем «в запас» предположение о реализации практически невозможной ситуации, что за время эксплуатации сооружения под фундаментом в известняке образовалась полость с диаметром в плане около 3 м. Такой размер предполагаемой полости теоретически достаточен для того, чтобы в нее мог бы «провалиться» на глубину этой полости столб грунта с размерами в плане  $D \leq 3$  м. Теперь покажем, что даже в случае образования такой «невероятно большой» (для рассматриваемых условий) полости грунтовые условия на данной площадке таковы, что грунт в эту полость не будет «проваливаться».

Чтобы не делать лишние упрощающие предположения, расчеты далее выполняются не по осредненным по всей высоте выделенного объема значениям грунтовых характеристик, а с учетом их значений в каждом слагающем его слое.

Покажем порядок расчетов на примере скважины № 4, рассмотренной выше. Исходные данные для расчетов применительно к условиям каждой скважины записаны сначала в таблицах приведенного выше вида. Затем для каждой скважины текстовые таблицы представлялись в формате, подготовленном для выполнения расчетов на ЭВМ с использованием программного комплекса MATHCAD. Такая исходная таблица-матрица выглядит так, как показано в табл. 4.

В первом столбце матрицы записываются значения толщин слоев  $h_p$ , м, во втором – удельного веса грунта  $\gamma_p$ , кН/м<sup>3</sup>, в третьем – сцепления  $c$ , кПа, и в четвертом – угла внутреннего трения  $\varphi$ , град. Кроме того, в память вводится отдельный столбец, в котором записаны следующие данные (сверху вниз: отметка устья скважины, уровень подземных вод и отметка водоупора надюрского водоносного горизонта, отметка дна котлована, глубина котлована относительно отметки устья и давление (кПа) под подошвой плиты в зоне расположения скважины.

Таблица 4

## Матрица ввода исходных данных при расчете в программе MATHCAD

4,55	1,94	2,00	28,00	0,68	1	145,55
1,80	1,95	4,00	33,00	0,56	1	141,05
1,30	2,03	5,00	34,00	0,58	1	128,75
0,50	1,95	4,00	33,00	0,56	1	136,9
2,20	2,22	56,00	25,00	0,37	3	8,65
0,80	2,07	37,00	29,00	0,53	3	340

Высота цилиндрического объема грунта равна сумме мощностей слоев грунта между кровлей потенциально карстующихся пород и поверхностью или, в нашем случае, – подошвой плитного фундамента:

$$H = \sum_{i=1}^M h_i, \quad (4)$$

где  $i = 1 \dots M$ ,  $M$  – число выделенных в пределах указанного участка толщи слоев грунта;  $h_i$  – мощность  $i$ -го слоя.

Приведем в несколько преобразованном виде, приспособленном для выполнения расчетов, известные соотношения, необходимые для оценки возможности «сдвига» указанного грунтового цилиндра.

Сдвигающее усилие  $T$ , действующее на выделенный объем грунта радиусом  $r$ , вес грунта в пределах указанного объема  $G(r)$  и нагрузка, приложенная сверху от давления под подошвой фундамента  $F(r)$ :

$$T(r) = F(r) + G(r): F(r) = \pi r^2 p_s \quad G(r) = \pi r^2 \sum_{i=1}^M \gamma_i h_i \quad (5)$$

Удерживающие силы  $N(z)$  – силы сцепления и трения, возникающего на боковой поверхности цилиндра за счет горизонтального давления  $\sigma_r(z)$  на нее, определяются в следующей очередности:

- вертикальное напряжение  $p_j$  на  $j$ -й поверхности ( $j = 1 \dots M + 1$  – номера горизонтальных поверхностей, включая верх «цилиндра» и его нижнюю поверхность, совпадающую с кровлей потенциально карстующегося массива,

$$p_j = p_s, \text{ если } j = 1, \text{ и } p_j = (p_s + \sum_{i=1}^{j-1} h_i \gamma_i), \text{ если } j > 1; \quad (6)$$

- боковое давление на поверхности цилиндра в пределах  $i$ -го слоя

$$\sigma_{gi} = 0,5(p_i + p_{i+1})m_i = 0,5(p_i + p_{i+1})(\text{tg}(45 - 0,5 \times \varphi_i))^2; \quad (7)$$

- суммарная удерживающая сила вследствие трения за счет бокового давления

$$N_g(r) = 2 \pi \times r \times \sum_{i=1}^M h_i \sigma_{gi} \text{tg}(\varphi_i); \quad (8)$$

- суммарная удерживающая сила вследствие сцепления

$$N_c(r) = 2 \pi \times r \times \sum_{i=1}^M h_i c_i. \quad (9)$$

В результате имеем

$$N(r) = N_g(r) + N_c(r) = 2 \pi \times r \times \sum_{i=1}^M h_i (\sigma_{gi} \text{tg}(\varphi_i) + c_i). \quad (10)$$

При указанных исходных данных значение  $D = 3$  м,  $p_s = 340$  кПа) получаем в результате расчетов:

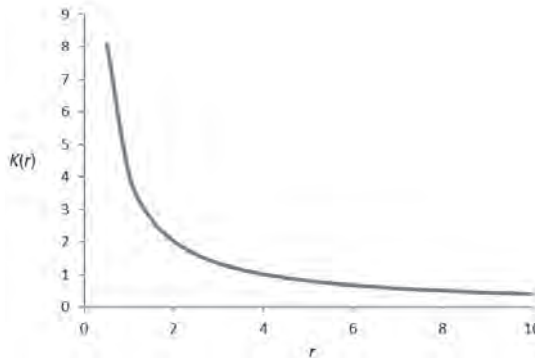
$$T = 3961 \text{ кН}, N_g = 8989 \text{ кН}, N_c = 1674 \text{ кН}, N = 10066 \text{ кН}.$$

Значение коэффициента устойчивости выделенного объема

$$K(r) = N(r)/T(r) = \frac{2[\sum_{i=1}^M h_i (\sigma_{gi} \text{tg}(\varphi_i) + c_i)]}{r \sum_{i=1}^M \gamma_i h_i} \quad (11)$$

при  $r = 1,5$  м оказывается равным 2,7. Близкие (но несколько большие) значения коэффициента запаса получаются и в расчетах, выполненных для условий других выполненных на площадке скважин и значения  $r = 1,5$  м.

Приведем теперь на рис. 2 график зависимости  $K(r)$  для рассмотренных условий. Величине  $K(r) = 1$  соответствует значение  $R_{кр} = 4,04$  м, вполне «вписывающееся» в диапазон обычно определяемых по различным методикам значений  $R_{кр}$  при данной мощности надкарстовой толщи.



**Рис. 2.** Пример зависимости коэффициента устойчивости объема грунта над карстовой полостью от ее радиуса

Таким образом, коэффициент запаса  $Q/T$  при максимальном, прогнозируемом «с запасом», значении диаметра ( $D = 3$  м) полости в карстующемся массиве, составляет более  $2,7 \dots 3$ , т. е. возможность образования «провала» в рассматриваемых условиях исключена.

С практической точки зрения этот результат позволяет сделать вывод об отсутствии опасности проявлений карстово-суффозионных процессов на период времени, на порядок больший, чем расчетный срок эксплуатации сооружения, и, тем самым, позволяет отказаться от необходимости выполнения противокарстовых мероприятий в контуре проектируемого устройства плитного фундамента.

Теперь отметим еще одно важное продвижение методики оценки карстовой опасности в соответствии с рекомендациями [6], по сравнению с принятыми до настоящего времени схемами [9-11 и др.]. Как уже отмечено ранее, в рамках этих схем прогнозируемый диаметр провала или размер свода зависят только от строения и свойств грунтов некарстовой толщи, так как в расчете не учитываются свойства пород карстующегося массива. Но если для карбонатных пород Московского региона за период эксплуатации сооружения рост размеров возможной полости реально лежит в диапазоне до 1 м, и лишь с очень большим запасом принят нами равным 3 м, то в условиях районов распространения сульфатного карста эту величину следовало бы принимать  $15 \dots 20$  м. Но «диаметр провала», прогнозируемый (для одной и той же надкарстовой толщи) по указанным, обычно используемым схемам, при этом будет одинаковым. И если в первом случае (карбонатный карст и малый размер полости в карстующемся массиве) в принципе достаточно описанного выше «редуцированного» инженерного анализа, то при больших размерах полостей следует выполнять анализ механических процессов в толще грунтов с использованием современных программных средств для геомеханических расчетов или, на первых этапах, с привлечением более широкого набора средств инженерного анализа [12, 15, 16].



### Заключение

Суммируя приведенные выше факты, следует отметить, что предписанное раздели действующих нормативных документов и рекомендаций по инженерно-геологическим изысканиям и проектированию оснований и фундаментов, относящимися к прогнозу параметров карстово-суффозионных процессов на площадках проектируемого строительства, определение «интенсивности провалообразования» практически невыполнимо, а принятые схемы «определения диаметра карстового провала», учитывающие только свойства грунтов в надкарстовой толще и не принимающие во внимание различие процессов карстообразования в породах с различной растворимостью, – неинформативны и не дает возможности оценить реальные параметры карстообразования.

Для условий распространения карбонатных карстующихся пород Московского региона размер полости, образующейся за обычный расчетный срок эксплуатации сооружения, ограничен величинами 1...3 м. Определение коэффициента устойчивости выделенного столба в грунтовом массиве с диаметром, изменяющимся в этом диапазоне, показывает, что значения этого коэффициента в большинстве реальных условий оказываются превышающими 2,5...3. Такой результат для многих площадок, первоначально идентифицируемых как «потенциально опасные», позволяет обоснованно перевести их в категорию «неопасных» по фактору карстово-суффозионной опасности.

### Библиографический список

1. СП 11-105-97. Инженерные изыскания для строительства. Часть II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов.
2. Инженерно-геологические изыскания в районах развития карста. НИИИС Госстроя России. М., 2001.
3. Москва. Геология и город. Под ред. В.И. Осипова и О.П. Медведева. РАН, Институт геоэкологии, Мосгоргеотрест, М., 1997.
4. Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях. – НИИОСП. М., 1985.
5. Инструкция по инженерно-геологическим и геоэкологическим изысканиям в г. Москве. М.: Москомархитектура, 2004.
6. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.
7. Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах г. Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов. М.: Мосгорисполком, 1984.
8. *Зверев В.П., Костикова И.А.* Об интенсивности развития карбонатного карста // Геоэкология, инженерная геология, гидрогеология, геокриология. 2017. №5. С. 13-18.
9. *Кутепов В.М., Кожевникова В.Н.* Устойчивость закарстованных территорий. М.: Наука, 1989.

10. *Толмачев В. В., Ройтер Ф.* Инженерное карстоведение. М.: Недра, 1990.
11. *Толмачев В. В., Троицкий Г. М., Хоменко В. П.* Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М.: Стройиздат, 1986.
12. *Аникеев А. В.* Провалы и воронки оседания в карстовых районах: механизмы образования, прогноз и оценка риска // РАН, Институт геоэкологии им. Е. М. Сергеева. М., 2017.
13. *Кочев А. Д., Чертков Л. Г., Зайонц И. Л.* Карстово-суффозионные процессы на территории г. Москвы и проблема оценки их опасности // Инженерная геология. 2018;13 (6):24-32.
14. *Ковалев В. А., Патрикеев А. Б.* О расчете параметров карстового провала // ПГС. 2016, №10. С. 36-41.
15. *Хоменко В. П.* Закономерности и прогноз суффозионных процессов. М.: ГЕОС, 2003.
16. *Шейнин В. И.* К использованию модели мульды оседания для прогноза влияния карстовой полости на деформации грунтового массива // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2017. №4. С. 13-19.
17. *Waltham T., Bell F., Culshaw M.* Sinkholes and subsidence. Karst and Cavernous Rocks in Engineering and Construction. Springer Praxis, 2005.

## Авторы:

Владимир Александрович КОВАЛЁВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией «Естественных оснований и конструкций», НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir KOVALEV, Ph. D. in Engineering, Head of Department «The Natural Foundations and Constructions», NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: vladimir@olimproekt.ru

Антон Борисович ПАТРИКЕЕВ, инженер, лаборатория «Естественных оснований и конструкций», НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва  
Anton PATRIKEEV, engineer, Department «The Natural Foundations and Constructions», NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: patrikeev@olimproekt.ru

Владимир Исаакович ШЕЙНИН, д-р техн. наук, заведующий лабораторией «Геомеханики подземных сооружений», НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir SHEYNIN, Doctor of Engineering, Head of Department «Geomechanics of Underground Structures», NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: geo-mech@yandex.ru

# К ВОПРОСУ ОБ УСТРОЙСТВЕ ЗАБИВНЫХ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ

## ON THE QUESTION ABOUT THE INSTALLATION OF DRIVEN PILES IN PUNCHED WELLS

В. А. КОВАЛЁВ, канд. техн. наук

*Описывается запатентованное направление в свайном фундаментостроении – забивные сваи в пробитых (продавленных) скважинах. Описаны наиболее рациональные конструкции и перспективные технологические схемы их устройства в зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий участка застройки. Анализом установлено, что основные разработанные технологические схемы устройства свайных фундаментов наиболее целесообразно применять на основаниях, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми, биогенными, лессовыми просадочными, насыпными и т.п. специфическими грунтами, подстилаемыми несущим слоем из сжимаемого грунта.*

*Для защиты фундаментов от агрессивного воздействия на них грунто-водо-газовой среды природного или техногенного происхождения предлагается использовать экраны из гибких синтетических эластичных и др. видов оболочек.*

*Фундаменты из полых забивных свай и блоков предлагается устраивать с уширенным основанием по новой технологической схеме.*

*Основные технологические операции в рассматриваемых грунтовых*

*The patented area of focus in the pile foundation construction – driven piles in punched (crushed) wells – is described. The most rational designs and promising technological schemes of their device are described, depending on the geotechnical and hydrogeological conditions of the development site. It has been established by analysis that the most developed technological schemes for the installation of pile foundations are most expedient to apply on bases composed of weak water-saturated clay, biogenic, loess subsidence, bulk, etc. specific soils, and the underlying bearing layer of compressible soil.*

*To protect the foundations from the aggressive impact of soil-water-gas environment of natural or man-made origin on them, it is proposed to use screens made of flexible synthetic elastic and other types of shells.*

*It is proposed to arrange the foundations of hollow driven piles and blocks with a broad base according to a new technological scheme.*

*The main technological operations in the considered soil conditions include punching a well to the underlying bearing soil layer; backfilling of hard and loose ground material into the punched hole; the formation of a broad base of a hard soil material; immersion (driving) in the*

условиях включают: пробивку (продавливание) скважины до подстилающего несущего слоя грунта; засыпку в пробитую скважину жесткого и сыпучего грунтового материала; формирование уширенного основания из жесткого грунтового материала; погружение (забивку) в засыпанную часть скважины сборной железобетонной сваи.

*the formation of a broad base of a hard soil material; immersion (driving) in the buried part of the well of precast concrete piles.*

### Ключевые слова:

Башмак-пробойник, башмак-уширитель, забивная сборная железобетонная свая, полые забивные сваи и блоки, пробитая (продавленная) скважина, уширенное основание из жесткого грунтового материала, эластичная оболочка

### Key words:

*Driven precast concrete pipe, elastic shell, hollow driven pile and blocks, punched (pressed down) well, shoe-punch, shoe-widener, widening basement from hard ground material*

### Введение

По инициативе докт. техн. наук, проф. В. И. Крутова начиная с 2015 г., когда появилась первая публикация по устройству забивных свай в пробитых скважинах [1] и по настоящее время, ведется дальнейшее совершенствование предлагаемых технических решений в различных грунтовых условиях [2-17] с учетом и на основании действующих нормативных документов: СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты (2018 г., последняя редакция); СТО 36554501-018-2009 Проектирование и устройство свайных фундаментов и уплотненных оснований из набивных свай в пробитых скважинах (НИЦ «Строительство», 2010); Руководство по проектированию свайных фундаментов (НИИОСП им. Герсеванова. Госстрой СССР. М. Стройиздат, 1980. Дата последней актуализации: 01.02.2017) и др.

Настоящая статья посвящена подведению некоторых промежуточных итогов по ранее выполненным публикациям авторов в указанной области в целях дальнейшего совершенствования устройства свайных фундаментов из забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах в неблагоприятных грунтовых условиях.

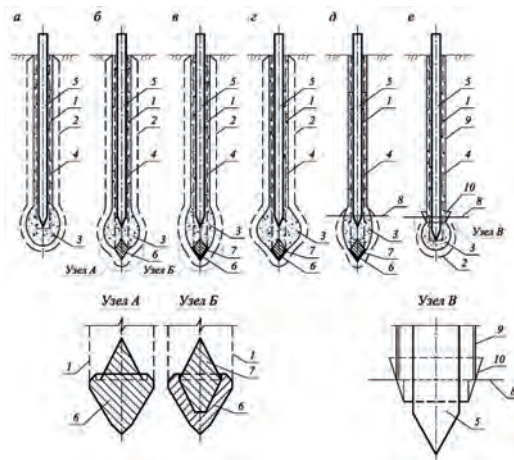
Далее описываются основные технологические схемы устройства забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах в различных грунтовых условиях и пути дальнейшего их совершенствования.

### Основной раздел

В опубликованных ранее работах были изложены первые две технологические схемы по их устройству с уширенным основанием в достаточно благоприятных грунтах природного сложения [1-3], а первая публикация о практической реализации одной из них на строительном объекте в Москве относится к 2016 г. [4].

По *первой* технологической схеме устройство забивной сваи [1, 2] в достаточно хорошо уплотняемых глинистых грунтах с уширенным основанием включает следующую очеред-

ность выполнения основных операций: пробивка скважины на расчетную глубину, трамбовка, например, установкой БС-1М; втрамбовывание в дно пробитой скважины расчетного объема жесткого грунтового материала (щебня и т.п.) с формированием уширенного основания, например, той же установкой или удлиненной трамбовкой тросовым краном-экскаватором и др.; отсыпка в скважину над уширенным основанием сыпучего грунтового материала или местного глинистого грунта без уплотнения; забивка (погружение) в засыпанную скважину сборной железобетонной сваи копровой или вдавливающей установкой с погружением ее торца в уширенное основание и окончательным формированием зоны уплотненного грунта (рис. 1, а). Таким образом, в этом случае используются практически те же технологические операции, что и при устройстве, например, сборных забивных железобетонных блоков с уширенным основанием [5], за исключением отсыпки сыпучего грунтового материала в пробитую скважину-полость (см. рис. 1, а-е; изображения приводятся только для завершающего этапа устройства забивной сваи в пробитой – продавленной скважине).



**Рис. 1.** Технологические схемы устройства забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах: а – е – технологические схемы (первая, вторая, третья, четвертая, пятая, шестая соответственно); 1 – контур пробитой (продавленной) скважины; 2 – уплотненная зона грунта; 3 – уширенное основание из втрамбованного (уплотненного) жесткого грунтового материала (щебня); 4 – уплотненный грунт засыпки в скважине или затрубном пространстве по шестой технологической схеме из жесткого грунтового материала (отсев щебня) или местного глинистого грунта; 5 – сборная железобетонная свая; 6 – башмак-пробойник; 7 – башмак-уширитель; 8 – подстилающий несущий слой грунта; 9 – труба-оболочка; 10 – обод-насадка на трубу-оболочку

Следует отметить, что основными недостатками описанного технического решения являются трудность и даже невозможность использования его в неоднородных по сложенности грунтовых условиях по глубине пробитой скважины без применения обсадной трубы с целью исключить осыпание грунта в скважину как в процессе ее пробивки, так и формирования уширенного основания из втрамбованного щебня. Кроме того, для осуществления технического решения необходимо использовать, как правило, две базовые машины (механизма): для пробивки скважин и формирования уширенного основания и копровой (или вдавливающей) установки для забивки (погружения) свай. Более того,

устройство забивной сваи по этой технологической схеме практически невозможно или крайне неэффективно при наличии в основании слабых влажных и, тем более, водонасыщенных грунтов без опережающего погружения обсадной трубы, в том числе с бетонной пробкой или пробивным сердечником (по аналогии со сваями Франки).

Вместе с тем положительными факторами для реализации рассматриваемой технологической схемы являются относительная простота и возможность использования имеющегося относительно большого опыта по устройству набивных свай в пробитых скважинах, а также фундаментов в вытрамбованных котлованах и из забивных блоков с уширенным основанием, что нашло свое отражение в действующих нормативных документах.

Устройство забивной сваи по *второй* технологической схеме [1, 3] в достаточно благоприятных грунтовых условиях предусматривает следующую очередность выполнения основных технологических операций: пробивка (продавливание) скважины с использованием башмака-пробойника, вставляемого в торец обсадной трубы (или съемной насадки на штангу) и погружаемых в грунт основания копровой (или вдавливающей) установкой на заданную глубину; извлечение обсадной трубы, послойная отсыпка над башмаком-пробойником жесткого грунтового материала и его уплотнение (втрамбовывание) с формированием уширенного основания; отсыпка в скважину сыпучего или местного грунта без уплотнения; погружение в засыпанную скважину сборной железобетонной сваи с погружением ее торца в уширенное основание (рис. 1, б и узел «А»).

Основным недостатком рассматриваемого технического решения, как и в первом случае, является ограничение его применения по грунтовым условиям, но положительным фактором является возможность осуществления основных технологических операций одной копровой установкой, т. е. снижаются показатели по трудоемкости и энергоемкости всего процесса устройства забивной сваи.

Однако по сравнению с первой технологической схемой вторая требует дополнительных натуральных испытаний с целью уточнения оптимальных углов заострения башмака-пробойника для пробивки скважины и формирования уширенного основания, а также предельно возможного диаметра (размера в поперечном сечении) пробиваемой скважины в зависимости от конкретных грунтовых условий и некоторых других параметров.

Учитывая недостатки и достоинства описанных выше технологических схем, дальнейшие разработки автора были направлены на совершенствование конструкций и технологий по устройству забивных свай в пробитых скважинах, и прежде всего – на расширение области их применения по грунтовым условиям, а также на поиск новых технических решений.

Устройство забивной сваи по *третьей* технологической схеме [6, 7], нацеленной на расширение области применения по грунтовым условиям и снижение трудоемкости, предусматривает следующую очередность выполнения основных технологических операций: пробивку (продавливание) скважины обсадной трубой с использованием те-ряемого башмака-пробойника, вставляемого в торец обсадной трубы, и погружаемых в грунт основания копровой (или вдавливающей) установкой на заданную глубину; установка во внутреннюю полость башмака-пробойника башмака-уширителя; последовательная засыпка вначале в нижнюю часть обсадной трубы жесткого грунтового



(щебень и т. п.), а поверх его – сыпучего материала (отсев щебня, песчаный грунт, отходы промышленных производств, близкие по гранулометрическому составу песчаному, или местный глинистый грунт, а также их смеси) без уплотнения; извлечение обсадной трубы с одновременным приложением к ней при необходимости вибрации и заполнением пробитой скважины засыпанным в обсадную трубу грунтом; забивка (вдавливание) в засыпанную скважину сборной железобетонной сваи с погружением ее торца в жесткий грунтовый материал с образованием торцом сваи уширенного основания и окончательным формированием уплотненной зоны грунта (рис. 1, в и узел «Б»).

Основным недостатком этой технологической схемы является относительно низкая несущая способность сваи из-за формирования уширенного основания только торцом забивной сваи. К положительным факторам относятся возможность применения ее во влажных и водонасыщенных грунтах, а также при отсутствии их – использование забивной сборной железобетонной или инвентарной сваи для пробивки (продавливания) скважины, т. е. снижения трудоемкости.

Устройство забивной сваи по *четвертой* технологической схеме [6, 7], направленной на увеличение несущей способности сваи, предусматривает, кроме выполнения уже описанных в *третьей* технологической схеме, формирование уширенного основания над башмаком-уширителем из жесткого грунтового материала торцом сменного наконечника, например, на штангу-обсадную инвентарную трубу при приподнятой обсадной трубе (рис. 1, г). При наличии переувлажненных и водонасыщенных грунтов в основании и для минимизации поступления воды в затрубное пространство при формировании уширенного основания используют, например, как и в СТО 36554501-018-2009, смесь жесткого грунтового материала с глинистым грунтом или осуществляют частичную пропитку его продуктами перегонки нефти и т. п.

Устройство забивной сваи по *пятой* технологической схеме [6, 7] осуществляют с использованием инвентарной металлической трубы с самораскрывающимся наконечником (например, типа «пасть аллигатора»), и проводят это с целью расширения области применения его по грунтовым условиям, в частности, при наличии слабых, в том числе водонасыщенных, частично заторфованных, заиленных и т. п. биогенных грунтов (рис. 1, д). При этом в случае необходимости погружение инвентарной обсадной трубы с самораскрывающимся наконечником (без башмака-пробойника) осуществляют повторно или несколько раз, с заполнением ее грунтовым материалом и последующим извлечением.

Пробивку (продавливание) первоначальной скважины по пятой технологической схеме при соответствующем обосновании может быть осуществлено и с применением обычной обсадной трубы с теряемым башмаком-пробойником.

Устройство забивной сваи по *шестой* технологической схеме [6, 8], так же как и по пятой схеме, осуществляют с использованием инвентарной металлической трубы с самораскрывающимся наконечником, и направлено оно на расширение области применения таких свай по грунтовым условиям, в частности, при наличии слабых, в том числе водонасыщенных биогенных грунтов при модуле деформации  $E \leq 5$  МПа. Технология включает, помимо уже перечисленных операций, погружение обсадной тонкостенной трубы-оболочки, в том числе бывшей в употреблении, соосно снаружи



обсадной трубы, и снабженной в нижней части ободом-насадкой с режущей кромкой, с частичным заглублением ее торца в несущий слой грунта обычно на 10-15 см, после чего обсадную трубу извлекают с приложением к ней вибрации и заполнением трубы-оболочки сыпучим грунтовым материалом на всю ее высоту и с последующим погружением в засыпанную трубу-оболочку сборной железобетонной сваи и окончательным формированием уплотненной зоны грунта в подстилающем несущем слое (рис. 1, *е* и узел «В»). При этом в случае необходимости погружение инвентарной обсадной трубы с самораскрывающимся наконечником (без башмака-пробойника) осуществляют повторно или несколько раз с заполнением ее грунтовым материалом и извлечением.

На рис. 1, *б, в, е*, на узлах «А», «Б», «В» уширения и уплотненные зоны условно не показаны.

Описанные технологические схемы, изображенные на рис. 1, и их возможная интерпретация при соответствующем обосновании могут быть трансформированы для устройства в набивные сваи в пробитых (продавленных) скважинах.

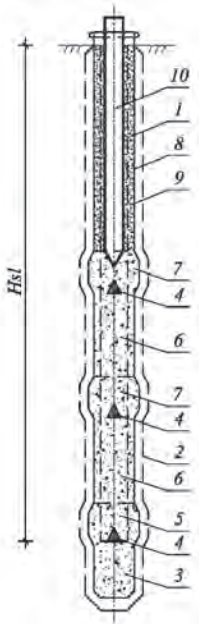
Кроме того, описанные технологические схемы устройства забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах выгодно отличаются от существующих (например, буроопускных свай и т. п.) и от применяемых в практике строительного производства, так как позволяют при их реализации использовать одну сваебойную (вдавливающую) установку; резко (до 2-3 раз) увеличить несущую способность по сравнению с обычными забивными сваями; существенно расширить область их применения по грунтовым условиям; сократить время возведения по сравнению с набивными сваями в пробитых скважинах; при соответствующем обосновании сократить не только длину, но и поперечное сечение забивных свай и т. п.

Последующие разработки посвящены совершенствованию, в частности, устройства комбинированных свай в грунтах лессовых просадочных II типа, насыпных и т. п. специфических грунтах, а также в слабых водонасыщенных грунтах, подстилаемых грунтами с повышенной плотностью сложения и обладающих высокой несущей способностью, когда создание в них уширенных оснований требует не всегда оправданного создания нового высокоэффективного отечественного комплексного навесного оборудования.

Кроме того, автором разработаны новые технические решения по устройству синтетических эластичных оболочек для снижения сил нагружающего трения в просадочных лессовых грунтах II типа и для минимизации влияния на фундаменты окружающей агрессивной грунто-водо-газовой среды, а также полых забивных свай и из забивных блоков с уширенным основанием, часть из которых описывается далее [9-17].

В частности, устройство комбинированной сваи, состоящей из втрамбованного (уплотненного) жесткого грунтового материала (обычно щебня) в нижней и забивной сваи – в верхней части в лессовом просадочном грунте II типа, подстилаемом сжимаемым непросадочным глинистым грунтом, включает следующую очередность выполнения основных технологических операций: пробивка скважины до подстилающего несущего непросадочного грунта с образованием уплотненной зоны; формирование в нижней части пробитой скважины двойного уширенного основания из втрамбованного щебня с использованием башмака-уширителя; выше двойного уширения – формирование в просадочном слое ствола

сваи из втрамбованного (уплотненного) щебня с уширениями (обычно не более 2-3 шт.); заполнение верхней части пробитой скважины над уширенным основанием сыпучим грунтовым материалом (например, из отсева щебня и т.п.) или местным глинистым грунтом с влажностью, близкой к оптимальной; забивка в засыпанную скважину сборной железобетонной сваи с погружением ее торца в уширенное верхнее основание и окончательным формированием его и уплотненной зоны лессового грунта природного сложения (рис. 2) [13].



**Рис. 2.** Технологическая схема устройства комбинированной сваи в лессовом просадочном грунте II типа: 1 – контур пробитой скважины; 2 – уплотненная зона грунта; 3 – нижнее уширенное основание из втрамбованного щебня в непросадочном слое грунта; 4 – башмак-уширитель; 5 – верхнее уширенное основание из втрамбованного щебня в нижней части просадочного слоя грунта; 6 – ствол сваи из уплотненного (втрамбованного) щебня в просадочном грунте; 7 – уширенное основание из втрамбованного щебня в просадочном грунте; 8 – эластичная оболочка; 9 – засыпка из уплотненного отсева щебня или местного глинистого грунта; 10 – забивная железобетонная свая

Характерной особенностью комбинированной сваи является то, что устройство ее ствола на участках с уширениями выполняется также с использованием башмаков-уширителей, позволяющих не менять углы заострения пробивного снаряда – удлиненной трамбовки при их формировании (см. рис. 2).

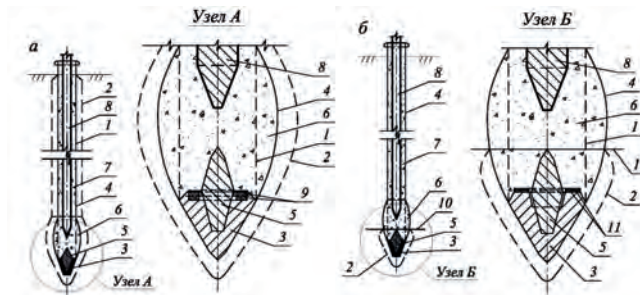
Кроме того, для минимизации возможного влияния сил нагружающего (отрицательного) трения в верхней части пробитой скважины в пределах глубины погружения сваи или по расчету на меньшую глубину до устройства засыпки из сыпучего материала устанавливают гибкую эластичную оболочку, например, из полиэтиленовой пленки и т.п., как изображено на рис. 2 [14, 15].

Описанное техническое решение следует применять после выполнения натурных экспериментальных исследований, в том числе после уточнения углов заострения башмаков-уширителей и пробивного снаряда при формировании ствола сваи и уширений, и после сопоставления его с другими техническими решениями по устройству предлагаемой конструкции комбинированной сваи, например, из составной забивной сваи с нижним, в том числе двойным, уширенным основанием, и т.п.

Для минимизации воздействия водонасыщенных, включая агрессивные по отношению к грунтам засыпки и материалу свай грунто-водо-газовой окружающей среды

и др. негативных факторов, автором разработаны предложения по использованию защитных эластичных оболочек при устройстве забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах.

В частности, предлагаются две технологические схемы по устройству эластичных оболочек в слабых водонасыщенных грунтах (рис. 3) [14, 15].



**Рис. 3.** Технологические схемы устройства эластичной оболочки: а – первая технологическая схема; б – вторая технологическая схема; 1 – контур скважины, пробитой (продавленной) обсадной трубой с теряемым башмаком-пробойником (на рисунке совпадает с линией обозначения эластичной оболочки); 2 – уплотненная зона грунта; 3 – башмак-пробойник; 4 – эластичная оболочка; 5 – башмак-уширитель; 6 – уширенное основание из жесткого грунтового материала или жесткой бетонной смеси; 7 – уплотненный сыпучий грунтовой материал; 8 – сборная железобетонная свая; 9 – вариант крепления эластичной оболочки к башмаку-пробойнику; 10 – подстилающий несущий слой грунта для 2-й технологической схемы; 11 – вариант крепления эластичной оболочки к башмаку-уширителю

*Первая технологическая схема* применяется в грунтах природного сложения, когда при пробивке (продавливании) скважины образуются зазор между стенками пробиваемой скважины и обсадной трубой, оборудованной в нижней (торцевой) части теряемым башмаком-пробойником, и уплотненная зона (см. рис. 3, а и узел «А»).

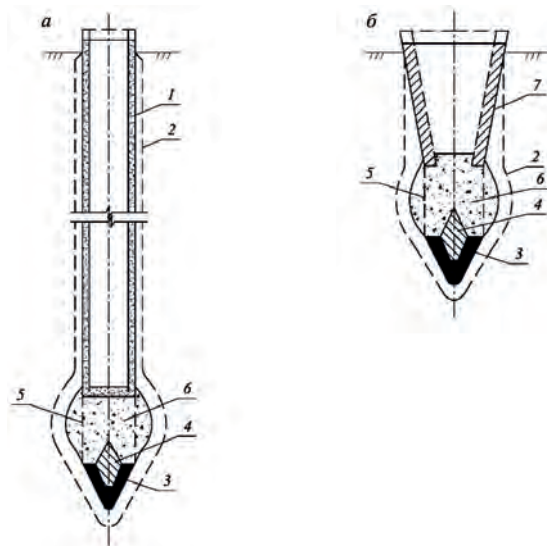
Основные технологические операции в этом случае выполняют в следующей очередности: пробивают (продавливают) скважину обсадной трубой с башмаком-пробойником с одновременным погружением в скважину эластичной оболочки, прикрепленной к башмаку-пробойнику на заданную по расчету глубину; устанавливают в полость башмака-пробойника башмак-уширитель; отсыпают над башмаком-уширителем в обсадную трубу вначале жесткий (щебень), а затем сыпучий (например, отсев щебня) грунтовой материал; извлекают обсадную трубу, в том числе с приложением к ней (при необходимости) вибрации с полным заполнением скважины грунтовым материалом; погружают (забивают) в засыпанную скважину свая с образованием уширенного основания из щебня в нижней и уплотненным грунтом засыпки – в верхней части скважины и защитной эластичной оболочкой по всему ее контуру.

*Вторая технологическая схема* применяется в грунтах природного сложения, когда при пробивке (продавливании) скважины исключается образование зазора между стенками пробиваемой скважины и обсадной трубой, как в первом случае, и происходит оплывание и смыкание грунта природного сложения со стенкой обсадной трубы (см. рис. 3, б и узел «Б»).

Основные технологические операции в этом случае выполняют в следующей очередности: пробивают (продавливают) скважину обсадной трубой с башмаком-пробойником на заданную по расчету глубину; опускают во внутреннюю полость обсадной трубы и башмака-пробойника башмак-уширитель с прикрепленной к нему эластичной оболочкой; отсыпают над башмаком-уширителем в обсадную трубу-эластичную оболочку вначале жесткий (щебень), а затем сыпучий (отсев щебня) грунтовый материал; извлекают обсадную трубу, в том числе с приложением к ней (при необходимости) вибрации, с полным заполнением скважины-эластичной оболочки грунтовым материалом; погружают (забивают) в засыпанную скважину сваю с образованием уширенного основания из щебня в нижней и уплотненным грунтом засыпки – в верхней части скважины и защитной эластичной оболочкой по всему ее контуру.

Таким образом, описанные технологические схемы по устройству эластичных оболочек обеспечивают длительную нормальную эксплуатацию фундаментов из забивных (продавленных) свай, но требуют дополнительных натурных исследований по уточнению некоторых технологических параметров, в частности, влияния оболочек на несущую способность свай.

Далее приведены технологические схемы, связанные с устройством уширенных оснований для забивных полых свай и пустотелых блоков. Эти предложенные автором разработки (технические решения) существенно увеличивают область их применения по грунтовым условиям и несущую способность за счет формирования уширенных оснований из втрамбованного жесткого грунтового материала с использованием башмаков-пробойников и башмаков-уширителей (рис. 4).



**Рис. 4.** Технологические схемы устройства полых забивных свай и блоков: *а* – технологическая схема устройства полых забивных свай; *б* – технологическая схема устройства пустотелого забивного блока; 1 – забивная пустотелая свая; 2 – уплотненная зона грунта; 3 – башмак-пробойник; 4 – башмак-уширитель; 5 – контур образованной полости-скважины под засыпку и формирование уширенного основания; 6 – уширенное основание из втрамбованного (уплотненного) щебня; 7 – забивной пустотелый блок

Основные технологические операции по устройству полых свай и блоков включают забивку (погружение) сваи-блока с башмаком-пробойником на заданную глубину копровой или вдавливающей установкой; забивку (погружение) башмака-пробойника на расчетную глубину уширенного основания (обычно не более 1,5-2,5 диаметров – размера в поперечном сечении башмака-пробойника или сваи-блока) с образованием ниже торца сваи-блока полости-скважины; установку в полость башмака-пробойника башмака-уширителя; послойную отсыпку над башмаком-уширителем жесткого грунтового материала (щебня и т. п.) и втрамбовывание его торцом сменного наконечника на штангу или обсадную инвентарную трубу в заданном по расчету объеме с образованием уширенного основания; добивку сваи-блока с погружением их торца в уширенное основание (см. рис. 4, *а, б*) и с окончательным формированием уширенного основания и уплотненной зоной [16, 17].

Для предотвращения смещения башмака-пробойника в горизонтальной плоскости в процессе погружения сваи-блока в грунт основания к верхней его части с внутренней стороны прикрепляют, например, ограничительные обод или штыри (на рис. 4 условно не показаны).

Углы заострения верхней части башмака-уширителя и сменного наконечника на штангу-обсадную трубу принимают равными исходя из обеспечения оптимальных условий для погружения сваи-блока в грунт основания и формирования уширенного основания из втрамбованного щебня. В первом приближении на основании большого опыта пробивки скважин и устройства уширенных оснований для фундаментов в вытрамбованных котлованах и из забивных блоков эти углы составляют в среднем, соответственно, в интервале 45-60° и 120-180° или устанавливаются опытным путем. Кроме того, величины осадки сваи-блока при их добивке и несущую способность также устанавливают экспериментальным путем.

При больших диаметрах (размерах в поперечном сечении) полых свай или забивных блоков (обычно не более 800 мм в нижней части) и плотном сложении подстилающего несущего слоя грунта формирование полости-скважины для устройства уширенного основания выполняют с помощью составного башмака-пробойника поэтапно поочередной забивкой (погружением) в грунт основания вначале нижней части башмака – наконечником штанги-обсадной трубы, а затем верхней его части – торцом обсадной трубы с опиранием ее на верхнюю часть башмака-пробойника до совместного соприкосновения (на рис. 4 не показано) [17], после чего осуществляют уже описанные технологические операции.

При наличии в несущем слое грунта, склонного к обрушению при динамическом воздействии в процессе погружения составного башмака-пробойника его нижнюю часть до погружения в грунт оборудуют металлическим фартуком с выпуском над его верхней частью. В этом случае погружение (забивку) составных частей башмака-пробойника осуществляют поочередно на высоту, не превышающую величину выпуска фартука (на рис. 4 не показано) [17].

Описанные технические решения позволяют резко снизить энергоемкость всего процесса формирования полости-скважины для создания уширенного основания,

а также использовать существующие отечественные средства механизации без создания новых механизмов и навесного оборудования повышенной мощности к ним.

### Заключение

Суммируя представленные технические решения, следует отметить, что все они в той или иной мере направлены главным образом на расширение области их применения по грунтовым условиям; на увеличение несущей способности рассматриваемых типов фундаментов при одновременном снижении трудоемкости, энергоемкости и времени на их устройство.

Кроме того, эти технические решения могут применяться при устройстве опор свайно-плитных, свайно-ленточных эстакад и т.п. фундаментов, а также использоваться в гидротехническом и гидромелиоративном строительстве при возведении, например, акведуков, каналов лотковой сети на свайных опорах и др. сооружений на обводнительно-оросительных системах в разнообразных грунтовых условиях, в том числе неблагоприятных.

## Библиографический список

1. Крутов В.И., Ковалев В.А., Ковалев А.С. Совершенствование технологий устройства забивных свай в пробитых скважинах // Механизация строительства. 2015. №5. С. 14-17.
2. Пат. РФ 2601630, МПК Е 02 D 5/00. Способ устройства забивной сваи / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев; патентообл. А.С. Ковалев. №2014141785/03; заяв. 16.10.2014; опубл. 10.05.2016. Бюл. №13.
3. Пат. РФ 2582530, МПК Е 02 D 5/00. Устройство забивной сваи в пробитой скважине с уширенным основанием / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев; патентообл. А.С. Ковалев. №2014117507/03; заяв. 30.04.2014; опубл. 27.04.2016. Бюл. №12.
4. Крутов В.И., Козай В.К., Козай В.А., Пономарев Р.Ю. Исследование вдавливаемых железобетонных свай с уширенным основанием // Промышленное и гражданское строительство. 2016. №10. С. 42-45.
5. Крутов В.И., Тропп В.Б. Фундаменты из забивных блоков. К.: Будівельник, 1987.
6. Ковалев В.А., Ковалев А.С. Технологические схемы устройства забивных свай в пробитых скважинах // Строительство: наука и образование. 2017. Том 7. Вып. 1 (22). Ст. 2.
7. Пат. РФ 2634912, МПК Е 02 D 5/44. Способ устройства забивной сваи в пробитой скважине в слабых водонасыщенных грунтах (варианты) / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев; патентообл. В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев. №2016128786, заяв. 14.07.2016; опубл. 08.11.2017. Бюл. №31.
8. Пат. РФ 2640467, МПК Е 02 D 5/60. Способ устройства забивной сваи / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев; патентообл. А.С. Ковалев. №2017112077, заяв. 10.04.2017; опубл. 09.01.2018. Бюл. №1.



9. Крутов В. И., Ковалев А. С., Ковалев В. А. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах. М.: Изд. АСВ, 2016.
10. Крутов В. И., Ковалев А. С., Ковалев В. А. Современные конструкции и технологии устройства фундаментов в уплотненном грунте. М.: Изд. «Перо», 2016.
11. Крутов В. И., Ковалев А. С., Ковалев В. А. Основания и фундаменты на насыпных грунтах. М.: Изд. АСВ, 2016.
12. Ковалев В. А., Ковалев А. С. Разработка технических решений устройства фундаментов в уплотненном грунте // Строительство: наука и образование. 2017. Том 7. Вып. 2 (23). Ст. 1.
13. Ковалев В. А., Ковалев А. С. Устройство комбинированных свай в пробитых скважинах // Механизация строительства. 2018. № 5-6. С. 46-54.
14. Ковалев В. А., Ковалев А. С. Технологические схемы устройства забивных свай в пробитых скважинах в эластичных оболочках // Вестник Евразийской науки. 2018. № 3. Том 10 (статья 28SAVN318).
15. Пат. РФ 2663420, МПК E 02 D 5/44. Способ устройства сваи в пробитой скважине (варианты)/В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев; патентообл. А.С. Ковалев. №2017137276, заяв. 24.10.2017; опубли. 06.08.2018. Бюл. № 22.
16. Ковалев В. А., Ковалев А. С. Устройство круглой полый сваи с уширенным основанием // Жилищное строительство. 2018. № 1-2. С. 66-68.
17. Ковалев В. А., Ковалев А. С. Устройство забивной сваи в пробитой скважине с уширенным основанием // Жилищное строительство. 2018. № 9. С. 42-47.

## Автор

Владимир Александрович КОВАЛЁВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией «Естественных оснований и конструкций», НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir KOVALEV, Ph. D. in Engineering, Head of Department «The natural foundations and constructions», NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vladimir@olimproekt.ru



# ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ НАБУХАЮЩЕ-ПРОСАДОЧНЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ПЛОЩАДКЕ СТРОИТЕЛЬСТВА АЭРОПОРТОВОГО КОМПЛЕКСА «ЮЖНЫЙ» В Г. РОСТОВЕ-НА-ДОНУ

## RESEARCH OF SWELLING-SLUMPING CLAY SOILS DEFORMATIONS AT CONSTRUCTION SITE OF THE AIRPORT COMPLEX «YUZHNIY» IN ROSTOV-ON-DON

В. И. КРУТОВ д-р техн. наук.

В. К. КОГАЙ, канд. техн. наук

В. В. КОГАЙ

*По результатам выполнения опытных работ рассматриваются особенности деформаций набухающе-просадочных суглинков и глин четвертичных отложений при повышении их влажности и дополнительной нагрузки на них от веса планировочной насыпи.*

*According to the results of the implementation of experimental work, the peculiarities of deformations of swelling-subsiding loams and clays of Quaternary sediments, with an increase in their humidity and an additional load on them from the weight of the planning embankment are considered.*

### Ключевые слова:

*Измерение деформаций, пригрузка насыпью, просадочный грунт, экспериментальное замачивание грунтов*

### Key words:

*Collapsible soil, embankment load, experimental watering, measurements of deformations*

Исследование деформаций набухающе-просадочных грунтов выполнялись на площадке строительства аэропортового комплекса «Южный» в г. Ростове-на-Дону на двух опытных участках.

Площадка строительства относится к четвертичной системе нижнего и среднего плейстоцена, а грунты – к делювиальным отложениям, подстилаемые элювием неогена.

По результатам выполненных ЗАО «УК «ДонГИС» в 2012 г. изысканий геологическое строение площадки строительства характеризуется залеганием сверху на глубину от 4-6 до 15 м суглинков тяжелых, пылеватых, твердой и частично полутвердой консистенции, обладающих просадочными свойствами, а ниже на пройденную скважинами глубину до 20 м – легких, пылеватых, твердых непросадочных и ненабухающих глин.

Относительная просадочность залегающих сверху лёссовидных суглинков, по данным компрессионных испытаний, при бытовом давлении на грунт на глубине 0,0-10 м изменяется в пределах 0,002-0,015, а при давлении  $P = 0,3$  МПа ( $P = 3$  кг/см<sup>2</sup>) – 0,002-0,026. Начальное просадочное давление в зависимости от плотности, влажности суглинков и глубины их залегания составляет 0,045-0,275 МПа (0,45-2,75 кг/см<sup>2</sup>).

Просадка суглинков от их собственного веса по подавляющему большинству скважин отсутствуют, и лишь по отдельным из них при глубине просадочной толщи 4-10 м не превышают 1,5-4,1 см, т. е. эти суглинки являются условно просадочными.

Модуль деформации просадочных суглинков ИГЭ-1 при природной влажности изменяется в пределах 16-22 МПа (среднее значение 19 МПа), а в водонасыщенном состоянии снижается до 8-11 МПа.

Набухающие свойства суглинков ИГЭ-1 по результатам лабораторных испытаний не были выявлены.

По инженерно-геологическим изменениям, проведенным ООО «ГЕОТЕХНИКА-БЛОК-СЕРВИС» в 2015 г., геологическое строение площадки представлено залеганием:

- чаще всего сверху – глин толщиной слоев 1,5-8 м легких пылеватых, твердых непросадочных ненабухающих и незасоленных, а ниже – суглинков тяжелых пылеватых, твердых непросадочных, незасоленных, ненабухающих;
- реже сверху – суглинков толщиной слоя до 1,5-5 м тяжелых, пылеватых, твердых непросадочных или иногда слабопросадочных, незасоленных, ненабухающих, а ниже – глин, аналогичных описанию выше;
- по отдельным скважинам – слоистой толщии суглинков и глин, аналогичных приведенных выше, толщиной слоев по 2-8 м.

По результатам «Предварительных инженерно-геологических изысканий», выполненных ООО «Ростовгипрошахт» в 2013 г., на этой площадке лёссовидные просадочные суглинки, по существу, являются условно просадочными и залегают на глубину 2,0-14,4 м, и возможная просадка их от собственного веса может изменяться от 0,0 до 12,4 см.

Подземные воды в период инженерно-геологических изысканий и выполнения опытных работ встречены на глубинах 24,1-25,2 м.

Основные физико-механические характеристики грунтов, определенные ООО «ГЕОТЕХНИКА-БЛОК-СЕРВИС» по двум скважинам, пройденным на участке №2 в процессе выполнения опытных работ, представлены в приведенной далее таблице.

Сопоставление результатов изысканий, выполненных различными организациями, указывает на их противоречивость. В связи с этим, и прежде всего ввиду противоречивости оценки просадочности и набухания глинистых грунтов по упомянутым ранее изысканиям, а также возможного влияния на них устройства планировочных

насыпей, толщиной до 4,5 м, при которых возможные просадки лёссовидных суглинков от их собственного веса могут увеличиваться до 6-9 см (II тип грунтовых условий), НИИОСП при участии «ГЕОТЕХНИКА-БЛОК-СЕРВИС» выполнил описываемые далее опытные работы на двух опытных участках.

Основные характеристики грунтов по скважине № 1 на участке № 2

Аэропортовый комплекс «Южный» включает следующие основные здания и сооружения:

- терминал – трехэтажное здание Т-образной формы с подвалом (размеры в плане 328 × 182,4 м);
- здание ГКО – 4-этажное размерами в плане 54 × 18 м;
- здание склада и ремонта техники – 1-2-этажное П-образное размерами в плане 118 × 108 м;
- здание АТК – 1-, 3-, 4-, 5-этажное размерами в плане 108 × 54 м;
- вспомогательные здания – 1-2-этажные с размерами отдельных частей в плане 60 × 15, 30 × 30, 12 × 8 м.

Таблица

### Основные физико-механические характеристики грунтов

Глубина, м	Влажность	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>		Коэффициент пористости	Степень влажности	Пределы пластичности, %		
		влажного	сухого			Граница текучести	Граница раскатывания	Число пластичности
1,0	0,204	2,00	1,66	0,627	0,877	41,7	23,5	18,2
2,0	0,202	1,92	1,60	0,694	0,788	44,1	24,5	19,6
3,0	0,216	1,88	1,55	0,742	0,788	40,3	22,6	17,7
4,0	0,211	1,88	1,55	0,742	0,768	42,5	23,8	18,7
5,0	0,257	1,89	1,50	0,800	0,869	41,9	23,4	18,5
6,0	0,197	1,89	1,58	0,709	0,749	39,7	22,9	16,8
7,0	0,240	1,83	1,48	0,818	0,788	38,2	21,8	16,4
8,0	0,226	1,89	1,54	0,753	0,812	38,7	22,1	16,6
9,0	0,204	1,92	1,60	0,687	0,800	40,4	22,8	17,6
10,0	0,334	1,83	1,37	0,971	0,928	42,4	23,7	18,7

Все здания каркасные, с сеткой колонн 6 × 6, 8 × 8, 16 × 16 м, выполняются из монолитного железобетона с навесными стенами. Под большинством из зданий имеются местные подвалы высотой 3-4,5 м.

Фундаменты запроектированы свайными (по СП 24.13330.2011), из забивных свай длиной 14 м и сечением 300 × 300, 350 × 350, 400 × 400 мм, с расчетной несущей способностью соответственно 650, 900 и 1200 кН.

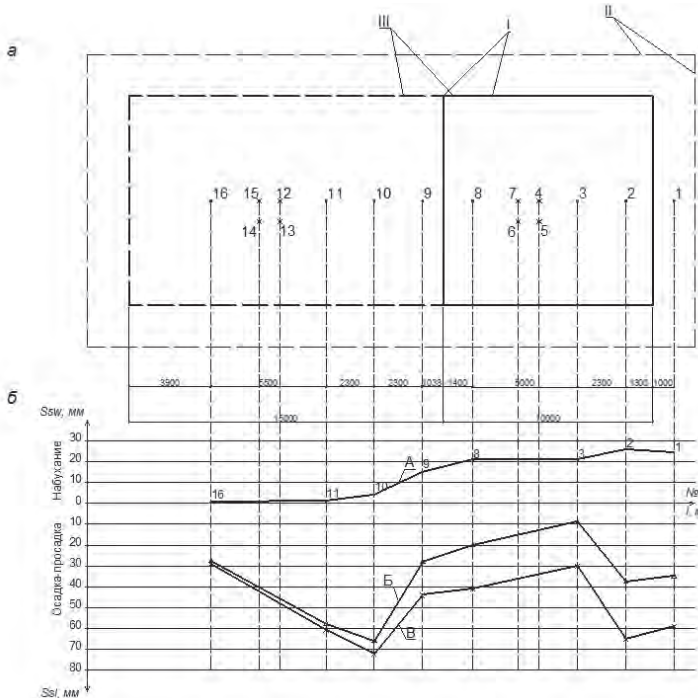
Ростверки в зависимости от конструкций зданий приняты в виде сплошных плит или отдельных лент, отдельно стоящих и лент.

Сваи погружали в суглинки (ИГЭ-5) тяжелые непросадочные полутвердые с модулем деформации при природной влажности  $E_0 = 30$  МПа и полном водонасыщении  $E_w = 16$  МПа, а также в глины (ИГЭ-6) легкие непросадочные твердые с  $E_0 = 40$  МПа и  $E_w = 20$  МПа.

Исследования деформаций набухающе-просадочных грунтов выполнялись на трех опытных участках с устройством на них опытных котлованов размером в плане  $10 \times 10$  м, глубиной 0,3-0,4 м для замачивания грунтов, к каждому из которых по одному из торцов примыкали спланированные площадки размерами  $10 \times 15$  м для наблюдения за деформациями грунтов при отсутствии замачивания в условиях их природной влажности. Однако в полном объеме исследования проводились только на участках № 1 и № 2, так как участок № 3 был ликвидирован в связи с более ранним (по сравнению с предварительно намечаемым) началом строительства на нем запланированного объекта.

На опытных участках, как приведено в качестве примера на рис. 1, а, были установлены поверхностные и глубинные марки. Перед отсыпкой пригрузочной насыпи те и другие наращивали на необходимую высоту с установкой вокруг них обсадных труб.

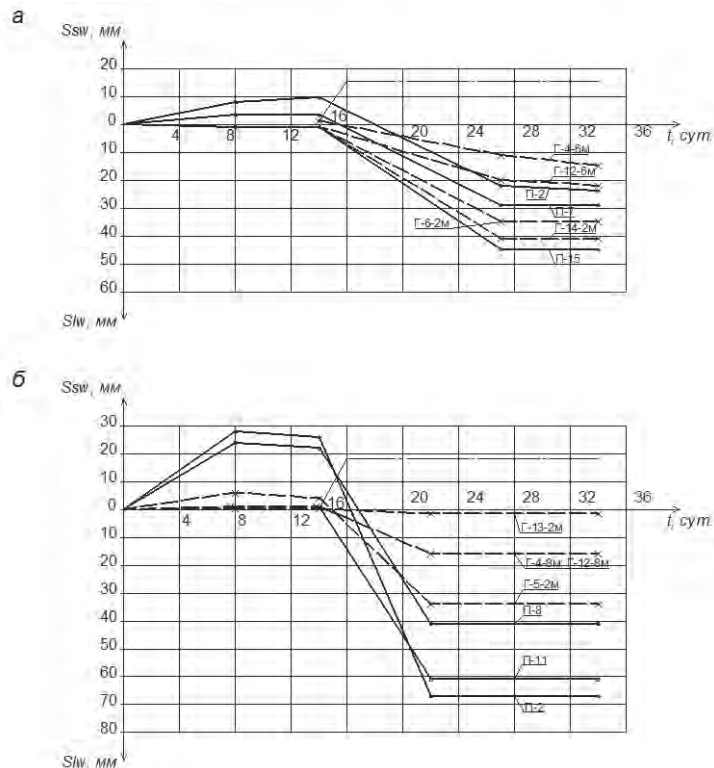
В целях ускорения проявления и стабилизации деформаций набухания и осадок-просадок грунтов замачивание их осуществлялось через скважины диаметром 150 мм и глубиной 6 м, располагающихся по квадратной сетке с шагом 3 м. Скважины заполняли песком без его уплотнения. По верху дна котлована и скважин был отсыпан песчаный грунт толщиной 30-35 см.



**Рис. 1.** План опытного участка (а) с границами: котлована для замачивания грунтов I, низа II и верха III пригрузочной насыпи, с расположением поверхностных (1–3, 8–11, 16) и глубинных марок (4–7, 12–15), а также графики (б) набухания грунтов при замачивании (А) и осадок-просадок их от веса пригрузочной насыпи с учетом набухания (Б) и без учета его (В)

Пригрузочную насыпь отсыпали местным глинистым грунтом после условной стабилизации деформаций набухания грунтов, а также переноса – фиксации абсолютных отметок поверхностных и глубинных марок с первоначального нижнего в новое верхнее положение.

Грунт доставляли и отсыпали послойно автосамосвалами и разравнивали бульдозером, с частичным уплотнением до среднего значения удельного веса во влажном состоянии, равного 1,75-1,8 г/см<sup>3</sup>. При высоте насыпи 4,5 м дополнительная нагрузка по подошве насыпи составляла 7,8-8,1 кг/м<sup>2</sup>.



**Рис. 2.** Графики развития деформаций во времени по опытным участкам: а – № 1 по поверхностным [2, 7, 15] и глубинным маркам [4,12] на глубине 6 м, [6, 14] – на глубине 2 м; б – № 2 по поверхностным маркам [2,8,11] и глубинным маркам [4] на глубине 8 м, [5,13] – на глубине 2 м

Привязку и нивелирование поверхностных и глубинных марок выполняли по трем временным реперам, расположенным на расстоянии 40-60 м от опытных участков за пределами зон влияния на них строительства и других воздействий.

Следует отметить, что разница в отметках реперов на первом этапе наблюдений и после отсыпки пригрузочной насыпи составляла 0,0 мм.

Работы по нивелировке поверхностных и глубинных марок, а также по определению основных физико-механических характеристик грунтов, приведенных в таблице, выполняло ООО «ГЕОТЕХНИКА-БЛОК-СЕРВИС».

Результаты наблюдений за деформациями глинистых грунтов, относящихся к тяжелым суглинкам ( $I_L = 15,6-16,8$ ) и легким глинам ( $I_L = 17,6-19,6$ ) (см. табл.), как отме-

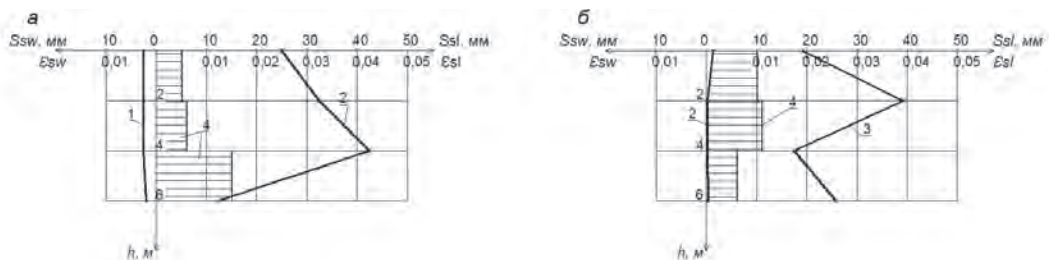
чалось ранее в работе [1], характеризуются набухающе-просадочными свойствами. Деформации таких грунтов при повышении влажности и небольших давлениях на грунт (в данном случае от собственного веса) проявляются в виде набухания, а при повышении давления от веса пригрузочной насыпи свыше определенного предела – от просадки грунта. В наибольшей мере набухание, а после отсыпки пригрузочной насыпи – сжатие-просадка грунтов происходили на участке № 2 (см. рис. 1), в геологическом разрезе которого, как следует из приведенной таблицы, преобладают глины. На участке № 1, сложенном, в основном, тяжелыми суглинками, величины набухания грунтов составляли 9-2 мм, т. е. оказались в 2,5-6 раз меньше, а при последующей просадке их от веса пригрузочной насыпи снизились в 1,5-2 раза и не превышали 35 мм.

Следует отметить, что набухание грунтов при их замачивании наблюдалось не только в пределах площади котлована, но и за счет распространения воды в стороны происходило на примыкающих к ней полосах шириной до 3,3-4,3 м, или 0,3-0,4 ширины котлована.

В связи с повышенной природной влажностью ( $S_r \geq 0,74-0,9$ ) просадка-сжатие грунтов после отсыпки пригрузочной насыпи происходила также не только в пределах площади замоченных котлованов, но и за их пределами, причем величины просадок-сжатия грунтов, прилегающих к замоченным частям котлована, оказались в 1,2-1,6 раза больше, чем в котлованах. Это является следствием того, что, как было отмечено ранее в работе [2], наибольшая относительная просадочность, и тем самым – самоуплотнение грунтов, проявляются не при полном водонасыщении ( $S_r \geq 0,95-1,00$ ), а при более низкой степени влажности, обычно равной  $S_r = 0,75-0,9$ . В рассматриваемом случае степень влажности грунтов (см. табл.) по примыкающему к участку № 2 составляла  $S_r = 0,74-0,92$  при среднем значении  $S_{r,m} = 0,82$  для грунтов на участке № 1, а на участке № 1 –  $S_{r,2} = 0,75-0,92$  при среднем значении  $S_{r,m} = 0,84$ .

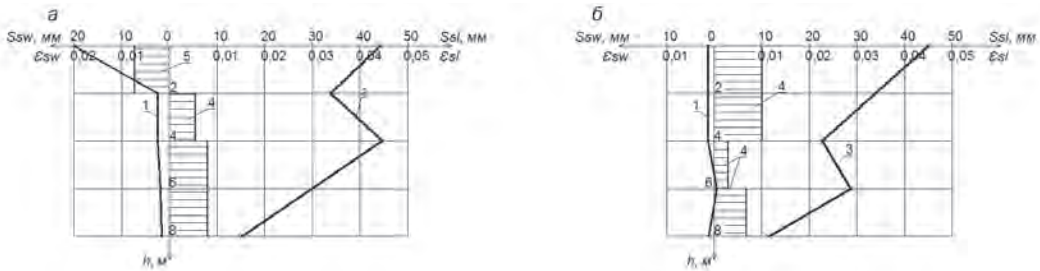
Деформации набухания при замачивании грунтов в котлованах через дренажные скважины, как видно из рис. 2, проходили в основном в первые 8 суток, после которых практически стабилизировались. Осадки-просадки, которые также развивались в течение непродолжительного времени, начались сразу же после начала отсыпки пригрузочной насыпи и через 13 и 8 суток на участках № 1 и № 2 в основном стабилизировались.

Результаты наблюдений за деформациями грунтов по глубинным маркам, представленные на рис. 3 и 4, показывают, что:



**Рис. 3.** Деформации грунтов по глубине на участке № 1: а – в котловане (по глубинным маркам 4-6); б – за пределами котлована (по маркам 12-14); 1 и 2 – до отсыпки планировочной насыпи соответственно набухание и сжатие; 3 – после отсыпки насыпи – осадки – просадки; 4 и 5 – относительные деформации соответственно сжатия-просадки  $\epsilon_{sl}$  и набухания  $\epsilon_{sw}$





**Рис. 4.** Деформации грунтов по глубине на участке № 2: *a* – в котловане (по глубинным маркам 4-7); *б* – за пределами котлована (по маркам 12-15); 1 – до отсыпки планировочной насыпи; 2 – набухание; 3 – после отсыпки насыпи – осадки – просадки; 4 и 5 – относительные деформации соответственно сжатия-просадки  $\epsilon_{sl}$  и набухания  $\epsilon_{sw}$

– деформации набухания и сжатия-просадки грунтов в природном состоянии и отсутствии их пригрузки на прилегающих к замачиваемым котлованам местах расположения глубинных марок (12-14 и 12-15) практически отсутствовали на обоих участках и изменялись в пределах 1-2 мм, что иногда соответствует точности измерений деформаций в полевых условиях;

– при повышении влажности грунта в котлованах и отсутствии на них дополнительной нагрузки (в данном случае – от веса планировочной насыпи) деформации проявлялись в виде набухания грунтов.

Максимальная величина набухания поверхности котлована на участке № 1, сложенном, в основном, тяжелыми суглинками, по поверхностным маркам 2 составила 10 мм, а в пределах расположения куста глубинных марок 4-6 перемещение равнялись 3-4 мм (см. рис. 3), причем набухание, как будет отмечено далее, происходило в пределах слоев, залегающих ниже 6 м.

На участке № 2, в геологическом строении которого преобладают глины (см. рис. 1):

– максимальное набухание грунта по поверхностной марке № 2 составляло 29 мм, а в пределах расположения куста глубинных марок 4-7 равнялось 21-22 мм и происходило, главным образом, как следует из рис. 4, в верхнем слое до глубины 2 м, а также за счет нижних слоев глин, залегающих глубже глубины 8 м.

– при замачивании грунтов в котлованах на прилегающей к ним полосах шириной 4,5-5,5 м за счет распространения воды в стороны от них также наблюдалось набухание грунтов величиной, изменяющейся на участке № 1 от 7 до 1 мм, а на участке № 2 – в пределах 18-2 мм (см. рис. 1, *a* и 2, *a*);

– поскольку глины верхних слоев характеризуются невысокими значениями числа пластичности (см. табл.), равными 17,1-19,6, абсолютные и относительные величины их набухания (см. рис. 1) оказались небольшими по сравнению с наиболее набухающими хвалынскими, сарматским, арольским, кимерийским и др., на которых эти величины, как отмечено в работе [3], обычно составляют 100-200 мм;

– пригрузка глинистого набухающе-просадочного грунта планировочной насыпью, в данном случае высотой 4,5 м с равномерно распределенной нагрузкой око-

ло  $8 \text{ т/м}^2$ , полностью исключает деформации набухания грунтов как в верхней, так и в нижней глубже 6-8 м частях грунтового массива и в целом приводит к его сжатию-просадкам. Относительные послойные величины этих деформаций в данном случае изменяются в пределах 0,003-0,015;

– наибольшее по глубине сжатие грунтов от нагрузки пригрузочной насыпи происходило в верхних слоях (см. рис. 1 и 2) вследствие повышенной их сжимаемости, наличия в замачиваемых котлованах дренажных скважин, обеспечивающих быстрый отток свободной воды в них. При этом более низкое сжатие нижних слоев явилось следствием небольших размеров пригрузочной насыпи и, в частности, при ширине насыпи 10 м коэффициент снижения вертикальных напряжений по СП [4] на глубинах 6 и 8 м составил соответственно 0,61-0,7 и 0,45-0,55, в то время как в верхних слоях на глубинах до 4 м имеем  $\alpha = 1-0,85$ .

В связи с вышеизложенным важно отметить, что полные величины просадок лёссовых грунтов от их собственного веса, как было установлено по результатам многочисленных полевых испытаний, обычно проявляются при ширине замачиваемых и загружаемых площадей  $B > H_{st}$  [5], т. е. в данном случае – при  $B > 14 \text{ м}$ .

Выполненные опытные работы позволяют сформулировать следующие основные положения и выводы:

а) четвертичные отложения тяжелых суглинков, а также легких глин с числом пластичности соответственно  $I_L = 15,6-16,8$  и  $I_L = 17,6-19,6$  могут обладать набухающими и просадочными свойствами. В связи с этим компрессионные испытания их в водонасыщенном состоянии должны выполняться без арретира, а для определения давления набухания первые ступени нагружения рекомендуется принимать равными  $0,015-0,025 \text{ кг/см}^2$ ;

б) полевые испытания по определению возможных величин свободного набухания и просадок набухающе-просадочных грунтов, так же как и сжатия других глинистых грунтов, в том числе супесей рыхлых пылеватых, песков и т. п., необходимо выполнять на опытных котлованах и участках шириной и длиной не менее суммарной величины толщин набухающе-просадочных грунтов и других сильно сжимаемых грунтов, т. е. до кровли подстилающих их малосжимаемых отложений;

в) на участках отсыпки планировочных насыпей высотой более 3 м для сооружений I и II уровней ответственности проектирование и устройство свайных фундаментов должны осуществляться с учетом дополнительных нагрузок  $P_n$  на сваи от сил нагружающего (отрицательного) трения  $f_n$  на них с полной прорезкой не только набухающе-просадочных, но и других сильносжимаемых и специфических грунтов.

## Библиографический список

1. Крутов В. И., Сорочан Е. А., Токарь Р. А. Закономерности деформаций набухания и просадки глинистых грунтов/НИИ Оснований. Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат, 1973. С. 162-268.

2. Крутов В. И., Булгаков В. И., Короткова О. Н. Влияние степени повышения влажности на относительную просадочность и уплотнение лессовых грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1980. № 1. С. 19-22.

3. Сорочан Е. А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. М.: Стройиздат, 1989.

4. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция к СНиП 2.02.01.83.

5. Крутов В. И., Ковалев А. С., Ковалев В. А. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах. М.: Изд. АСВ, 2016.

## Авторы:

Владимир Иванович КРУТОВ, д-р техн. наук, проф., главный научный сотрудник лаборатории оснований и фундаментов на просадочных грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir KRUTOV, Doctor of Engineering, Prof., chief researcher of the laboratory of the bases and the bases on collapsible soil, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niiospl@yandex.ru

тел.: +7 (499) 170-27-49

Виталий Константинович КОГАЙ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией оснований и фундаментов на просадочных грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vitaly KOGAY, Ph. D. in Engineering, head of the laboratory of the bases and the bases on collapsible soil, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niiospl@yandex.ru

тел.: +7 (499) 170-27-49

Виталий Витальевич КОГАЙ, научный сотрудник лаборатории оснований и фундаментов на просадочных грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва, Москва

Vitaly Kogay, researcher of the laboratory of the bases and the bases on collapsible soil, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niiospl@yandex.ru

тел.: +7 (499) 170-27-21

# ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ РЕСПУБЛИКИ КРЫМ

## ASSESSMENT OF SLOPE STABILITY IN ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS IN THE REPUBLIC OF CRIMEA

С. А. РЫТОВ, канд. техн. наук

И. М. ИОВЛЕВ

А. С. ШИШАРИН

*Строительство берегоукрепительных и противооползневых сооружений в республике Крым поставило ряд задач, связанных с оценкой физико-механических характеристик грунтов полевыми методами, оценкой устойчивости склона при наличии крупнообломочных грунтов.*

*Construction of shore protection and landslide control structures in the Republic of Crimea set a number of tasks related to the assessment of physical and mechanical properties of soils by field tests, assessment of slope stability with the presence of coarse grained soils.*

### Ключевые слова:

*Грунтовые анкера, противооползневые конструкции, расчет устойчивости склонов*

### Key words:

*Landslide control structures, soil anchors, slope stability analyses*

### Введение

При разработке проектных решений по объекту «Берегоукрепительные и противооползневые сооружения территории, прилегающей к храму-маяку св. Николая в с. Малореченское, г. Алушта» в Республике Крым принимал участие НИИОСП.

### Инженерно-геологические условия площадки строительства

На территории строительства объекта находятся храм-маяк и подъездные дороги к нему. В прибрежной части участка были построены противоабразионные сооружения, которые в данный момент разрушены абразионными и оползневыми процессами.

В геоморфологическом отношении площадка строительства расположена в пределах древнего и молодого оползня на побережье Чёрного моря, которые сформировались на склонах горы Лакана (279 м), являющейся естественным продолжением Сайнын-Бурун (337,7 м). Абсолютные отметки поверхности в пределах территории строительства изменяются от 0,77 до 72,96 м. Расчетная сейсмичность площадки составляет 7,72 балла.

В инженерно-геологическом разрезе принимают участие в основном четвертичные отложения, представленные крупнообломочными грунтами и твердыми суглинками. Как правило, свойства таких грунтов определяются по лабораторным испытаниям заполнителя, что дает более консервативные оценки и приводит к дорогостоящим техническим решениям.

Наличие крупнообломочных включений в грунтах затрудняет определение его деформационных и прочностных характеристик. Изначально свойства грунтов определялись лабораторными методами (табл. 1).

Таблица 1

#### Сводная инженерно-геологическая колонка с характеристиками нормативными и расчетными значениями показателей физико-механических свойств грунтов и их классификации по разработке и по сейсмическим свойствам

№ ИГЭ	Описание грунта	Расчетные значения характеристик			
		$\gamma I$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma I$ , град	$c_r$ , кПа	$E_r$ , МПа
1	Суглинок твердый, тяжелый, пылеватый, непросадочный, ненабухающий, дресвяный	20,50	-21	-24	$\frac{21}{14}$
1a	Суглинок твердый, тяжелый, пылеватый, непросадочный, ненабухающий, дресвяный	20,50	-21	-24	$\frac{21}{14}$
2	Суглинок твердый, легкий, пылеватый, непросадочный, ненабухающий, дресвяный	21,58	-21	-19	$\frac{22}{14}$
3	Аргиллит (суглинок твердый, легкий, пылеватый, непросадочный, ненабухающий, дресвяный)	21,48	-21	-13	$\frac{24}{16}$

Примечание: При указании значений в виде дроби: в числителе – показатель при естественном состоянии грунта, в знаменателе – при замоченном состоянии грунта.

В процессе выполнения инженерно-геологических изысканий проводилась оценка устойчивости склона по методу Г. М. Шахунянца и касательных сил. Расчеты по нескольким методикам по характеристикам табл. 1 показали, что склон по всем расчетным линиям находится в неустойчивом состоянии [1].

НИИОСП провел предварительные расчеты устойчивости склонов и рекомендовал уточнить физико-механические характеристики грунтов испытаниями грун-

товых целиков полевыми методами с учетом ГОСТ 20276-2012 и результатов исследований [3].

В 80-х годах был выполнен ряд полевых исследований свойств крупнообломочных грунтов [3]. В настоящее время результаты данных исследований не используются (табл. 2).

Таблица 2

## Показатели механических свойств крупнообломочных грунтов [3]

Показатели механических свойств оползневых накоплений ЮБК				
Породы	Показатели механических свойств	Влажность, %		
		до 8	8-15	15-25
Суглинки бурые с обломочными включениями известняков (третий оползневой комплекс)	Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	$71 \frac{21 - 37}{26,8} 31$	$65 \frac{10 - 27}{17,0} 20$	$25 \frac{5 - 21}{11} 46$
	Сцепление $C$ , кгс/см <sup>2</sup>	$71 \frac{0,45 - 1,36}{0,91} 39$	$65 \frac{0,24 - 0,87}{0,67} 31$	$25 \frac{0,2 - 0,68}{0,4} 38$
Суглинки серые с обломочными включениями пород таврической серии (второй оползневой комплекс)	Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	$152 \frac{26 - 32}{25,6} 45$	$89 \frac{10 - 23}{20} 20$	$41 \frac{7 - 17}{11} 45$
	Сцепление $C$ , кгс/см <sup>2</sup>	$152 \frac{0,62 - 2,8}{0,85} 26$	$89 \frac{0,31 - 0,84}{0,58} 34$	$41 \frac{0,12 - 0,3}{0,24} 62$
Глины темно-серые с включениями обломков аргиллитов, песчаников (первый оползневой комплекс)	Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	$72 \frac{16 - 45}{26,8} 32$	$81 \frac{11 - 24}{16} 31$	$29 \frac{3 - 21}{11} 27$
	Сцепление $C$ , кгс/см <sup>2</sup>	$72 \frac{0,37 - 2,45}{0,84} 59$	$81 \frac{0,13 - 0,53}{0,32} 78$	$29 \frac{0,05 - 0,32}{0,19} 42$

*Примечание:* В числителе – размах значений показателей, в знаменателе – среднее значение, справа – коэффициент вариации, слева – число определений.

В связи с трудоемкостью полевых исследований крупнообломочных грунтов используются в основном лабораторные методы испытания заполнителя (как наиболее слабой компоненты грунта). Лабораторные методы неприемлемы для изучения прочностных характеристик крупнообломочных грунтов, так как испытания на срез заполнителя не учитывают фактическую плоскость среза при наличии крупного заполнителя.

Прочностные характеристики грунтов были уточнены полевыми методами испытаний. Результаты испытаний приведены в табл. 3 (современные исследования близки к результатам исследований [3]).



**Результаты статистической обработки показателей плотности и сопротивления грунтов сдвигу, полученных по данным полевых опытных работ**

Условия проведения опыта	№ ИГЭ	Расчетные значения характеристик		
		$\gamma_r, \text{кН/м}^3$	$\varphi_r, \text{град}$	$c_r, \text{кПа}$
Первоначальный срез при природной влажности (грунт водонасыщенный)	1	20,6	15	51
1-й повторный срез при природной влажности (грунт водонасыщенный)	1		13	24
2-й повторный срез при природной влажности (грунт водонасыщенный)	1		13	21

**Конструктивные особенности проектируемых сооружений.**

Участок строительства расположен в с. Малореченское в городском округе Алушта (рис. 1).



**Рис. 1.** Общий вид участка строительства берегоукрепительных и противооползневых сооружений

На рассматриваемом участке изысканий были выявлены активные процессы: развитие оползневых процессов в насыпных грунтах и в пределах «молодого» оползня, находящегося с восточной стороны храма.

Противооползневые сооружения состоят из четырех сооружений. Противооползневые сооружения ПС-1, ПС-2 и ПС-3 создаются в трех уровнях по склону. Противооползневое сооружение ПС-1 закрепляет береговой откос и примыкает к берегоукрепительному сооружению. Противооползневое сооружение ПС-2 размещено в средней части оползневого склона. Противооползневое сооружение ПС-3 размещается в верхней части оползневого склона и закрепляет насыпной откос от дороги и храма, а также от аварийного подъезда к храму.

Противооползневые сооружения ПС-1 – ПС-3 представляют собой комбинированные свайные ростверки, плитно-анкерные конструкции и подпорные стены с грунтовыми анкерами.

Свайные ростверки состоят из свай диаметром 1000 мм, длиной 8,6-16,8 м, расположенных в один ряд, с шагом 2,0-2,5 м. Сваи объединены железобетонным ростверком сечением 800 × 1200 мм, 1050 × 1200 мм со стеной толщиной 400 мм. В уровне ростверка на определенных участках устроены грунтовые анкера.

Плитно-анкерные конструкции состоят из вертикальных железобетонных плит высотой 2200-2600 мм, толщиной 400-500 мм, закрепленных грунтовыми анкерами. На участках с подрезками грунта более 2 м перед устройством анкерных плит выполняются буроинъекционные сваи диаметром 325 мм и длиной 6 м. На участках без свайной защиты для укрепления плит создаются нагели длиной 2,5 м.

Подпорные стены выполняются высотой 3 м, шириной подошвы 1,8 м, сечением 500 мм. Подпорные стены закрепляются грунтовыми анкерами.

Грунтовые анкера в конструкциях применяются с жесткой арматурой длиной 16-27 м и гибкими канатами длиной 15-27 м.

С западной стороны храмового комплекса устраивается противооползневое сооружение ПС-4, представляющее собой двухрядный свайный ростверк из свай диаметром 325 мм, длиной 8 м, объединенных ростверком высотой 500 мм.

В качестве основания заглубленных конструктивных элементов сооружений служат суглинки твёрдые, дресвяные (ИГЭ 1 (1а)), суглинок (перемятый аргиллит) дресвяный, твёрдый (ИГЭ 2), а также аргиллит твёрдый (ИГЭ 3).

В рамках научно-технического сопровождения была выполнена общая оценка устойчивости склона методом конечных элементов с помощью программы PLAXIS в плоской постановке. В расчете был использован метод, когда прочностные характеристики грунта  $\tan \varphi$  и  $c$  последовательно уменьшается до тех пор, пока не происходит разрушение конструкции. Моделирование анкеров производилось напрямую (с учетом условности перехода от трехмерной задачи к плоской).

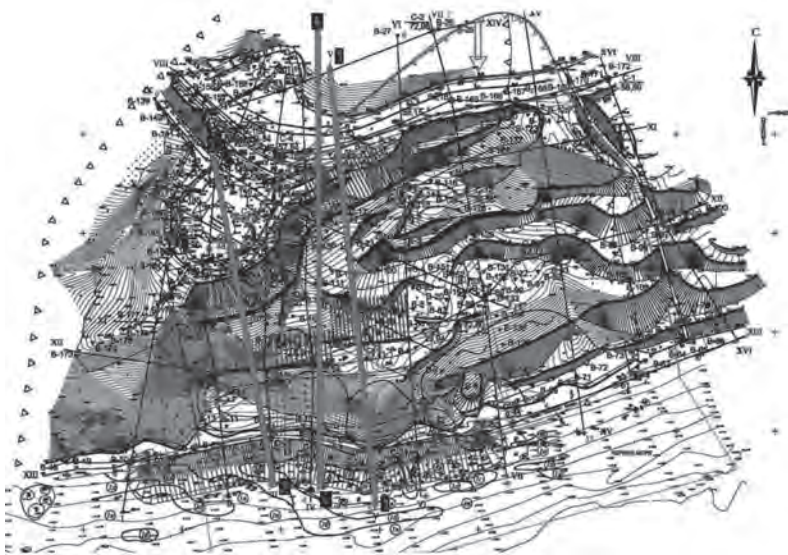
Общая устойчивость склонов определялась для двух случаев: на основное сочетание нагрузок и на особое сочетание. При этом по утвержденным Специальным техническим условиям (СТУ) сейсмическое ускорение принималось равным 0,043g.

Нормативные коэффициенты запаса устойчивости принимались по СП 116.13330.2012 (СНиП 22-02-2003) «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов» и СТУ (табл. 4).

**Нормативные коэффициенты запаса устойчивости**

Сочетание нагрузок	$\gamma_n$	$\psi$	$\gamma_d$	$[k_{st}] = \frac{\gamma_n \times \psi}{\gamma_d}$
Основное	1,15	1,0	1,0	1,15
Особое	1,15	0,95	1,0	1,093

План-схема расчетных сечений приведена на рис. 2



**Рис. 2.** План-схема расчетных сечений

Характерная расчетная схема с противоположными конструкциями по разрезу 4-4 приведена на рис. 3.



**Рис. 3.** Расчетная схема разреза 4-4

Результаты расчетов для разреза 4-4 на основное и особое сочетание нагрузок приведены на рис. 4 и 5.

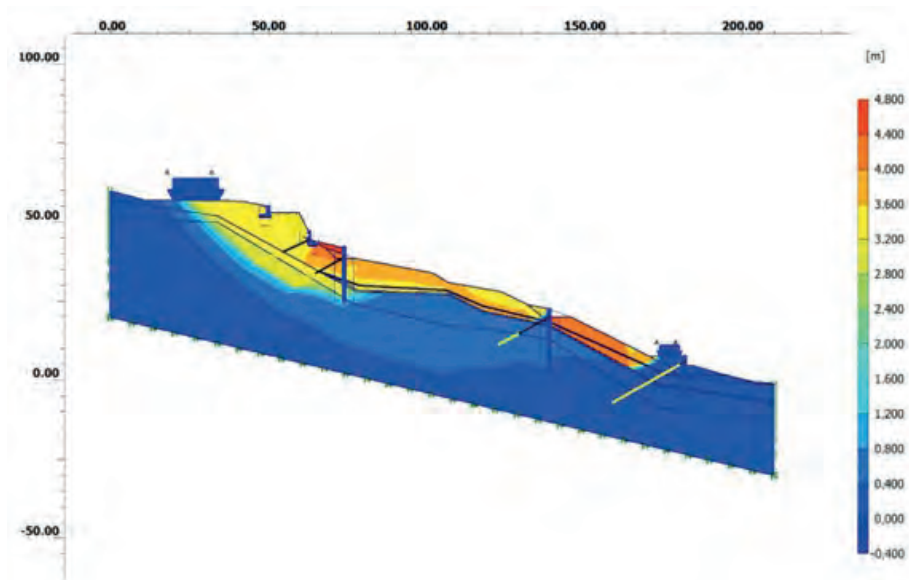


Рис. 4. Результат расчета на основное сочетание нагрузок

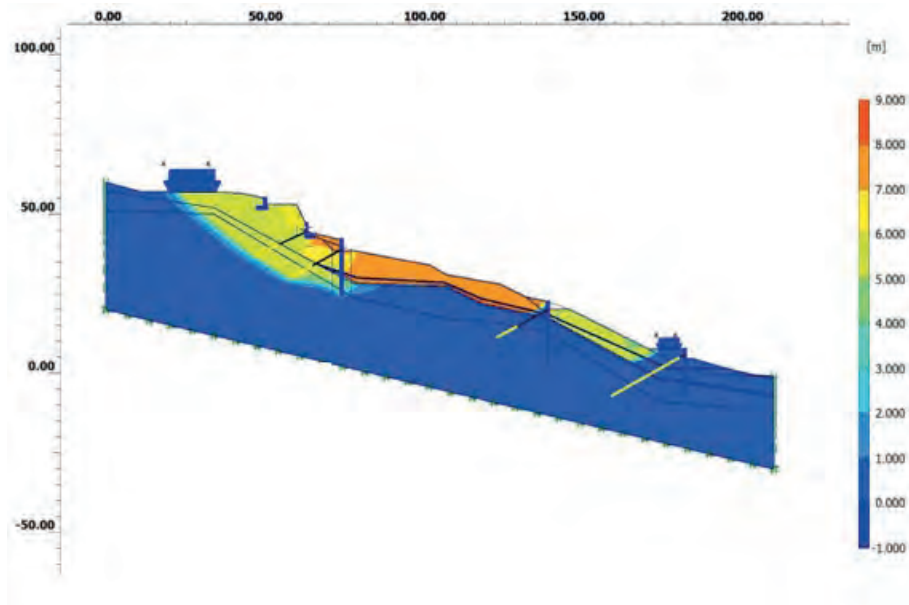


Рис. 5. Результат расчета на особое сочетание нагрузок

Результаты расчетов с физико-механическими свойствами, полученными по лабораторным испытаниям, представлены в табл. 5.

Таблица 5

**Результаты расчетов с физико-механическими свойствами,  
полученными по лабораторным испытаниям**

№ п. п.	Расчетное сечение	Коэффициент общей устойчивости склона на сочетание нагрузок	
		основное	особое
1	1-1	0,853	-
2	2-2	1,087	1,020
3	4-4	0,968	-

Результаты расчетов с физико-механическими свойствами, полученными по полевым испытаниям, представлены в табл. 6.

Таблица 6

**Результаты расчетов с физико-механическими свойствами,  
полученными по полевым испытаниям**

№ п. п.	Расчетное сечение	Коэффициент общей устойчивости склона на сочетание нагрузок	
		основное	особое
1	1-1	1,411	1,23
2	2-2	1,197	1,100
3	4-4	1,349	1,295

Сравнительный анализ результатов расчетов табл. 5 и 6 показал, что при наличии крупных включений в грунтах необходимо определять их физико-механические характеристики полевыми методами по ГОСТ 20276-2012.

### Заключение

Лабораторные испытания крупнообломочных грунтов неприемлемы для получения достоверных физико-механических характеристик грунтов.

При наличии грунтов с крупными включениями в обязательном порядке в объеме изысканий необходимо предусматривать полевые испытания грунтовых целиков по ГОСТ 20276-2012.

Полевые испытания грунтовых целиков инженерно-геологических элементов с крупными включениями позволило получить более достоверные результаты расчетов и обосновать проектные решения противоползневых конструкций.

Необходимость проведения полевых испытаний крупнообломочных грунтов была подтверждена авторами статьи.

## Библиографический список

1. Технический отчет по результатам инженерно-геологических работ для подготовки проектной документации. Берегоукрепительные и противооползневые сооружения территории, прилегающей к храму-маяку св. Николая в с. Малореченское, г. Алушта. Стадия «П». Том 2. Книга 1. Шифр: 30/06/2016/ФП/004-ИГИ. ООО «Институт «КрымГИИНТИЗ». Симферополь, 2018 г.
2. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
3. *Эттель Д. И.* Исследование динамики оползневых процессов на примере некоторых характерных участков Южного берега Крыма: дисс. ... канд. геол.-минер. наук: 04.00.07. Л., Ленингр. горн. ин-т им. Г. В. Плеханова, 1980.

## Авторы:

Сергей Александрович РЫТОВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией электротехнических технологий НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey RYTOV, Ph. D. in Engineering, head of the laboratory of electro technical technologies NIIOSP named after N. M. Gershevich JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab38@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-12

Илья Михайлович ИОВЛЕВ, старший научный сотрудник лаборатории электротехнических технологий НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ilya IOVLEV, senior researcher of the laboratory of electro technical technologies NIIOSP named after N. M. Gershevich JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab38@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-12

Александр Сергеевич ШИШАРИН, инженер лаборатории электротехнических технологий НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Aleksandr SHISHARIN, engineer of the laboratory of electro technical technologies NIIOSP named after N. M. Gershevich JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab38@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-12



# НОВЫЕ ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ КОМПРЕССИОННЫХ ИСПЫТАНИЙ

## NEW TABLES FOR DETERMINING THE MODULUS OF DEFORMATION ACCORDING TO THE RESULTS OF OEDOMETER TESTS

А. Н. ТРУФАНОВ, канд. техн. наук

*Представлены новые таблицы для перехода от результатов компрессионных испытаний к штамповым. Таблицы разработаны на основе сопоставления штампового и касательного одометрического модуля деформации. Показано, что использование касательного одометрического модуля вместо компрессионного является более корректным. Еще одним отличием новых таблиц является возможность учета исходной консистенции грунта. Разработанные таблицы включены в новую редакцию СП 22.13330.*

*The article presents new tables for the transfer from the results of compression tests to stamp tests. Tables are developed based on a comparison of stamp and tangential oedometer modulus. It is shown that the use of a tangent odometer module instead of a compression one is more correct. Another difference of the new tables is the possibility of accounting the initial consistency of the soil. The developed tables embedded into the new edition of the Set of Rules SP 22.13330.*

### Ключевые слова:

*Компрессионные испытания, коэффициент пористости, модуль деформации, показатель текучести, природное эффективное вертикальное напряжение, таблица переходных коэффициентов, штамповые испытания*

### Key words:

*Compression tests, consistency index, modulus of deformation, natural vertical effective stress, plate bearing tests, tables of transition coefficients, void ratio*

### Введение

Эталонными испытаниями по определению деформационных свойств грунтов считаются полевые испытания штампом. Модуль деформации, определяемый по ре-

зультатам этих испытаний, является наиболее достоверным и используется напрямую для расчета нормативного модуля деформации. В дальнейшем для удобства, будем называть его «штамповым модулем». Компрессионные испытания грунтов, как известно, дают заниженные значения модуля деформации. Вместе с тем они значительно дешевле штамповых. Поэтому большой интерес представляла задача поиска путей перехода от результатов компрессионных испытаний к штамповым.

Установлению взаимосвязи компрессионного и штампового модуля деформации всегда уделялось большое внимание. Этому вопросу были посвящены работы А. И. Агишева [1], О. И. Игнатовой [2], М. Ю. Абелева [3], А. И. Полищук [4], В. И. Каширского [5], Г. Г. Болдырева [6] и многих других исследователей.

Результатом исследований А. И. Агишева и О. И. Игнатовой стала таблица переходных коэффициентов  $m_k$  (табл. 1), разработанная для глинистых грунтов четвертичных отложений. На протяжении многих лет она в неизменном виде переходила из одних норм в другие.

Таблица 1

**Значения корректирующего коэффициента  $m_k$  (по табл. 5.1 СП22.13330.2011 [1])**

Вид грунта	Коэффициент пористости $e$					
	0,45 ... 0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	4,0	3,5	3,0	2,0	-	-
Суглинки	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
Глины	-	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5

Вместе с тем высокие значения переходных коэффициентов  $m_k$  вызывали законные вопросы. Причины таких значений были подробно проанализированы в работе [7]. В результате, была предложена табл. 2, в которой штамповый модуль сопоставлялся не с компрессионным  $E_k$ , а с одометрическим модулем деформации  $E_{oed}$ . При этом два жестко связанных между собой коэффициента – коэффициент  $m_k$  и аналитический коэффициент  $\beta$ , учитывающий невозможность бокового расширения образца при компрессионных испытаниях, – были заменены на коэффициент  $m_{oed}$ , полученный из их произведения. Указанная таблица вошла в новую редакцию СП 22.13330-2016 [8].

Таблица 2

**Значения корректирующего коэффициента  $m_{oed}$**

Вид грунта	Коэффициент пористости $e$					
	0,45 ... 0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	2,8	2,5	2,1	1,4	-	-
Суглинки	3,0	2,7	2,4	1,8	1,5	1,2
Глины	-	2,4	2,4	2,2	2,0	1,8

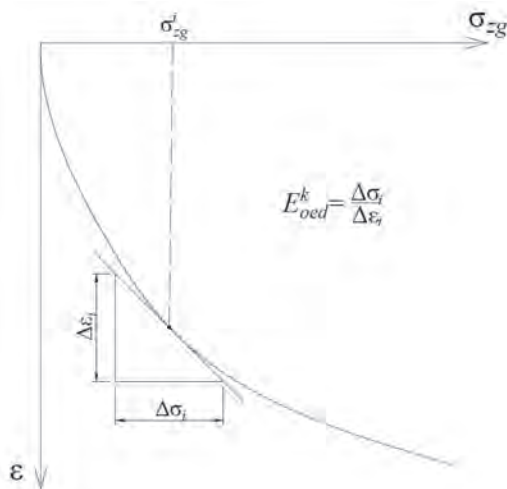
Следует отметить, что произведенные в табл. 2 изменения носили скорее косметический характер, ничего не изменив по существу. Прежде всего, это относится к исходным диапазонам нагрузок, для которых определялись штамповый и одометрический модули деформации.

При компрессионных испытаниях модуль деформации как для табл. 1, так и для табл. 2 определялся в условно выбранном фиксированном диапазоне напряжений от 0,1 до 0,2 МПа [9].

При штамповых испытаниях модуль деформации рассчитывается по начальному условно линейному участку кривой нагрузка – перемещение, первой точкой которого является природное эффективное напряжение [10].

Наличие взаимосвязи между штамповым модулем деформации и природным эффективным напряжением рассмотрено в работе [11].

Таким образом, выбор для сопоставления секущего одометрического модуля деформации, определяемого в фиксированном диапазоне давлений, и штампового, связанного с переменным по глубине природным эффективным напряжением, не является корректным. Это противоречие было предложено решить заменой секущего одометрического модуля  $E_{oed}$  на касательный одометрический модуль деформации  $E_{oed}^k$ . На рис. 1 показан способ определения касательного одометрического модуля деформации.



**Рис. 1.** Определение касательного одометрического модуля деформации  $E_{oed}^k$  по компрессионной кривой:  $\Delta\sigma_i$  и  $\Delta\epsilon_i$  – выбранные на касательной к точке графика, соответствующего природному эффективному напряжению  $\sigma_{zg}^j$ , условные значения природного вертикального эффективного напряжения и деформации

Как видно из рисунка, модуль деформации  $E_{oed}^k$  определяется по касательной, проведенной к точке, соответствующей выбранному значению давления. Если в качестве этого давления принять природное вертикальное напряжение, то получим касатель-

ный одометрический модуль деформации  $E_{oed}^k$ , зависящий только от величины природного вертикального эффективного напряжения  $\sigma_{zg}$ .

Использование для сопоставления со штамповым модулем касательного одометрического модуля деформации, соответствующего природному эффективному напряжению, и было положено в основу разработки новых таблиц переходных коэффициентов.

Исходным материалом для соответствующей работы послужил архив лаборатории «Методы исследований грунтов» НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. Для анализа использовались паспорта компрессионных и штамповых испытаний грунтов, полученных со всей территории России. Всего в процессе разработки таблиц были использованы результаты не менее 5000 компрессионных и 1500 штамповых испытаний. При подготовке таблиц рассматривались только неспецифические глинистые грунты четвертичных отложений, представленные глинами, суглинками и супесями различной консистенции.

Все паспорта штамповых и компрессионных испытаний были рассортированы по таблицам в зависимости от разновидности грунта, коэффициента пористости и показателя текучести. Для удобства каждая разновидность грунтов была представлена отдельной таблицей.

Форма таблиц представлена далее (табл. 3).

Таблица 3

### Форма таблицы переходных коэффициентов $m_{oed}$

Разновидности глин (показатель текучести $I_L$ , д. е.)	Значение коэффициента перехода $m_{oed}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном							$m_{oed} = f(e)$
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
Мягкопластичные $0,5 \leq I_L \leq 0,75$								
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,5$								
Полутвердые $0 < I_L \leq 0,25$								
Твердые $I_L < 0$								

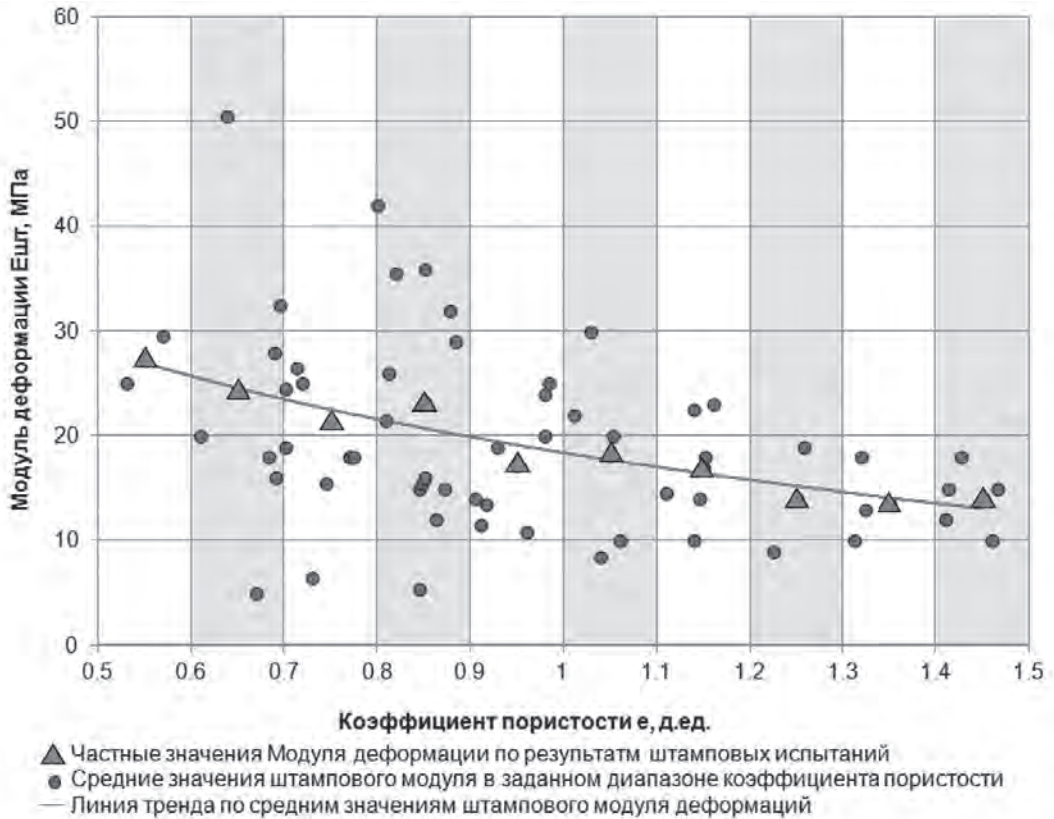
Разбивка грунтов по коэффициентам пористости была оставлена прежней, как и в табл. 5.1 СП 22.13330.2016 [9].

Дополнительная разбивка по показателю текучести обеспечила возможность учета консистенции грунта на значения переходных коэффициентов.

С целью расчета переходных коэффициентов для каждой из ячеек таблицы с соответствующими значениями пористости и показателя текучести предварительно определяли средние значения штампового и касательного одометрического модуля деформации.

Для определения значений штампового модуля деформации использовали результаты испытаний грунтов плоским штампом площадью  $5000 \text{ см}^2$  (для глубин до 10 м) и винтовым штампом площадью  $600 \text{ см}^2$  (для глубин от 5 до 25 м).

Вначале рассчитывали средние значения штампового модуля деформации для каждой из ячеек в табл. 3. Полученные для каждой строки таблицы значения наносили на графики зависимости штампового модуля деформации от коэффициента пористости. Затем по полученным точкам определяли линии тренда. Пример такой линии для полутвердых глин представлен на рис. 2.



**Рис. 2.** График зависимости штампового модуля деформации от коэффициента пористости на примере полутвердых глин

Наилучшим образом линии тренда описывались логарифмическими зависимостями. Так, коэффициент корреляции для глин находился в пределах от 0,64 до 0,99, для суглинков – от 0,67 до 0,92, для супесей – от 0,89 до 0,9. Качественная оценка силы связи в соответствии со шкалой Чэддока находилась в пределах от заметной до весьма высокой.

На рис. 3, 4 и 5 приведены линии тренда зависимостей модуля деформации от коэффициента пористости для глин, суглинков и супесей различной консистенции.

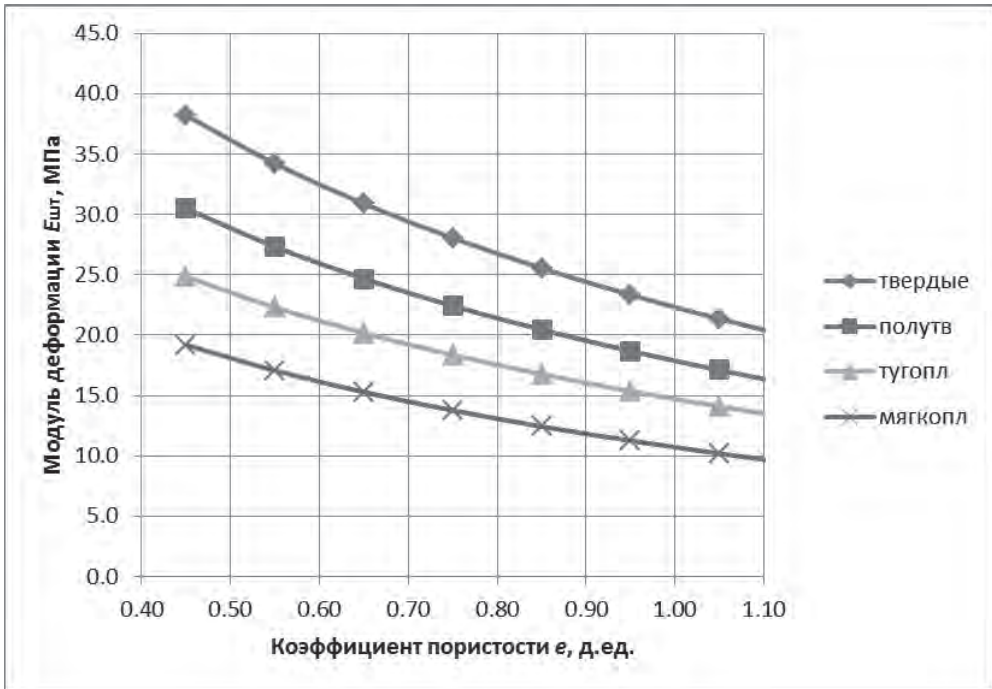


Рис. 3. Сводный график зависимостей штампового модуля деформации от коэффициента пористости для глин

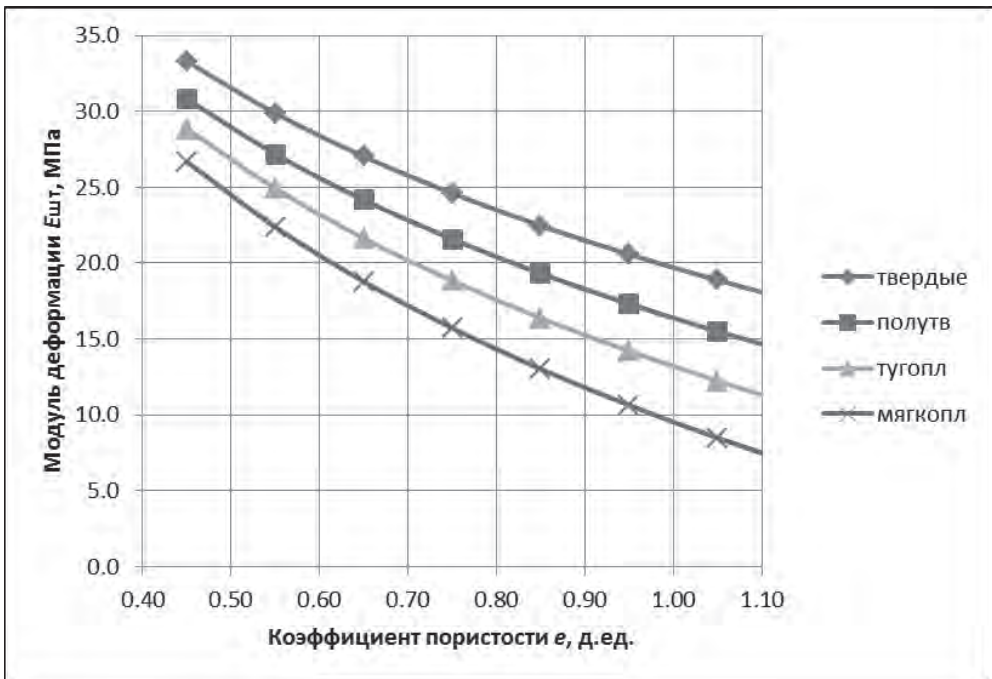
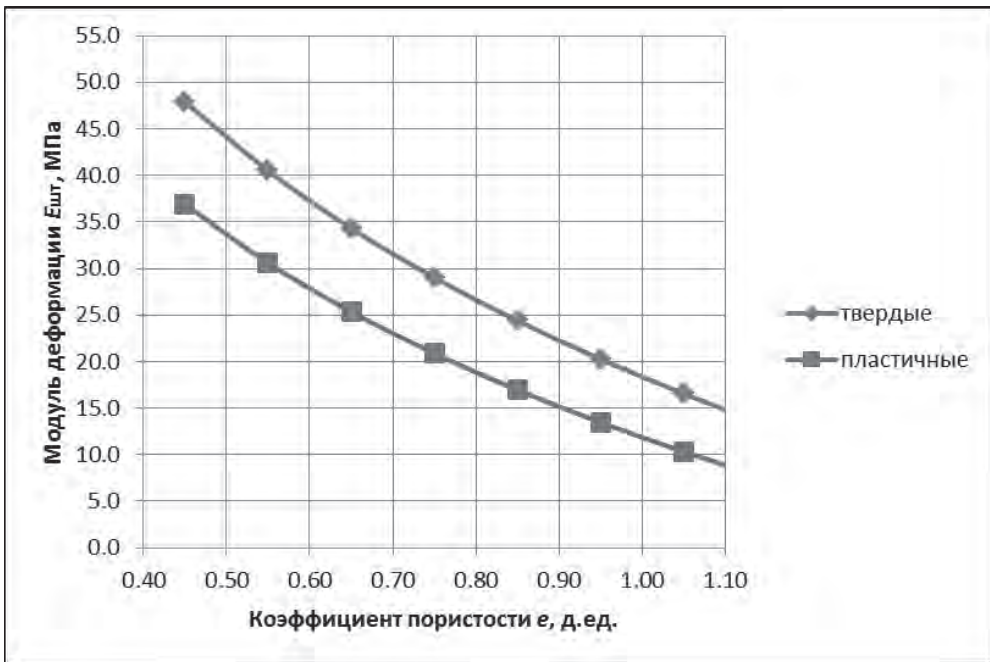


Рис. 4. Сводный график зависимостей штампового модуля деформации от коэффициента пористости для суглинков





**Рис. 5.** Сводный график зависимостей штампового модуля деформации от коэффициента пористости для супесей

Как видно из представленных графиков, все зависимости носят системный и вполне логичный характер. С ростом коэффициента пористости и показателя текучести значения штампового модуля деформации падают. Эта тенденция согласуется с содержанием табл. А. 3 из СП 22.13330.2016 «Нормативные значения модуля деформации  $E$ , МПа, глинистых нелёссовых грунтов» [9].

Откорректированные с учетом полученных зависимостей значения штампового модуля (отмечены точками на кривых на рис. 3-5) представлены в табл. 4, 5 и 6.

Таблица 4

**Таблица значений штампового модуля деформации для глин**

Разновидности глин (показатель текучести $I_L$ , д. е.)	Значение модуля деформации $E_{шт}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Мягкопластичные $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	-	-	15,3	13,8	12,4	11,2	10,2
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,5$	-	22,3	20,2	18,4	16,8	15,4	14,1
Полутвердые $0 < I_L \leq 0,25$	-	27,3	24,7	22,4	20,4	18,7	17,1
Твердые $I_L < 0$	-	34,2	30,9	28,0	25,5	23,3	21,3

Таблица 5

Таблица значений штампового модуля деформации для суглинков

Показатель текучести $I_L, \text{д. е.}$	Значение модуля деформации $E_{шт}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Мягкопластичные $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	26,7	22,4	18,8	15,7	13,0	10,6	8,5
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,5$	28,9	24,9	21,6	18,8	16,4	14,2	12,2
Полутвердые $0 < I_L, I_L \leq 0,25$	30,8	27,2	24,2	21,6	19,3	17,3	15,5
Твердые $I_L < 0$	33,3	29,9	27,0	24,6	22,5	20,6	18,9

Таблица 6

Таблица значений штампового модуля деформации для супесей

Показатель текучести $I_L, \text{д. е.}$	Значение модуля деформации $E_{шт}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Пластичные $0 < I_L \leq 1,0$	36,9	30,6	25,4	20,9	17,0	13,5	-
Твердые $I_L < 0$	47,9	40,5	34,3	29,0	24,4	20,3	-

Для определения значений касательного одометрического модуля деформации соответствующей ячейки таблицы поступали следующим образом. Собранные для каждой из ячеек первичные результаты из паспортов испытаний переносили на сводные графики зависимости деформации от вертикального напряжения. Пример такого графика приведен на рис. 6.

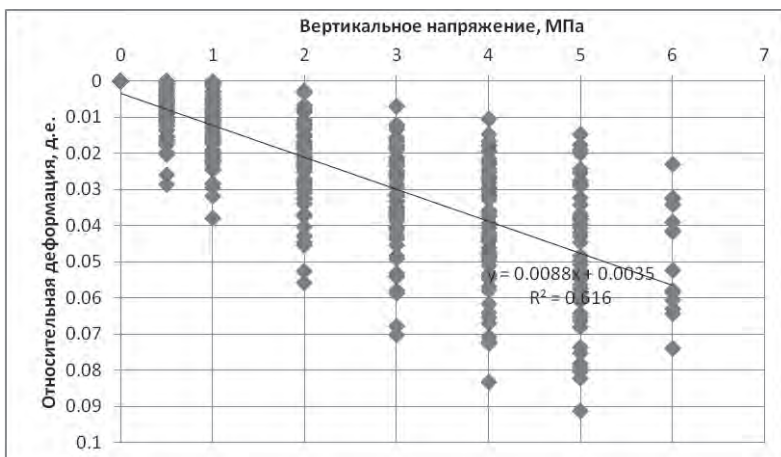
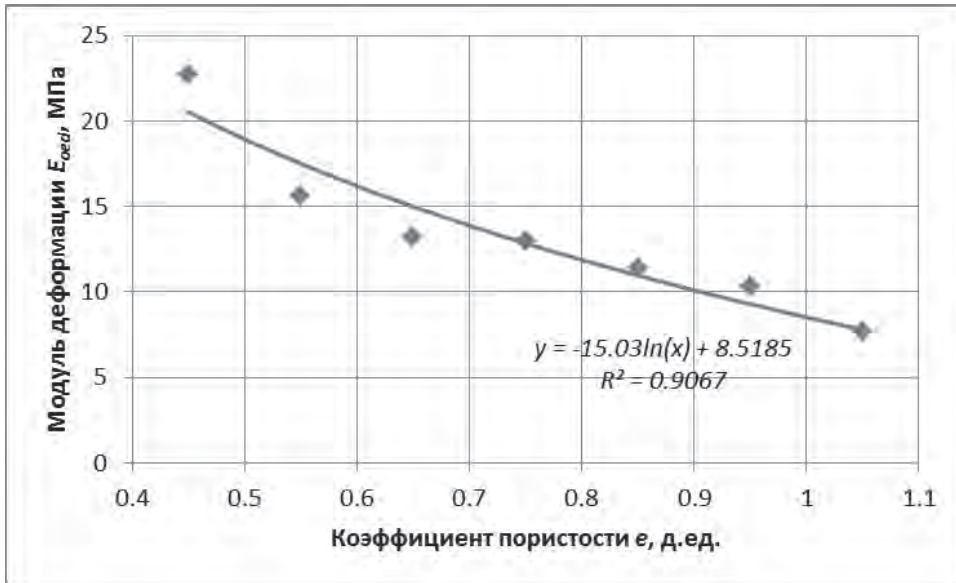


Рис. 6. Сводный график результатов компрессионных испытаний для одной из ячеек таблицы

Далее определяли линию тренда. Лучшую корреляцию показала линейная зависимость. Это позволило получить единственное значение касательного одометрического модуля деформации  $E_{oed}^k$ , которое и принималось в качестве среднего значения для соответствующей ячейки.

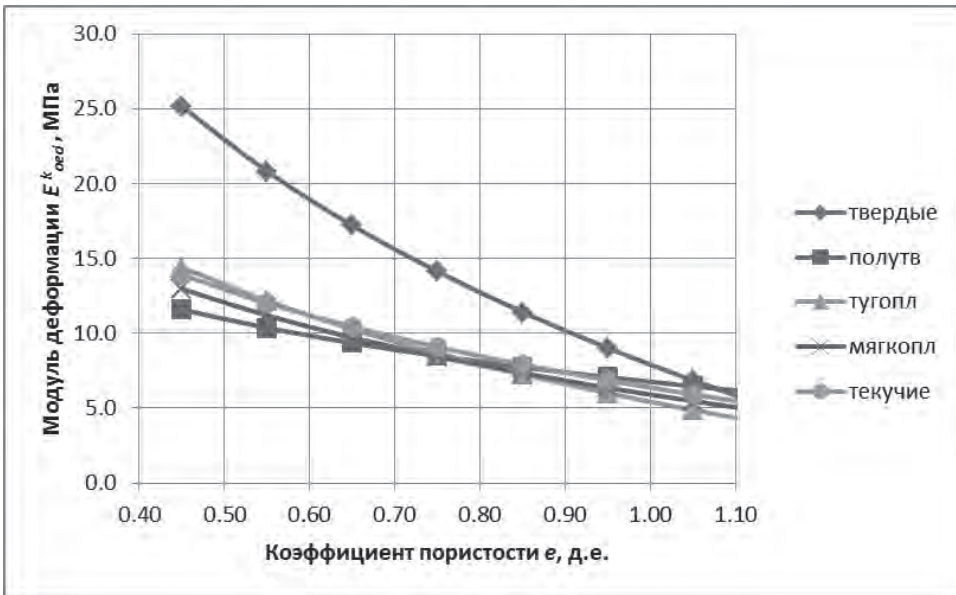
Затем, по аналогии с обработкой результатов штамповых испытаний, для каждой строки таблицы по графику зависимости касательного одометрического модуля деформации от коэффициента пористости определяли линию тренда. Пример такого графика для глин твердой консистенции приведен на рис. 7.



**Рис. 7.** График зависимости касательного одометрического модуля деформации от коэффициента пористости на примере глин твердой консистенции

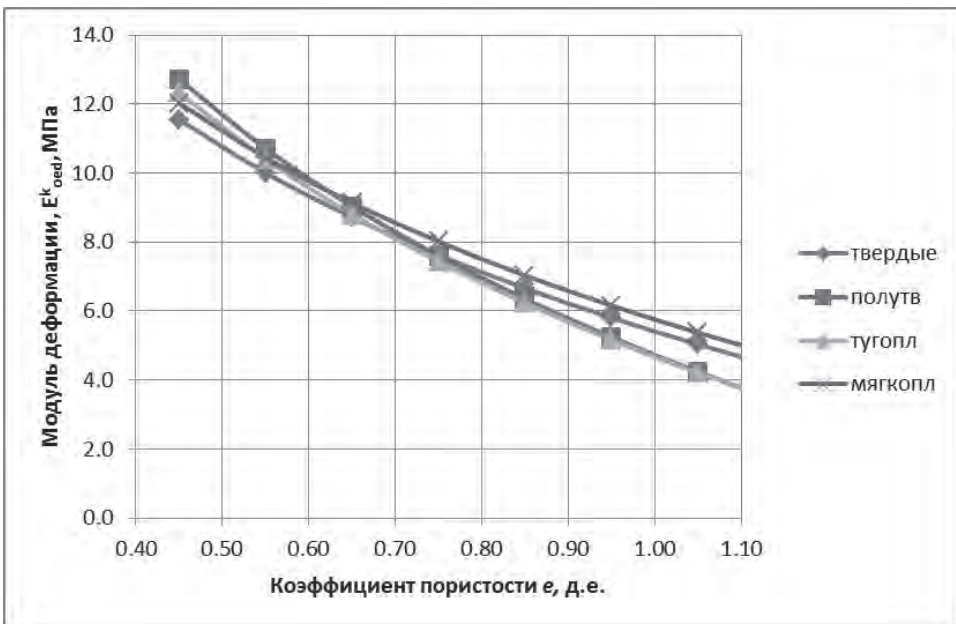
В соответствии со шкалой Чеддока, функциональная связь между значениями относительной деформации и напряжений независимо от консистенции грунтов была получена в пределах от заметной до весьма высокой.

Затем полученные зависимости для каждой разновидности грунта сводили на общий графики. Далее представлен сводный график зависимостей касательного одометрического модуля  $E_{oed}^k$  от коэффициента пористости  $e$  для глин различной консистенции.

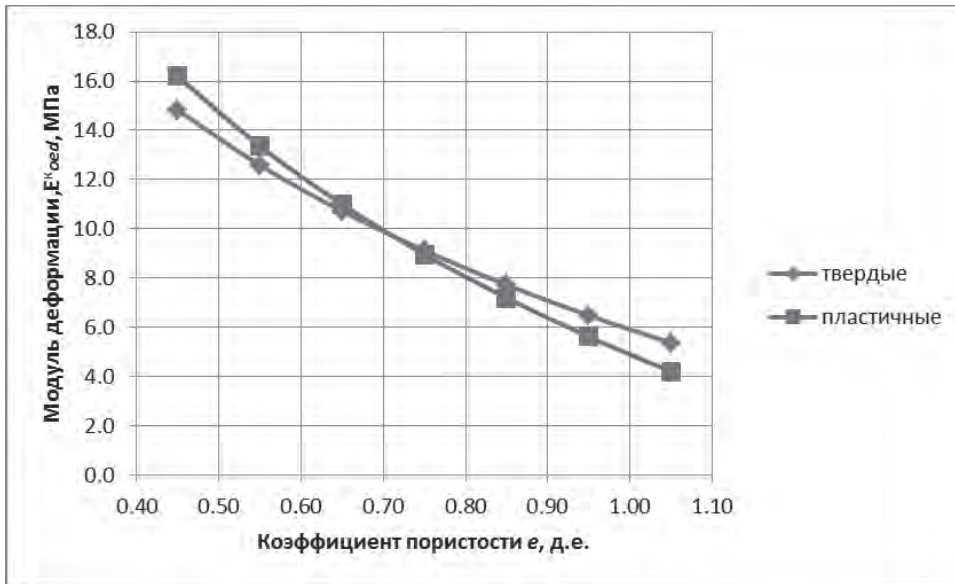


**Рис. 8.** График зависимости касательного одометрического модуля от коэффициента пористости для глин различной консистенции

По аналогии с глинами были построены сводные графики зависимостей для суглинков, и супесей, представленные на рис. 9 и 10 соответственно.



**Рис. 9.** График зависимости касательного одометрического модуля от коэффициента пористости для суглинков различной консистенции



**Рис. 10.** График зависимости касательного одометрического модуля от коэффициента пористости для супесей различной консистенции

Для всех разновидностей грунтов, как видно на представленных рис. 8, 9 и 10, касательный одометрический модуль  $E^k_{од}$  практически не зависит от консистенции. Близкое расположение графиков позволило объединить их в общие зависимости для каждой из разновидности грунтов. Исключение составили глины твердой консистенции, которые были представлены отдельной зависимостью.

Откорректированные на основе этих зависимостей значения касательного одометрического модуля представлены в табл. 7, 8, 9.

Таблица 7

**Таблица значений касательного одометрического модуля для глин**

Показатель текучести $I_L$ , д. е.	Значение модуля деформации $E_{шт}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Мягкопластичные $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	-	-	10,0	8,7	7,7	6,7	5,8
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,5$	-	11,4	10,0	8,7	7,7	6,7	5,8
Полутвердые $0 < I_L \leq 0,25$	-	11,4	10,0	8,7	7,7	6,7	5,8
Твердые $I_L < 0$	25,1	20,8	17,2	14,1	11,4	9,0	6,8

Таблица 8

Таблица значений касательного одометрического модуля для суглинков

Показатель текучести $I_v, \text{д. е.}$	Значение модуля деформации $E_{шт}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Мягкопластичные $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	12,2	10,4	8,9	7,7	6,6	5,6	4,7
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,5$	12,2	10,4	8,9	7,7	6,6	5,6	4,7
Полутвердые $0 < I_L \leq 0,25$	12,2	10,4	8,9	7,7	6,6	5,6	4,7
Твердые $I_L < 0$	12,2	10,4	8,9	7,7	6,6	5,6	4,7

Таблица 9

Таблица значений касательного одометрического модуля для супесей

Показатель текучести $I_v, \text{д. е.}$	Значение модуля деформации $E_{шт}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Пластичные $0 < I_L \leq 1,0$	15,5	13,0	10,9	9,0	7,5	6,0	-
Твердые $I_L < 0$	15,5	13,0	10,9	9,0	7,5	6,0	-

Анализируя полученные таблицы, можно отметить заметное снижение штампового модуля с увеличением показателя текучести и отсутствие такого влияния на касательный одометрический модуль. Это можно объяснить следующим образом.

Показатель текучести для грунта с одной и той же пористостью напрямую зависит от коэффициента водонасыщения грунта, характеризующего степень заполнения пор водой. Грунты с одинаковой пористостью, но различной степенью водонасыщения, под штампом деформируются по-разному. При низком заполнении пор водой в грунте происходят в основном деформации «уплотнения», связанные с уменьшением порового пространства. В случае полного заполнения пор грунта водой деформации связаны с фильтрационными процессами в грунтах и зависят от скорости приложения нагрузки и от вязкости поровой жидкости. В таких грунтах осадка штампа в значительной степени связана с наличием сдвиговых деформаций или деформаций «формоизменения», заключающихся в перемещении грунта из-под штампа в стороны. Очевидно, чем выше степень водонасыщения и, соответственно, показатель текучести, тем больше в составе общей осадки штампа будет доля деформаций «формоизменения» и тем выше будет абсолютная величина конечной осадки. Именно этим явлением и можно объяснить влияние консистенции на величину штампового модуля деформации.



В отличие от испытаний штампом, при компрессионных испытаниях грунт не может перемещаться в стороны, поэтому все деформации связаны деформациями «уплотнения». При этом начальная консистенция грунта влияет только на продолжительность деформирования грунта под нагрузкой, при этом конечная осадка от нее практически не зависит. Исключения составляют глины твердой консистенции, поведение которых носит аномальный характер, требующий отдельного анализа.

После получения значений модулей деформации для всех ячеек таблиц процедура определения переходных коэффициентов особой сложности не представляла.

Значения коэффициентов  $m_{ko}$  для каждой из ячеек таблицы определяли простым делением штампового модуля деформации, представленного в табл. 4, 5, 6, на соответствующий данной ячейке касательный одометрический модуль, представленный в табл. 7, 8, 9.

В табл. 10 представлены значения коэффициентов перехода от касательного одометрического модуля к штамповому модулю для глин.

Таблица 10

**Коэффициенты перехода от касательного одометрического модуля  
к штамповому модулю для глин**

Разновидности глин (показатель текучести $I_L$ , д. е.)	Значение коэффициента перехода $m_{ko}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном							$m_{ko} = f(e)$
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
Мягкопластичные $0,50 < I_L \leq 0,75$			1,5	1,6	1,6	1,7	1,8	$m_{ko} = 0,6e + 1,2$
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,50$		1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	$m_{ko} = 0,9e + 1,4$
Полутвердые $0 \leq I_L \leq 0,25$		2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	$m_{ko} = 1,1e + 1,7$
Твердые $I_L < 0$	1,5	1,6	1,8	2,0	2,2	2,6	3,1	$m_{ko} = 2,6e + 0,2$

На рис. 11 представлен график зависимости коэффициентов перехода  $m_{ko}$  от коэффициента пористости для глин различной консистенции, построенный по табличным значениям.

На рис. 11 видно, что графики зависимостей коэффициента  $m_{ko}$  для полутвердых, тугопластичных и мягкопластичных глин носят линейный характер, логично располагаясь один под другим в зависимости от показателя текучести.

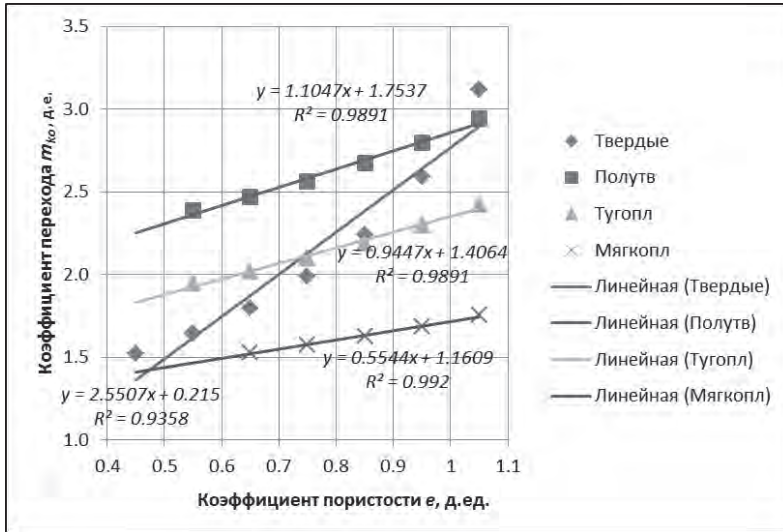


Рис. 11. Графики зависимости коэффициентов перехода  $m_{\text{оed}}$  от коэффициента пористости для глин

В то же время для грунта твердой консистенции график расположен иначе, демонстрируя резкий рост коэффициента перехода  $m_{\text{ко}}$  с ростом коэффициента пористости, пересекая остальные графики. Такая форма графика связана с аномальным поведением твердых глин при компрессионных испытаниях, описанным ранее (см. рис. 8).

В целом все графики достаточно неплохо описываются простыми линейными уравнениями, которые приведены в правой части таблиц. Эти уравнения удобно использовать при определении переходных коэффициентов для промежуточных значений коэффициента пористости.

В табл. 11 представлены значения коэффициентов перехода от касательного одометрического модуля к штамповому модулю для суглинков.

Таблица 11

**Коэффициенты перехода от касательного одометрического модуля к штамповому модулю для суглинков**

Разновидности суглинков (показатель текучести $I_L$ , д. е.)	Значение коэффициента перехода $m_{\text{ко}}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном							$m_{\text{ко}} = f(e)$
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
Мягкопластичные $0,50 < I_L \leq 0,75$	2,2	2,2	2,1	2,0	2,0	1,9	1,8	$m_{\text{ко}} = -0,6 e + 2,5$
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,50$	2,4	2,4	2,4	2,5	2,5	2,5	2,6	$m_{\text{ко}} = 0,4 e + 2,2$
Полутвердые $0 \leq I_L \leq 0,25$	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,3	$m_{\text{ко}} = 1,2 e + 1,9$
Твердые $I_L < 0$	2,7	2,9	3,0	3,2	3,4	3,7	4,0	$m_{\text{ко}} = 2,1 e + 1,7$

На рис. 12 представлен график зависимости коэффициентов перехода  $m_{ko}$  от коэффициента пористости для суглинков различной консистенции, построенные по табличным значениям.

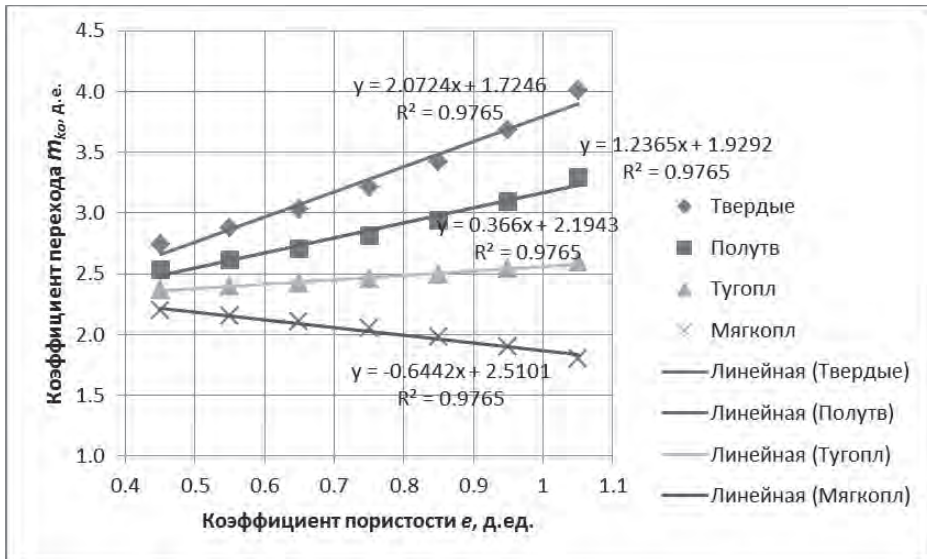


Рис. 12. Графики зависимости коэффициентов перехода  $m_{ko}$  от коэффициента пористости для глины

Для суглинков графики переходных коэффициентов носят упорядоченный характер, логично располагаясь сверху вниз в зависимости от консистенции. Отметим, что рост коэффициента пористости сопровождается ростом коэффициента  $m_{ko}$ , интенсивность которого снижается по мере увеличения показателя текучести. Для мягкопластичных грунтов рост коэффициента пористости приводит даже к снижению коэффициента  $m_{ko}$ .

В табл. 12 представлены значения коэффициентов перехода от касательного одометрического модуля к штамповому модулю для супесей.

Таблица 12

**Коэффициенты перехода от касательного одометрического модуля к штамповому модулю для супесей**

Разновидности супесей (показатель текучести $I_L$ , д. е.)	Значение коэффициента перехода $m_{ko}$ при коэффициенте пористости $e$ , равном							$m_{ko} = f(e)$
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
Пластичные $0 < I_L \leq 1,00$	2,4	2,4	2,3	2,3	2,2	2,2	-	$m_{ko} = -0,5e + 2,6$
Твердые $I_L < 0$	3,1	3,1	3,2	3,2	3,3	3,4	-	$m_{ko} = 0,6e + 2,8$

На рис. 13 представлен график зависимости коэффициентов перехода  $m_{ko}$  от коэффициента пористости для супесей твердой и пластичной консистенции.

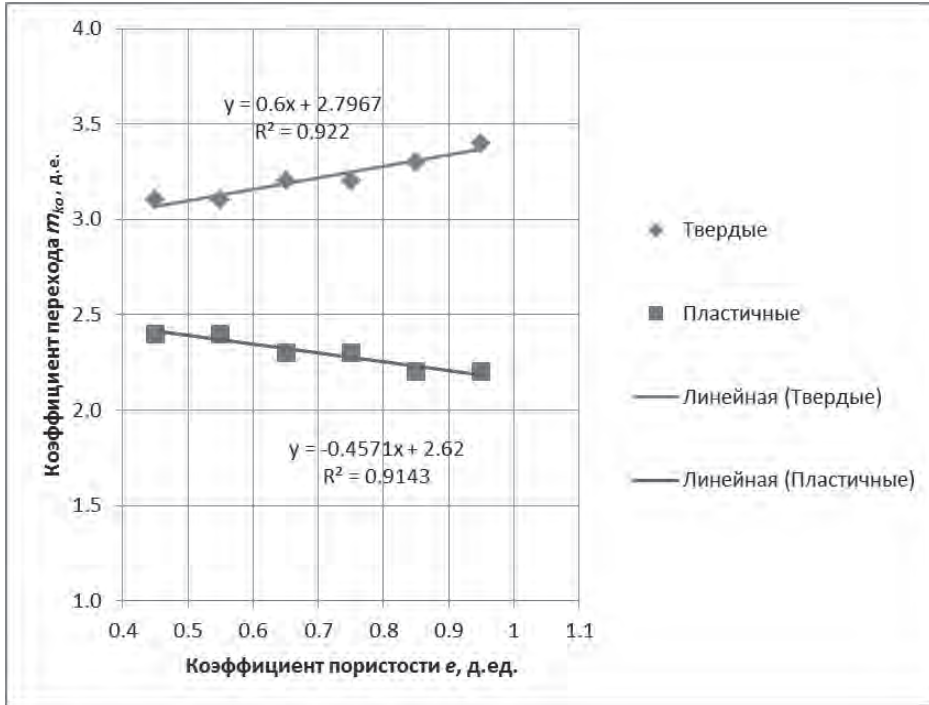


Рис. 13. Графики зависимости коэффициентов перехода  $m_{ko}$  от коэффициента пористости  $e$  для супесей

Так же, как и для суглинков, отмечается разница в характере изменения коэффициента  $m_{ko}$  в зависимости от консистенции. Например, для твердых супесей рост коэффициента пористости сопровождается ростом коэффициента  $m_{ko}$ , а для пластичных суглинков – его снижением. В целом графики зависимостей для супеси носят логичный характер.

Принимая во внимание, что штамповый модуль определяется из выражения:

$$E_{шт} = m_{ko} \cdot E_{oed},$$

а также используя уравнения для определения коэффициента  $m_{ko}$ , представленные в табл. 10, 11 и 12, легко получить уравнения, связывающие штамповый и касательный одометрический модуль деформации напрямую в зависимости от коэффициента пористости и показателя текучести для всех исследованных разновидностей грунтов.

Соответствующие уравнения представлены в табл. 13.

**Уравнения корреляционных связей между штамповым и касательным  
одеметрическим модулями деформации**

<i>Разновидности глинистых грунтов (показатель текучести <math>I_L</math>, д. е.)</i>	<i>Глины</i>	<i>Суглинки</i>	<i>Супеси</i>
Мягкопластичные $0,50 < I_L \leq 0,75$	$E = (0,6 \cdot e + 1,2) \cdot E_{оed}^k$	$E = (2,5 - 0,6 \cdot e) \cdot E_{оed}^k$	$E = (2,6 - 0,5 \cdot e) \cdot E_{оed}^k$
Тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,50$	$E = (0,9 \cdot e + 1,4) \cdot E_{оed}^k$	$E = (0,4 \cdot e + 2,2) \cdot E_{оed}^k$	
Полутвердые $0 < I_L \leq 0,5$	$E = (1,1 \cdot e + 1,7) \cdot E_{оed}^k$	$E = (1,2 \cdot e + 1,9) \cdot E_{оed}^k$	
Твердые $I_L < 0$	$E = (2,6 \cdot e + 0,2) \cdot E_{оed}^k$	$E = (2,1 \cdot e + 1,7) \cdot E_{оed}^k$	$E = (0,6 \cdot e + 0,8) \cdot E_{оed}^k$

Эту таблицу можно использовать без предварительного определения коэффициента  $m_{ко}$ .

Нормативные значения модуля деформации определяются по результатам статистической обработки частных значений штамповых модулей, полученных из табл. 10-13. Следует отметить, что использовать полученные нормативные модуля деформации значения можно только для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровня ответственности (III и II геотехнической категории соответственно). Для окончательных расчетов необходимо использовать нормативные модули деформации, полученные на основе обработки результатов прямых полевых и лабораторных испытаний грунтов.

В настоящее время таблицы 10-13 предложены в СП 22.13330-2016 «Основания зданий и сооружений» в составе Изменений №2 в качестве рекомендуемых.

## Библиографический список

1. Агишев А. И. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов // Научн.-техн. бюл. «Основания и фундаменты». М.: Стройиздат, 1957. №20. С. 3-6.
2. Игнатова О. И. Корректировка значений модулей деформации грунтов пластичной консистенции, определённых на компрессионных приборах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1968. №2. С. 8-10.
3. Абелев М. Ю. Сопоставление результатов полевых и лабораторных исследований сжимаемости слабых водонасыщенных глин // Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. Киев: Будівельник, 1971. С. 70-73.

4. *Полищук А. И., Балюра М. В., Фурсов В. В.* Оценка сжимаемости грунтов Томска по результатам штамповых и компрессионных испытаний // Вестник Томского гос. арх.-стр. ун-та. 2003. № 1. С. 179-186.
5. *Каширский В. И.* Сравнительный анализ деформационных характеристик грунтов, получаемых лабораторными и полевыми методами // ГеоТехника. 2014. № 5-6. С. 32-34.
6. *Болдырев Г. Г., Мельников А. В., Новичков Г. А.* Сравнение методов лабораторных и полевых испытаний грунтов // Инженерные изыскания. 2013. № 14. С. 28-46.
7. *Труфанов А. Н.* Компрессионные испытания в инженерно-геологических изысканиях // Инженерные изыскания. 2015. № 8. С. 40-47.
8. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.
9. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
10. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
11. *Труфанов А. Н., Габсалимов Г. У., Климов В. Я., Шевелева Н. В.* Определение деформационных свойств глинистых грунтов вендских отложений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2013. № 2. С. 8-11.

## Автор

Александр Николаевич ТРУФАНОВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией «Методов исследования грунтов» НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexander TRUFANOV, Ph. D. in Engineering, Head of Laboratory of soils investigation methods, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: [trufanov54@gmail.com](mailto:trufanov54@gmail.com)

тел.: +7 (903) 741-03-23



# О МОДУЛЯХ И КОЭФФИЦИЕНТАХ

## ON MODULI AND COEFFICIENTS

В. Г. ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук

*Анализируется комплекс вопросов, связанных с определением основной деформационной характеристики грунтов: модуля общей деформации  $E$ , включая терминологию, историю вопроса, переход от модуля компрессии, определяемого в компрессионных испытаниях, к модулю деформации.*

### Ключевые слова:

*Компрессионные испытания, модуль компрессии, модуль общей деформации, штамповые испытания*

*The deformation modulus is the main soil deformation parameter. The paper includes some aspects associated with it: a terminology, a history, and methods of the determination including the oedometer test.*

### Key words:

*Compression modulus, compression tests, deformation modulus, plate tests*

В последнее время происходят некоторые изменения в нормативных документах, в частности, при описании методов расчета осадок фундаментов, причем это относится в большей мере не к самим методам, а к определению исходных параметров. В качестве примера такого рода изменений можно привести статью А. Н. Труфанова [1], печатаемую в настоящем сборнике. Поскольку далеко не со всеми изменениями можно согласиться, имеет смысл изложить альтернативный взгляд на рассматриваемые вопросы. При работе над статьей использовались материалы доклада автора на Петрухинских чтениях-2018.

**О терминологии.** В отечественной литературе жесткостные характеристики материалов определяются в теории упругости. Все названия имеют единообразный вид: модуль упругости  $E$ , модуль сдвига  $G$ , модуль объемного сжатия  $K$ , т. е. после слова «модуль» следует название процесса деформации. В механике грунтов ситуация иная. В силу того что грунты, вообще говоря, деформируются неупруго, само понятие модуля здесь условно, и результат определения модуля зависит от способа определения. Поэтому в названиях модулей появляется способ его определения: штамповый модуль, компрессионный модуль, прессиометрический модуль и т. п. Это нельзя считать терминами, это – профессиональный жаргон.

Ситуация усугубилась с появлением в ГОСТ 12248-2010 [2] термина «одеметрический» модуль  $E_{oed}$ . Он означает отношение приращений давления и вертикальной

деформации в некотором интервале. В статье [1] фигурирует еще и «компрессионный» модуль, который вовсе не равен «одометрическому», хотя одометр и компрессионный прибор – одно и то же. В соответствии с логикой отечественной терминологии «одометрический» модуль следует называть модулем компрессионного сжатия, или модулем компрессии. Ранее в литературе этот модуль обозначался  $M$ , как он и будет обозначаться далее. В современных обозначениях

$$M = \frac{1 + e_0}{m_0}, \quad (1)$$

где  $e_0$  – начальный коэффициент пористости;  $m_0$  – коэффициент сжимаемости.

**К истории вопроса.** Считается, что подход к расчету деформаций по модели линейно-деформируемой среды был предложен в основополагающей книге К. Терцаги [3]. Однако в реальности ни понятия о линейно-деформируемой среде, ни модуля общей деформации там нет. Есть распределение напряжений под нагруженной площадкой по решениям теории упругости (что делалось и ранее) и модуль упругости, полученный по осредненному графику разгрузки и повторного нагружения при компрессии. Терцаги довел компрессионный прибор до практически современного вида и на основе опытов с глинистыми грунтами получил знаменитый логарифмический закон компрессии (в существенно более громоздкой форме, чем он используется сейчас). На основе этого закона легко определяется коэффициент сжимаемости, который, в свою очередь, используется в расчете осадки фундамента методом типа послойного суммирования на основе «упругого» распределения вертикальных напряжений по глубине. И такой подход был распространен повсеместно в течение многих лет. Более того, и сейчас разработчики Eurocode 7 используют этот метод (см. [4, Р. 80]). Интересно, что помимо этого, используется формула для осадки штампа на однородном полупространстве, что, очевидно, неприменимо для фундаментов размером более 5 м, причем результаты расчетов двух типов расходятся в разы.

Модель линейно-деформируемой среды, по-видимому, получила развитие в СССР по инициативе Н. М. Герсеванова [5, первая редакция вышла в 1931 г.], который применил развитый аппарат теории упругости к решению задач геотехники и естественным образом пришел к связи модулей общей деформации и компрессии  $E = \beta M$ , где коэффициент  $\beta$  выражается через коэффициент Пуассона  $\nu$ :

$$\beta = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}, \quad (2)$$

Переход к формуле послойного суммирования с использованием  $E$  и  $\beta$  произошел с введением первых СНиП по основаниям зданий и сооружений и по основаниям гидротехнических сооружений (1962 г.). В связи с этим встали вопросы определения этих характеристик. При этом коэффициенту  $\beta$  было уделено по не совсем понятной причине минимальное внимание экспериментаторов. С позиции расчета осадок это могло бы быть оправдано, поскольку  $\beta$  входит и в формулу для определения  $E$  через  $M$ , и в формулу послойного суммирования, причем в конечном счете эти коэффициенты

взаимно сокращаются, и в формуле для послойного суммирования остается только  $M$ . Именно так происходит в СП 23.13330.2011 «Основания гидротехнических сооружений» [6]. К сожалению, иначе обстоит дело в СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» [7]: при определении  $E$ , как правило, используются значения  $\beta$ , зависящие от вида грунтов, а в формуле послойного суммирования  $\beta \equiv 0,8$ . Поэтому скажем, для глин, где рекомендованное на первом этапе значение  $\beta = 0,4$ , сжимаемость основания по формуле послойного суммирования удваивается.

**О методах определения модуля общей деформации.** Методы определения модуля  $E$  можно разделить на лабораторные и полевые, прямые и косвенные. Наиболее адекватен метод одноосного сжатия (трехосного при постоянном боковом давлении). В соответствии с законом Гука он дает в идеале результат напрямую, т. е. без всяких коэффициентов. В прессиометрических испытаниях напрямую получается модуль сдвига  $G$ , и переход к  $E$  происходит через коэффициент  $2(1 + \nu)$ , т. е. опять зависит от неизвестного коэффициента Пуассона. Штамповое испытание, обработанное по формуле Буссинеска, дает результат, слабо зависящий от коэффициента Пуассона (коэффициент  $(1 - \nu^2)$ ) и более существенно – от геометрии задачи (глубины и способа установки штампа). Последний коэффициент задается в табличном виде и не имеет аналитического обоснования. Наконец, самый распространенный метод – по результатам компрессионных испытаний, о котором, в основном, и идет речь в данной статье. В идеале переход происходит через коэффициент  $\beta$ , но величина последнего неизвестна.

Вторая существенная сложность связана с тем, что лабораторные методы дают значительно более низкие значения модуля, чем полевые. Это, разумеется, связано с несовершенством способов отбора образцов грунта и подготовки их к испытанию. Проанализируем кратко причины на примере записи выражения для модуля из СП 23.13330:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \beta m_c m_{pl} \quad (3)$$

Здесь  $\Delta\sigma$  – приращение вертикального эффективного напряжения в компрессионных испытаниях;  $\Delta\varepsilon$  – соответствующее приращение вертикальной деформации;  $m_c$  – коэффициент условий работы, зависящий от размера фундамента;  $m_{pl}$  – коэффициент, принимаемый для пылевато-глинистых грунтов равным отношению модуля деформации, полученного при испытании грунтов штампами, к модулю деформации, полученному при компрессионных испытаниях. При отсутствии указанных данных коэффициент  $m_{pl}$  для пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенций допускается принимать по рис. 1 в зависимости от коэффициента пористости  $e$  и показателя текучести  $I_L$ . Для пылевато-глинистых грунтов пластичных консистенций и песчаных грунтов коэффициент  $m_{pl}$  принимается равным 1.

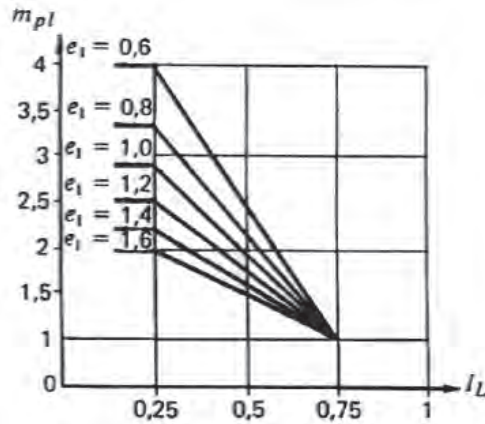


Рис. 1. График для определения коэффициента  $m_{pl}$  согласно СП 23.13330.2011

Составляющие формулы (3) нуждаются в комментариях.

Коэффициент  $\beta$  определяется по формуле (2), и поскольку коэффициент Пуассона, как правило, не определяется, в реальности  $\beta$  задается в диапазоне 0,4...0,8 в зависимости от вида грунта.

Коэффициент  $m_c$  принципиально невозможен в рамках механики сплошной среды. В теории упругости модуль – это локальное свойство материала, и он не может зависеть от геометрии или размеров массива. Мотивы авторов СП 23.13330 понятны – они пытаются описать давно известный факт, что с ростом размеров фундамента при постоянном среднем давлении по подошве осадка растет значительно медленнее, чем размер штампа (для однородного упругого полупространства осадка пропорциональна размеру штампа). В отечественной нормативной литературе эта проблема решается введением ограничения сжимаемой толщи по глубине, причем не только в СП 22.13330, но и в СП 23.13330 (!). График осадка – размер фундамента для однородного основания при постоянном среднем давлении по подошве по СП 22.13330 стабилизируется с ростом размера, стремясь к некоторой константе, а по СП 23.13330 при больших размерах фундамента осадка даже уменьшается, что не имеет никакого физического объяснения.

В приведенном описании коэффициента  $m_{pl}$  допущена ошибка. Написано, что график на рис. 1 относится к полутвердым и твердым пылевато-глинистым грунтам, в то время как в действительности на этом рисунке отражены данные для туго- и мягкопластичных грунтов. Последнее качественно совпадает с областью определения табл. 5.1 из СП 22.13330 [7], хотя там коэффициенты даются для всех пластичных глинистых грунтов.

Из графиков на рис. 1 можно сделать качественные выводы о причинах расхождения «лабораторного» и «полевого» модулей. Наиболее вероятная причина состоит в том, что при отборе монолитов и подготовке образцов для испытания наиболее «страдают» тонкие области вблизи торцов образца. Поэтому к общей деформации образца при компрессии добавляется деформация обжатия торцов. При этом чем жестче в реальности грунт, т.е. чем меньше коэффициент пористости  $e$  и показатель текучести

$I_L$ , тем больше вклад деформации торцов и тем больше поправочный коэффициент. Добавим, что для трехосных испытаний вклад торцевых деформаций мал из-за того, что образец грунта много выше, чем в компрессионных, и потому в нормах и стандартах на получаемую в стабилометре величину модуля нет поправочных коэффициентов.

Происхождение рекомендаций СП 23.13330 не вполне, к сожалению, понятно, в отличие от аналогичной таблицы коэффициентов Агишева – Игнатовой [8-10]. Между этими рекомендациями имеются определенные отличия. Первое из них указано выше – разная область определения по показателю текучести. Второе – в СП 22.13330 входы в таблицу – коэффициент пористости и вид грунта (супесь, суглинки, глина), а в СП 23.13330 – коэффициент пористости и показатель текучести. Третье – диапазон значений переходного коэффициента в СП 22.13330 – от 2 до 6, а в СП 23.13330 – от 1 до 4. В среднем в СП 23.13330 коэффициенты значительно ниже, что компенсируется в расчете осадок тем, что там и коэффициент  $\beta$  также ниже.

Происхождение коэффициента  $\beta$  также туманно. В книге Н.М. Герсеванова [5] приводятся результаты испытаний песчаных и глинистых грунтов в стабилометре типа В (Е.И. Медкова) при запертой воде в камере, что имитирует компрессионные испытания, но дает возможность измерять боковое давление. В результате для песков получены значения коэффициента бокового давления от 0,35 до 0,45, а для глин – от 0,6 до 0,7. Пересчитывая это по теории упругости, находим значения  $\beta$  в диапазоне от 0,8 до 0,4, т.е. в том же, который используется в действующих нормах. К сожалению, это не прямое, а косвенное определение коэффициента  $\beta$  – через коэффициент Пуассона, хотя в рассматриваемых приборах очень просто напрямую измерить соотношение жесткостей при компрессии и одноосном сжатии на одинаковых образцах грунтов.

Существенно иные результаты получены Г.И. Швецовым [11], который измерял коэффициент бокового давления  $\xi$  в компрессионном приборе с использованием тензометрического оборудования. Он получил для интервала давлений 0,1-0,25 МПа  $\xi$  в пределах 0,05-0,06, что соответствует диапазону  $\beta$  от 0,99 до 0,98, а для давлений 0,25-0,6 МПа соответствующие числа ближе к привычным, но тоже существенно от них отличаются: 0,32-0,48 и 0,85-0,70, соответственно.

Не останавливаясь на достоверности этих величин, особенно первых, отметим, что в них отразился очень существенный факт, что характеристики деформируемости грунтов изменяются в зависимости от действующих напряжений. Ни в СП 22.13330, ни в СП 23.13330 это обстоятельство не нашло отражения. Выход из этого положения предлагается в статье [1].

**О предложениях А.Н. Труфанова.** В начале статьи [1] речь идет о целесообразности прямого перехода от модуля компрессии, измеренного в приборе, к «полевому» модулю деформации, что, собственно говоря, и сделано в СП 22.13330.2016, где новая табл. 5.1 получена из старой домножением на коэффициент  $\beta$ . Это не очень удачная идея, так как исчезает структура перехода от лабораторного к полевому модулю, включающая два независимых этапа. Кроме того, как уже отмечалось, в расчетах осадок методом послойного суммирования целесообразно использовать не модуль общей деформации, а модуль компрессии.

Далее говорится, что неплохо было бы учесть в этой таблице (или как-либо иначе) влияние давления, при котором происходит опыт. С этим трудно не согласиться. Но метод, который используется при решении этой проблемы, вызывает возражения.

Рассмотрим, например, рис. 2 [1], где приводится осредненная зависимость штампового модуля от коэффициента пористости для полутвердых глин. Видно, что разброс исходных данных очень велик, поскольку и глины разные, и глубины отличаются. Сводить их к одной кривой как минимум ничем не обосновано.

На рис. 3-5 той же статьи приводятся аналогичные графики, но уже без разброса исходных данных. Значки на кривых, как видно из сравнения рис. 2 со второй сверху кривой на рис. 3, вовсе не означают средних значений для диапазона, как могло бы показаться. В действительности это просто точки на кривых, которые вносятся в таблицы.

В результате получаются табл. 4-6, которые не только не учитывают природное давление, но и не совпадают с табл. Б. 3 СП 22.13330 [7], т. е. исходная задача – учесть влияние природного эффективного вертикального напряжения (бытового давления) – здесь решается простейшим образом. Это влияние просто исключается осреднением по некоторой большой, но отнюдь не универсальной базе данных. Если пойти чуть дальше и осреднить все имеющиеся значения, то можно прийти к единому значению модуля для всех грунтов и во всех состояниях. Очевидно, что столь мощное оружие как осреднение должно использоваться очень аккуратно.

Далее таким же методом обрабатываются данные компрессионных испытаний (рис. 6). Влияние давления и здесь непостижимым образом исчезает. Хотя в случае компрессионных испытаний, начиная с Терцаги, накоплен огромный опыт определения зависимости модуля компрессии (который в [1] называется одометрическим), от давления. И всегда отмечается увеличение этого модуля с ростом давления, т. е. компрессионная кривая – это именно кривая. Здесь же осреднением получается прямая. При этом из приводимой корреляционной формулы следует, что «лабораторный» модуль компрессии равен  $1/0,0088 = 113,6$  МПа. В то же время на графиках для этого модуля (рис. 7-9) ничего даже приближающегося к этой величине нет (максимальное значение 33 МПа для полутвердых суглинков (больше, чем для твердых!).

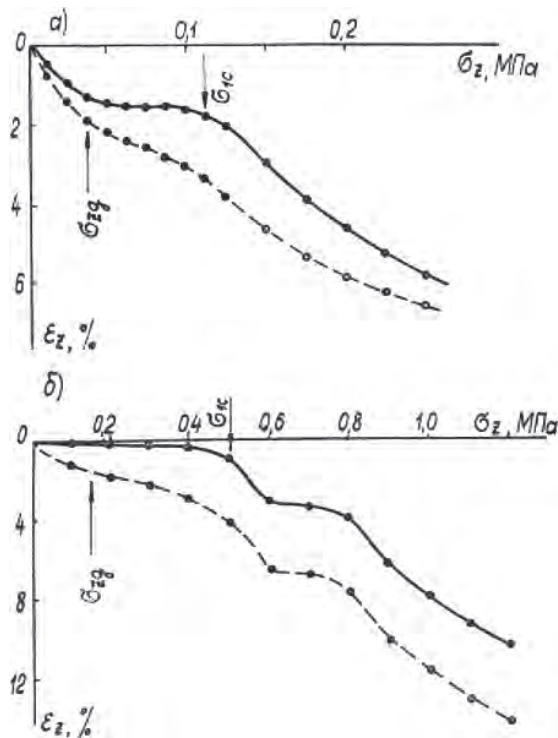
Более того, «одометрический» модуль, полученный осреднением, оказывается независимым не только от давления, но и от показателя текучести (исключение составляют твердые глины). Это настолько противоречит опыту и предшествующим данным по «штамповому» модулю, что автор [1] дает попутно объяснение этого странного эффекта через влияние вытеснения воды из пор. Объяснение это неприемлемо хотя бы потому, что модули измеряются по стабилизированным осадкам, когда избыточные поровые давления уже рассеиваются; останавливаться на соображениях, что под штампом происходят сдвиги, а в одометре – уплотнение, не имеет смысла, хотя это тоже неточно: в обоих случаях доминирует компрессия, сочетающаяся и всестороннее сжатие, и сдвиг.

В результате получаются таблицы коэффициентов перехода от компрессии к штампу (табл. 10-12, рис. 11-13), в которых, вопреки всем предшествующим вариантам СП 22.13330 и СП 23.13330 и вопреки естественному объяснению, данному ранее,



коэффициенты перехода, как правило, с ростом коэффициента пористости возрастают, а не убывают (исключение составляют, опять-таки по необъяснимой причине, мягко-пластичные суглинки и пластичные супеси).

В заключение покажем, что в действительности вопрос об учете влияния уровня давления не решается методом осреднения. В работе В. Н. Широкова [12] приводятся результаты реальных и «идеальных» компрессионных испытаний. Последние получаются путем измерения деформаций в центральной по высоте части образца грунта. На рис. 2 видно, что действительно реальные деформации из-за обжатия торцов намного больше идеальных. Но это относится только к сравнительно малым давлениям. Начиная с некоторой пороговой величины, когда обжатие торцов завершается, реальный и «идеальный» графики практически параллельны, т. е. определяемый обычным образом касательный модуль компрессии не нуждается в корректировке.



**Рис. 2.** Компрессионные испытания (В. Н. Широков, 1990). Измерения в центральной части образца (верхние линии) и для образца в целом

### Выводы

1. Желательно называть «модулем компрессии» величину, именуемую в последнее время «одометрическим модулем». Эту величину целесообразно использовать в расчетах осадок фундаментов методом послойного суммирования, что позволит избежать применения неопределенного коэффициента  $\beta$ .

2. Переход между «лабораторным» и «полевым» значениями модуля компрессии следует обосновать заново с учетом физических причин этого перехода и следующих из него закономерностей и избегая чрезмерных обобщений, связанных с осреднением.

## Библиографический список

1. *Труфанов А.Н.* Новые таблицы для определения модуля деформации по результатам компрессионных испытаний // В наст. сборнике.
2. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
3. *Терцаги К.* Строительная механика грунта на основе его физических свойств. М.-Л.: Госстройиздат, 1933. (K. Terzaghi. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage. Wien, 1925).
4. T.L. L. Orr Model Solutions for Eurocode 7: Workshop Examples. // Proc. of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7/Dublin, 2005.
5. *Герсеванов Н.М.* Основы динамики грунтовой массы. М.-Л., ОНТИ.
6. СП 23.13330.2011 Основания гидротехнических сооружений.
7. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
8. *Агишев И.А.* Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов // Научно-техн. бюл. «Основания и фундаменты», №20, Стройиздат, 1957.
9. *Игнатова О.И.* Исследование зависимости сжимаемости глинистых грунтов от их физических характеристик. Автореф. ... канд. техн. наук, НИИОСП, 1966.
10. *Игнатова О.И.* Корректировка значений модулей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных на компрессионных приборах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1968. №2. С. 8-10.
11. *Швецов Г.И.* Экспериментальные исследования сжимаемости грунтов в районе г. Новосибирска в полевых и лабораторных условиях. Автореф. ... канд. техн. наук. Новосибирск, НИИЖТ, 1965.
12. *Широков В.Н.* Упругопластические модели грунтов природного сложения и их применение к расчету грунтовых оснований: Автореф... д-ра. техн. наук. М., НИИОСП, 1990.

## Автор

Виктор Григорьевич ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук, зав. лабораторией механики грунтов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва  
Victor FEDOROVSKY, Ph. D. in Engineering, Head of soil mechanics laboratory, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: geconltd@mail.ru  
тел.: +7 (499) 170-69-41

# ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

## APPLICATION OF FINITE ELEMENT METHOD TO THE GEOTECHNICAL ULS ANALYSIS

В. Г. ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук

Г. А. БОБЫРЬ, канд. техн. наук

И. А. БОКОВ

С. В. ИЛЬИН

*Приводятся примеры решения МКЭ-задач расчета несущей способности оснований, устойчивости откосов и других задач расчета по первой группе предельных состояний. Показывается, что точное решение обеспечивается использованием ассоциированного закона пластического течения и надлежащим разбиением сетки элементов.*

*The paper includes FEM solutions for some geotechnical ULS designs among them the bearing capacity calculation, the slope stability assessment etc. It turns out that exact solutions are obtained if the associated plastic flow rule and a proper partition of the domain onto FE are used.*

### Ключевые слова:

*Дилатансия, МКЭ, разбиение области на КЭ, расчет по первой группе предельных состояний*

### Key words:

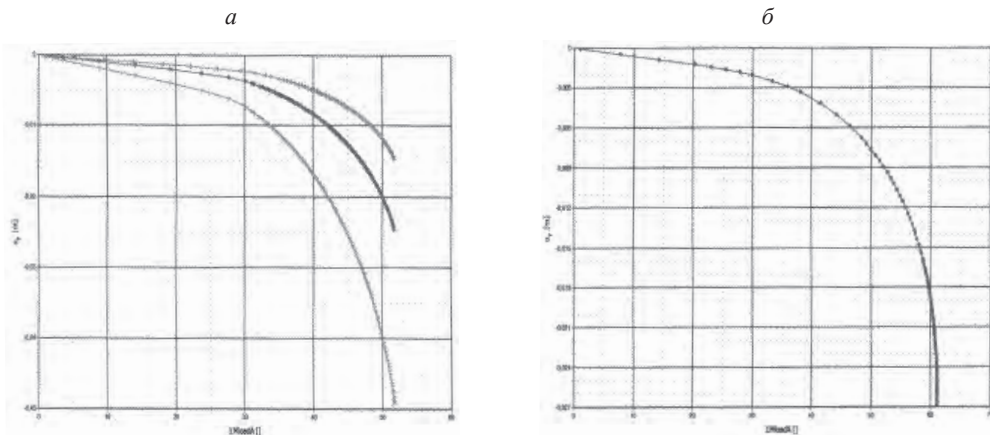
*Dilatancy, FEM, partition of the domain onto FE, ultimate limit state analysis*

*Сравнительно недавно я спросил Скема (профессора А. Скемптона), что, по его мнению, было самым значительным продвижением в нашей области за его карьеру. Не задумываясь надолго, он сказал: «Численные расчеты». Если задуматься, это самоочевидно. Наша способность обобщать знания о свойствах материалов и сравнивать результаты с натурными наблюдениями изменилась безмерно.*

*Профессор П. Р. Воан (Импириэл Колледж, Лондон)*

Не только виднейший английский геотехник и историк науки сэра Алек Скемптон был впечатлен успехами численных расчетов в механике грунтов (для него это как раз неудивительно, так как он – ученый старой школы и ни к численным методам, ни к современным моделям грунтов в своих моделях не прибегал). Специалисту по прикладной математике это не менее удивительно. Основной метод численного анализа МКЭ исходно разработан применительно к решению краевых задач для уравнений с частными производными эллиптического типа, в частности, для задач теории упругости (линейно-деформируемой среды – ЛДС) или для слабонелинейных задач. Иными словами, применение МКЭ к деформационным расчетам (как правило, по второй группе предельных состояний) не вызывает особых сомнений. Однако при переходе к расчету несущей способности или устойчивости грунтовых массивов, где используется теория идеальной пластичности (теория предельного равновесия – ТПР) ситуация иная: уравнения становятся гиперболическими, решения допускают разрывы, и даже краевые задачи изменяются.

На начальной стадии использования МКЭ в геотехнике действительно ничего похожего на определение несущей способности основания с использованием даже простейшей модели Мора – Кулона не наблюдалось. Однако с развитием МКЭ и переходом от простых конечных элементов к многоузловым оказалось, что МКЭ вполне пригоден при соблюдении некоторых условий для такого рода расчетов. Имеется довольно значительная литература на эту тему, как зарубежная, так и отечественная [1-3].



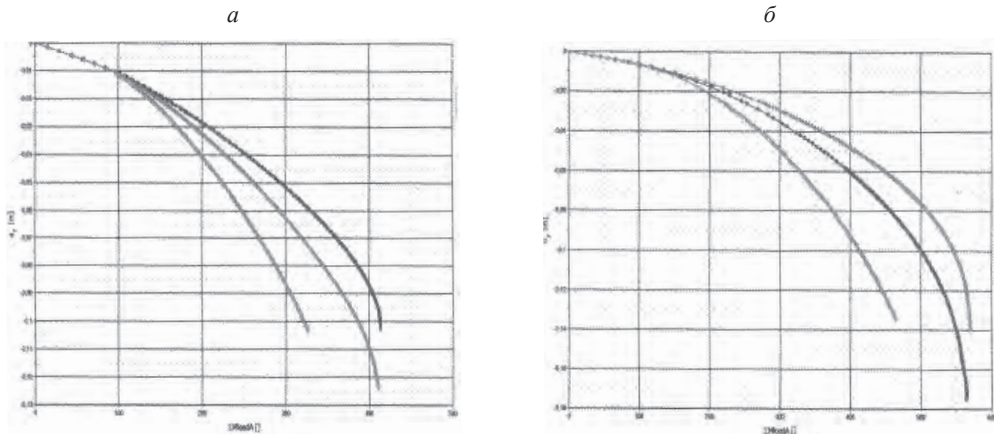
**Рис. 1.** Графики нагрузка-осадка для ленточного (а) и круглого (б) шероховатых штампов на поверхности связного основания с  $\varphi = 0^\circ$ . На графике (а) расчеты выполнялись при трех разных модулях деформации  $E = 10, 20$  и  $40$  МПа

Рассмотрим эту ситуации подробнее на примерах.

Задача о штампе на поверхности однородного упруго-идеально-пластического основания классическая. Для грунта с углом внутреннего трения  $\varphi = 0^\circ$  как в плоской задаче, так и в осесимметричной график нагрузка – осадка, рассчитанный при помощи известного конечноэлементного комплекса PLAXIS, достигает предела при нагрузке, отличающейся от теоретической лишь в третьем знаке, т.е. погрешность менее 1%.

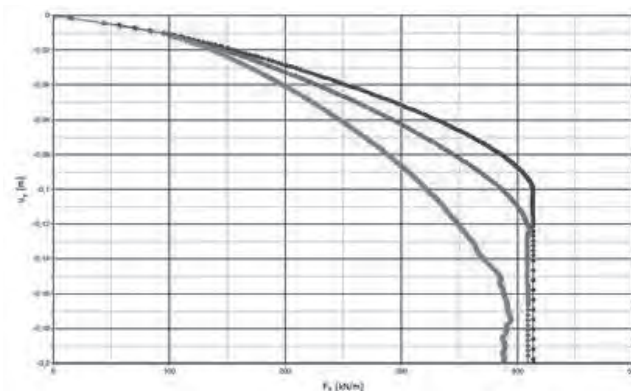
(рис. 1). При этом результат не зависит от деформационных характеристик (рис. 1, *a*). Последнее подтверждает адекватность общеупотребительного в геотехнике принципа независимости расчетов осадок (по теории ЛДС) и несущей способности (по ТПР).

Для весомой среды с ненулевыми трением и сцеплением ( $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 20$  кПа,  $\gamma = 20$  кН/м<sup>3</sup>) результат зависит от принятого угла дилатансии  $\psi$ . При  $\psi = 20^\circ$ , а также при  $\psi = 10^\circ$  получается практически точное значение предельной нагрузки и для ленточного фундамента, и для круглого. Но при  $\psi = 0^\circ$  срыв происходит при существенно более низкой нагрузке (рис. 2).



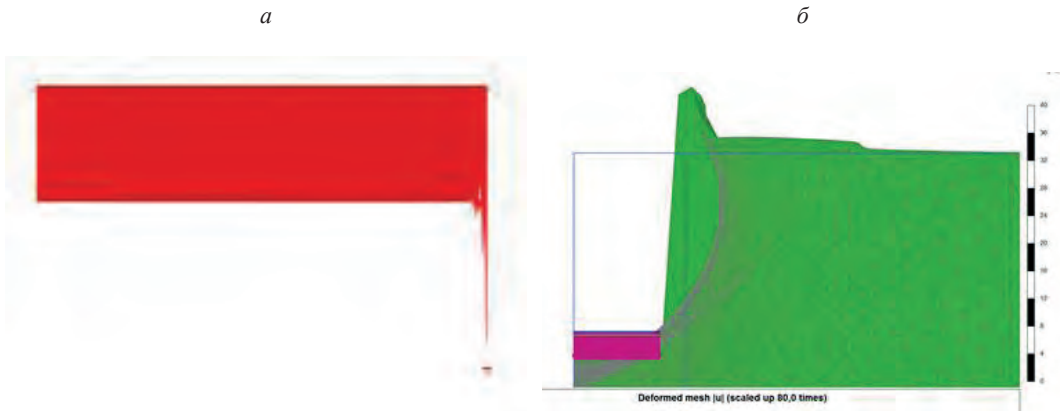
**Рис. 2.** Графики нагрузка-осадка для ленточного (*a*) и круглого (*б*) шероховатых штампов на поверхности основания общего вида. Статическое нагружение. Углы дилатансии (снизу вверх) 0, 10, 20°

Для проверки те же задачи пересчитали, заменив статическое нагружение кинематическим. При этом предельная нагрузка осталась неизменной, но по ее достижении график нагрузка-осадка дополнился вертикальным участком (рис. 3). Однако там, где срыв в статике происходит «досрочно», здесь получается негладкий график, свидетельствующий о неустойчивости счета.

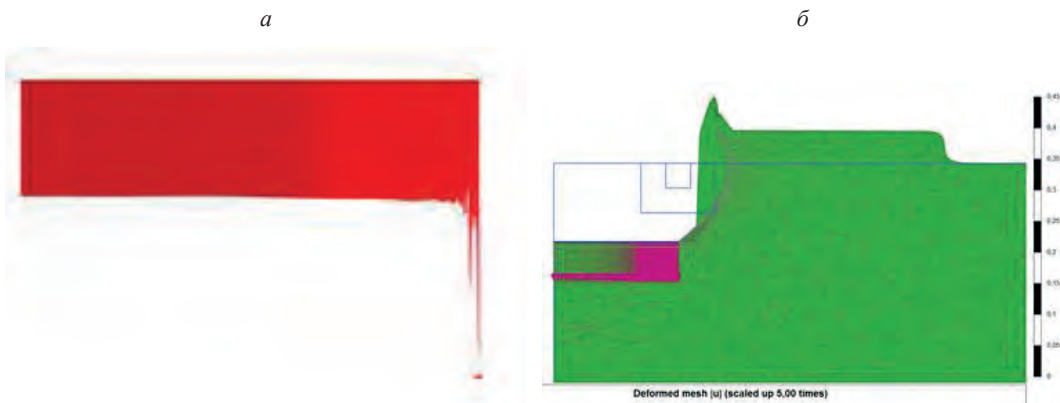


**Рис. 3.** Графики нагрузка-осадка для ленточного шероховатого штампа на поверхности основания общего вида. Кинематическое нагружение. Углы дилатансии (снизу вверх) 0, 10, 20°

Более внимательно рассмотрим первый пример (плоская задача,  $\varphi = 0^\circ$ ). Оказывается, что если сетка КЭ получена с измельчением под всем штампом (1-я схема разбиения), эпюра контактных давлений отлична от решения Прандтля (рис. 4). Под большей частью штампа давление составляет около 80% от теоретического, и лишь за счет концентрации у края среднее предельное давление получается правильно. Картина выпора также искажена вблизи края штампа. Если же искусственно измельчить сетку только возле края штампа (2-я схема), результаты становятся чуть лучше (напряжения под штампом увеличиваются до 90% от требуемых, а картина выпора более равномерна), но всё равно отличаются от точных (рис. 5).



**Рис. 4.** Эпюра контактных напряжений (а) и деформированная сетка КЭ (б) при разрушении. 1-я схема разбиения области



**Рис. 5.** Эпюра контактных напряжений (а) и деформированная сетка КЭ (б) при разрушении. 2-я схема разбиения области



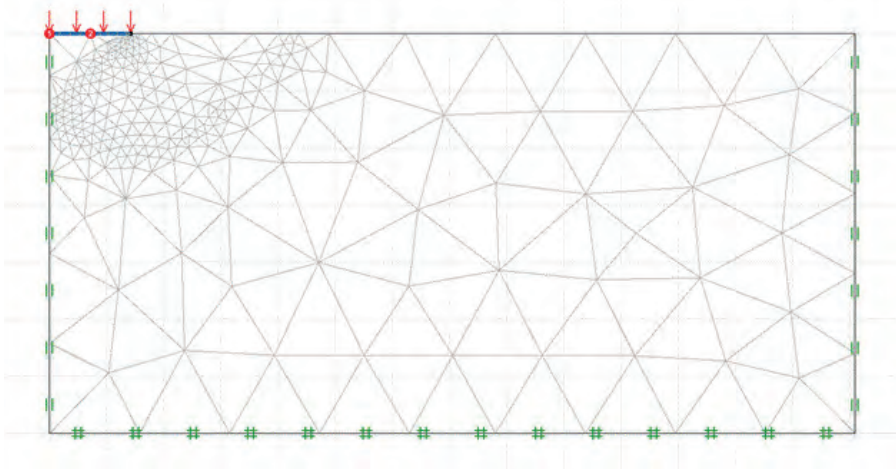
Из этого можно сделать два вывода.

1. Правильный результат расчета  $p_{ult}$  связан с тем, что в расчете МКЭ хорошо удовлетворяются условия статической теоремы ТПР, хотя получающаяся картина напряжений и деформаций может быть далека от идеальной.

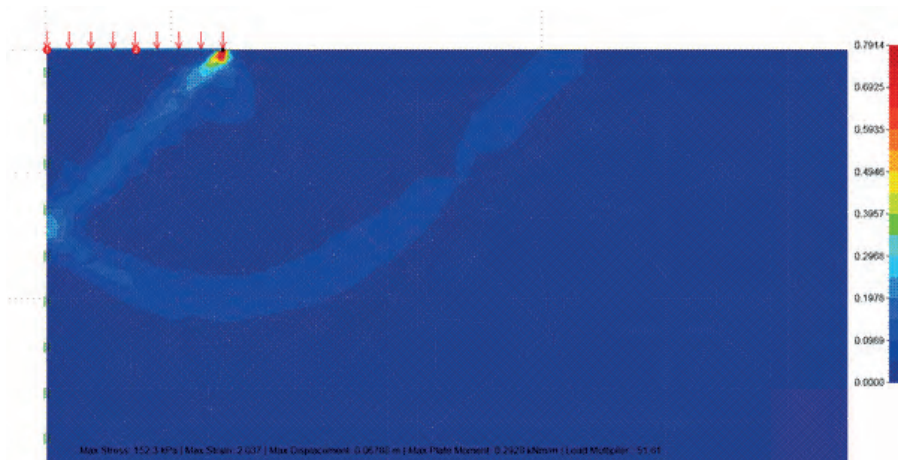
2. Сетку следует измельчать в местах резких изменений (разрывов) поля скоростей.

Последний вывод подтверждается расчетом по программе OPTUM, где имеется возможность автоматической перестройки сетки КЭ (рис. 6). В этой программе сетка КЭ в процессе счета перестраивается (адаптируется), сгущаясь в местах наиболее интенсивных сдвигов. На рис. 6, а видно, что она сгущается вдоль границ ядра под штампом и нижней границы зоны выпора, которые четко видны на рис. 6, б и совпадают с решением Прандтля. В результате решение дает не только точное значение предельного давления  $p_{ult}$ , но и равномерную эпюру контактного давления и равномерный выпор сбоку от штампа.

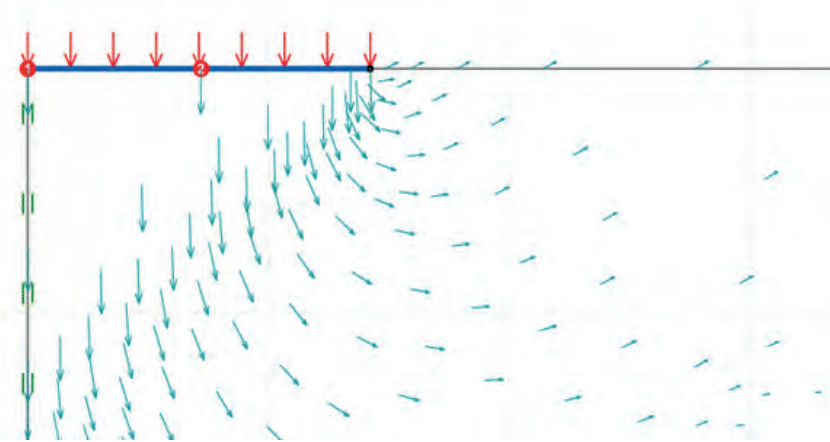
а



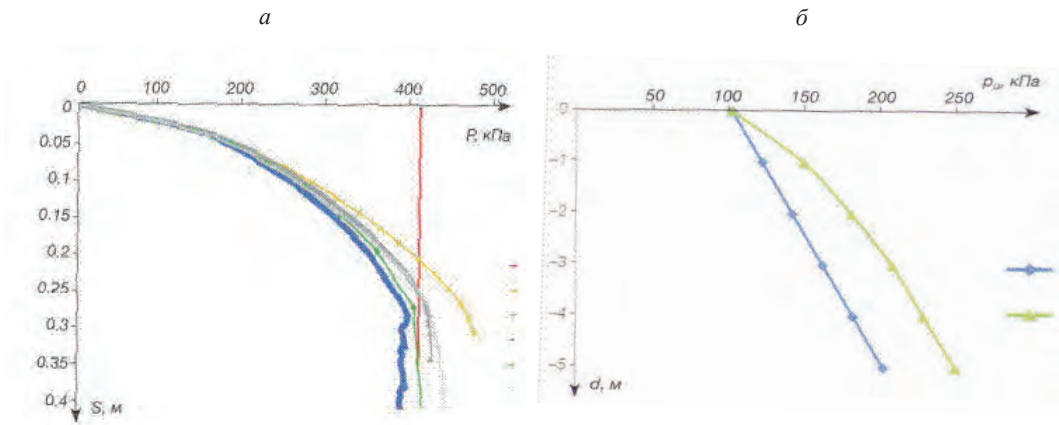
б



6



**Рис. 6.** Решение задачи о несущей способности штампа на основании с  $\varphi = 0^\circ$  по программе OPTUM: *a* – сетка КЭ после перестройки (адаптации); *б* – диссипация энергии при сдвиге; *в* – поле скоростей при разрушении основания (в увеличенном масштабе)



**Рис. 7.** Расчет ленточного штампа на связном основании согласно [3]: *a* – расчет по различным программам МКЭ; *б* – зависимость несущей способности от глубины заложения

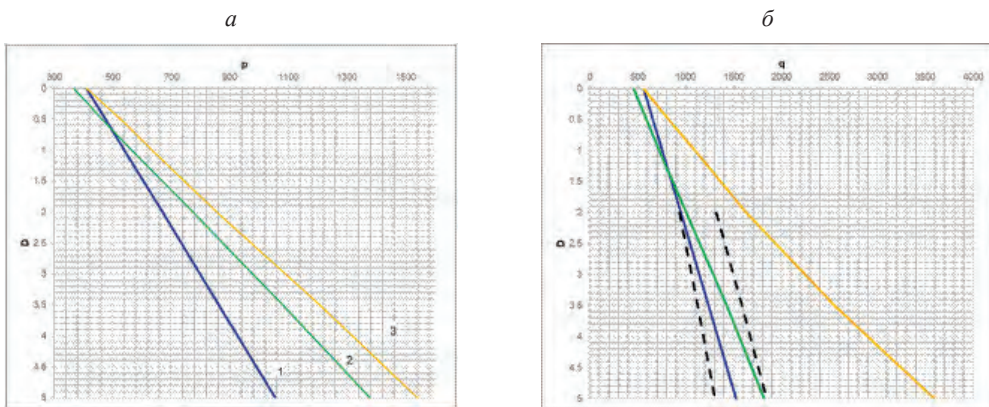
Помимо правильного учета дилатансии, на устойчивость счета и результаты влияет порядок КЭ, т. е. число и расстановка узлов в элементе. На рис. 7, *a*, заимствованном из книги [3], показаны графики нагрузки-осадки для ленточного штампа на основании с характеристиками  $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 20$  кПа,  $\gamma = 0$ , полученные по различным программам МКЭ с использованием элементов 1-го и 2-го порядков. Видно, что для всех программ, кроме PLAXIS (элементы 2-го порядка, график синего цвета), расчетные величины больше теоретического значения. Отметим, что на этом графике «хвост» демонстрирует неустойчивость счета (ср. рис. 3) и связано это с тем, что PLAXIS рекомендует использовать неассоциированный закон пластического течения.

Когда мы сравниваем решения МКЭ с точными, речь идет о решениях методом характеристик, где за последние десятилетия был достигнут значительный прогресс

в области автоматического построения решений. Однако для более сложных задач, например, для задач о заглубленном фундаменте, применение метода характеристик затруднено на этапе выбора исходной схемы разрушения, и в этом случае МКЭ может оказаться более эффективным, что и показывают примеры расчетов. Так, в той же книге [3] приводится расчет зависимости  $p_{ult}$  от глубины заложения (рис. 7, б). Ширина штампа 2 м, параметры грунта  $\varphi = 0^\circ$ ,  $c = 20$  кПа,  $\gamma = 20$  кН/м<sup>3</sup>. Синим цветом показан график по обычному решению, где заглубление сводится к пригрузке, зеленым – по расчету МКЭ.

Мы рассмотрели более общий случай, когда грунт обладает и трением, и сцеплением, и собственным весом ( $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 20$  кПа,  $\gamma = 20$  кН/м<sup>3</sup>), а главное – наряду с ленточным штампом шириной 2 м рассчитали круглый штамп такого же диаметра. По боковой поверхности были установлены контактные элементы с нулевым сопротивлением сдвигу, чтобы оценить несущую способность именно подошвы. Результаты приведены на рис. 8.

Наряду с расчетом, в котором принимается, что заглубление эквивалентно пригрузке (расчет при этом производится не по нормам, а по точному решению), сравнение выполнялось также с решением Й. Бринч-Хансена [4]. Видно, что для осесимметричной задачи отличие решения МКЭ от последнего намного больше, чем для плоской задачи, что объясняется в первую очередь большой погрешностью перехода от ленточного штампа к круглому при помощи коэффициентов формы (см. [5]).



**Рис. 8.** Несущая способность основания штампа в зависимости от глубины заложения: *а* – ленточный штамп; *б* – круглый штамп; 1 – расчет в предположении, что заглубление эквивалентно пригрузке; 2 – расчет по Бринч-Хансену [4]; 3 – расчет по PLAXIS с ассоциированным законом; на рис. 8, б штриховыми линиями показаны предельные нагрузки при продавливании штампа согласно [6]: слева – при  $E = 25$  МПа, справа – при  $E = 100$  МПа

Кроме того, на рис. 8, б показаны границы предельного давления на заглубленный штамп, полученные в предположении, что разрушение основания происходит продавливанием [6], а не выпором на поверхность, как в вышеописанных расчетах. Видно, что для реальных глубоких фундаментов именно такая схема и реализуется, что вполне соответствует классификации форм разрушения по А. Весичу [7].

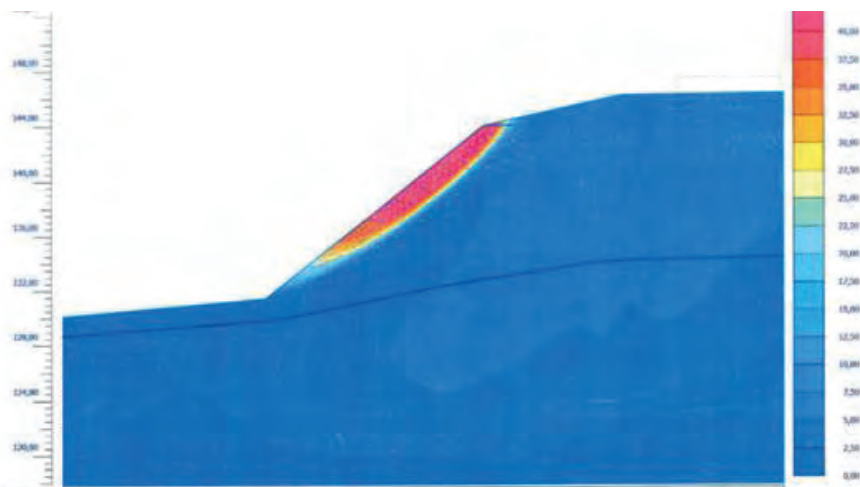
Точно так же МКЭ может использоваться для решения других сложных задач, например, расчета устойчивости откосов и склонов или взаимодействия противоположных конструкций с грунтом, в частности, продавливания грунта между сваями.

Рассмотрим пример из практики. Вблизи бровки откоса, сложенного, главным образом, намывным песком, строится здание с пристройкой. Оценка устойчивости производилась МКЭ по методу снижения прочностных характеристик в двух вариантах. В первом варианте задавались характеристики песка, представленные в отчете об изысканиях и взятые из таблиц СП 22.13330 ( $\varphi = 35^\circ$ ,  $c = 1$  кПа,  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>) и нулевой угол дилатансии  $\psi = 0^\circ$ ; во втором варианте угол дилатансии был увеличен до  $35^\circ$ .

В результате в 1-м варианте коэффициент запаса устойчивости откоса составил  $k_{st} = 0,832$  (рис. 9, а), а во 2-м  $k_{st} = 1,01$  (рис. 9, б). Кроме того, как видно на рисунках, существенно различаются размеры и положение зоны оползания, что влияет на конструкцию противооползневого крепления. К этому можно добавить, что после проведения дополнительных изысканий оказалось, что реальные характеристики пека существенно иные ( $\varphi = 32-33^\circ$ ,  $c = 10-12$  кПа) и коэффициент запаса устойчивости склона заметно выше 1,0, хотя и не дотягивает до требуемого нормами. И это соответствует натурным наблюдениям – склон благополучно стоит долгие годы.

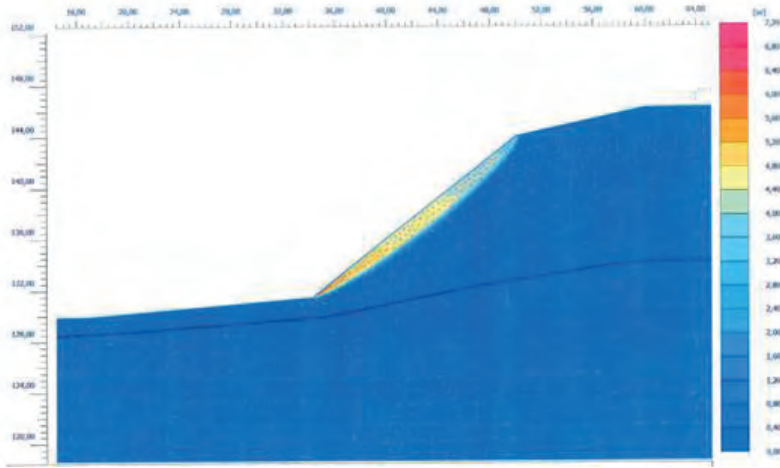
Проблема здесь в том, что в процессе снижения прочностных характеристик в программе PLAXIS угол внутреннего трения уменьшается, а угол дилатансии остается неизменным, что приводит к тому, что угол дилатансии становится больше угла внутреннего трения – ситуация физически неправдоподобная. Поэтому были проведены расчеты для конкретных примеров, где варьировался угол дилатансии. Результаты приведены на рис. 10. Видно, что уже при  $\text{tg } \psi = 0,5 \text{ tg } \gamma$  дилатансия практически перестает влиять на результат. Нечто подобное было получено ранее для задачи о несущей способности (см. рис. 2).

а

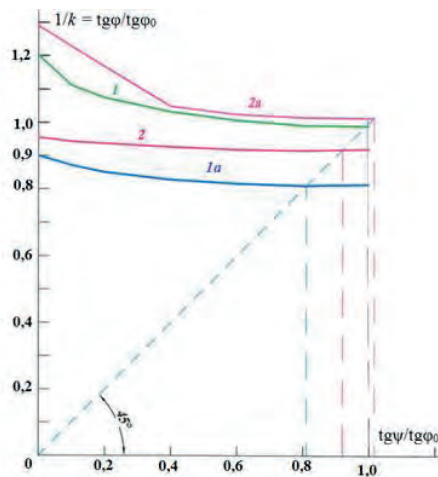




б



**Рис. 9.** Изополя смещений при разрушении откоса в случае неассоциированного закона течения пластического (а) и ассоциированного (б)



**Рис. 10.** Зависимость расчетного коэффициента запаса устойчивости откоса от угла дилатансии

Аналогичные проблемы возникают при расчете давления на противооплзневые сооружения в виде рядов свай. Аналитические методы здесь очень сложны, и потому в последние годы стали применяться расчеты МКЭ. Эта задача является обобщением классической задачи теории пластичности о продавливании полосы через сужение. Из решения последней задачи для идеально-пластического тела ( $\varphi = 0^\circ$ ) известно, что усилие продавливания стремится к бесконечности, когда ширина сужения стремится к 0. Аналогичный результат получили авторы [8], используя расчеты по PLAXIS для углов внутреннего трения до  $20^\circ$ . Однако этот результат ошибочен, так как при ненулевых углах внутреннего трения возникает критическая ширина просвета между

опорами, которая тем больше, чем больше  $\varphi$  (этот результат получен в [9] полуаналитическим способом в геометрически упрощенной постановке). Видимо, причина ошибки – в использовании неассоциированного закона и в пренебрежении неадекватными результатами расчета при малых просветах между сваями, когда срыв счета воспринимался как случайная ошибка. В этом же причина того, что расчеты для больших углов внутреннего трения не приведены.

Несколько завершающих соображений.

1. Расчеты несущей способности, устойчивости и т. п. с использованием предельного условия Кулона – Мора можно производить МКЭ в рамках ассоциированного закона пластического течения и при адекватном разбиении сетки конечных элементов.

2. Недостаток неассоциированного закона заключается, видимо, в нарушении постулата устойчивости деформации Друккера. При этом чем больше разница между углами внутреннего трения и дилатансии, тем более вероятна потеря устойчивости счета в МКЭ.

3. Тем не менее, рекомендации значительно снижать угол дилатансии и имеют практический смысл, поскольку основное назначение МКЭ в геотехнике – это расчеты не по первой, а по второй группе предельных состояний, и при расчете, скажем, осадок снижение  $\psi$  идет «в запас».

4. Идеальный способ разбиения – адаптация сетки КЭ в процессе счета в соответствии с интенсивностью сдвиговых деформаций.

5. Там, где невозможно использовать ассоциированный закон (например, в методе снижения прочностных характеристик), следует применять углы дилатансии не менее половины угла внутреннего трения.

6. Несмотря на то что большинство примеров в данной статье были рассчитаны по программе PLAXIS, представляется, что выводы относятся ко всем эффективным конечноэлементным программам, например, к упомянутым здесь явно или неявно OPTUM и FEM-models.

## Библиографический список

1. *Potts D. M., Zdravkovic L.* Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. London: Thomas Telford. 1999.

2. *Potts D. M., Zdravkovic L.* Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application. London: Thomas Telford. 2001.

3. *Улицкий В. М., Шашкин А. Г., Шашкин К. Г., Шашкин В. А.* Основы совместных расчетов зданий и оснований. СПб.: Издательство института «Геореконструкция», 2014.

4. *Brinch-Hansen J.* A general formula for bearing capacity. // Danish Geotechnical Institute. Bulletin № 11, Copenhagen, 1961. Pp. 38-46

5. *Федоровский В. Г.* Поправочный член к формуле Терцаги для расчета несущей способности основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2016. № 6. С. 2-5.



6. *Гревцев А. А., Федоровский В. Г.* Расчет лобового сопротивления зонда по механическим характеристикам грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2014. №6. С. 2-5.

7. *Vesic A. S.* Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations // Journal of SMFD. ASCE. Vol. 99. No. SM1 – Jan. 1973. Pp. 45-73.

8. *Маций С. И., Деревенец Ф. Н.* Применение метода конечных элементов для исследования взаимодействия грунтов оползня со сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. №4. С. 8-12.

9. *Федоровский В. Г.* Предельное давление на ряд ленточных штампов и эффект непродавливания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. №3. С. 9-13.

## Авторы:

Виктор Григорьевич ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук, зав. лабораторией механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor FEDOROVSKY, Ph. D. in Engineering, Head of Soil Mechanics Laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-41

Галина Александровна БОБЫРЬ, канд. техн. наук, старший научный сотрудник лаборатории механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Galina BOBYR, Ph. D. in Engineering, Senior Researcher of Soil Mechanics Laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-41

Игорь Алексеевич БОКОВ, научный сотрудник лаборатории механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Igor BOKOV, Researcher of Soil Mechanics Laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-41

Сергей Владимирович ИЛЬИН, старший научный сотрудник лаборатории электротехнических технологий НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey ILIYN, Senior Researcher of the Laboratory of Electrotechnical Laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab38@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-12

# МОДЕЛИРОВАНИЕ СТАТИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ СВАЙНОЙ ГРУППЫ С РАЗЛИЧНЫМИ УСЛОВИЯМИ РАСПОЛОЖЕНИЯ СВАЙ

## NUMERICAL ANALYSIS OF STATIC LOADING PILE GROUPS WITH DIFFERENT CONDITIONS OF PILE LOCATION IN GROUP

А. И. ХАРИЧКИН

*Приводятся результаты численных расчетов распределения усилий в сваях при их работе в составе различных групп, отличающихся шагом размещения, количественным составом и пр. Проанализированы изменения взаимного влияния свай, а также распределение нагрузок между сваями и ростверком.*

### Ключевые слова:

*Коэффициент взаимовлияния, нагрузка на ростверк, свайная группа, усилие в свае, характеристики грунта*

*The article presents the results of numerical calculations of the distribution of forces in the piles at their work as part of different groups, different placement, quantity, and so forth. The changes in mutual interaction of piles and load distribution between the piles and the raft are given.*

### Key words:

*Forces in pile, interaction of piles, loads on raft, pile group, soil properties*

Проблемам расчета осадок свайных фундаментов посвящено большое число научных работ. В настоящее время хорошо изучено наличие существенных различий в осадках одиночных свай и свай, работающих в составе группы, при одинаковых средних нагрузках на них. В разное время этой тематикой занимались Т. Whitaker [1], Н. G. Poulos [2], R. Katzenbach [3], А. Б. Фадеев, Е. Э. Девальтовский [4], W. F. Van Impe and Y. De Clerq [5], А. Mandolini, G. Russo, С. Viggiani [6].

Исследование взаимодействия свай с грунтом проводилось путем последовательного выполнения нескольких расчетов статического нагружения свайной группы, в каждом из которых меняли один из параметров. За основу для создания расчетной модели была принята расчетная схема, использовавшаяся при проектировании суще-

ствующего жилого здания, расположенного в пригороде Красногорска. Инженерно-геологические условия описываемого участка, с поверхности и до глубины 15...16 м представлены переслаивающимися суглинками и песками. Суглинки туго- и мягкопластичной консистенции, пески мелкие и средней крупности, от рыхлых до плотных. На глубине 15...16 м от поверхности земли переслаивающаяся толща песков и суглинков подстилается известняком, разрушенным до щебня. Общий вид характерных инженерно-геологических разрезов представлен на рис. 1.

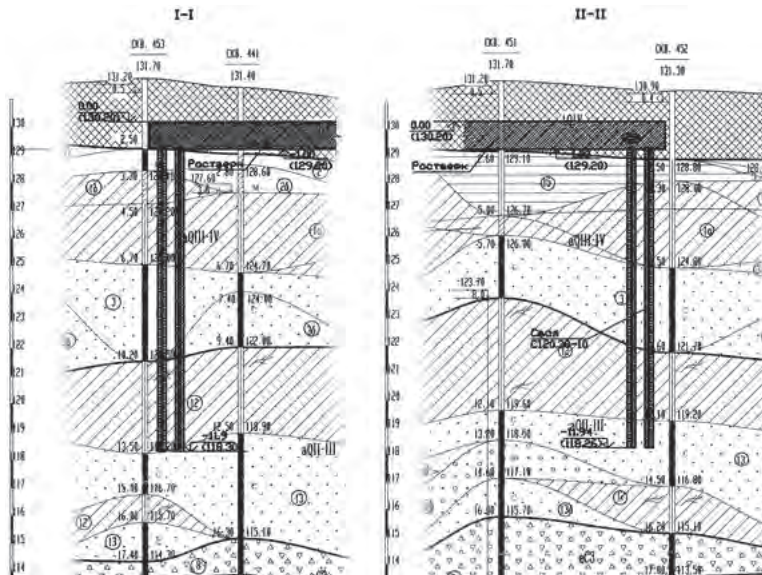


Рис. 1. Инженерно-геологические условия, принятые в расчетах

### Методика выполнения численных расчетов

Расчеты производились для квадратных в плане кустов свай длиной 10,8 м, призматического сечения  $30 \times 30$  см, перекрытых монолитным ростверком толщиной 1,2 м. Из условий симметрии расчеты выполняли для четвертой части куста при помощи конечно-элементной программы PLAXIS, в трехмерной постановке. Механическое поведение грунта моделировали упругопластической моделью Кулона – Мора, в которой использовались указанные характеристики грунта (нормативные значения). Нагрузку прилагали равномерно по верху ростверка так, чтобы вместе с весом ростверка она обеспечивала заданную среднюю нагрузку на сваю.

Целью проведения расчетов было определение распределяющей способности фундамента и, в частности, усилий возникающих в сваях, расположенных в различных местах свайной группы.  $K_{\text{в}} = \frac{N}{k_{\text{р.св}}}$

Всего были выполнены два блока расчетов.

В первом блоке определяли характер распределения усилий в зависимости от расстояния между сваями в группе. При моделировании изменяли шаг свай в группе  $8 \times 8$  (64 сваи) для шагов  $2d$ ,  $3d$ ,  $4d$ ,  $5d$  и  $6d$ . В каждом расчете средняя нагрузка на одну сваю составляла 400 кН.

Во второй блок входили четыре расчета, в которых распределение усилий определялось в зависимости от размера свайной группы. Изменяли число свай в группе (от  $6 \times 6$ ,  $8 \times 8$ ,  $10 \times 10$  и  $12 \times 12$ ).

В процессе работы определяли коэффициент взаимовлияния свай  $K_v$ , численно равный отношению усилий в краевых ( $N_{кр. св.}$ ) и периметральных ( $N_{пер. св.}$ ) зонах к усилию во внутренней ( $N_{в. св.}$ ) зоне:

$$K_v = N_{пер. угл. св.} / N_{вн. св.}$$

где  $N$  – значения усилий в сваях, расположенных в различных зонах ростверка.

В результате было получено (см. таблицу), что значительное влияние на  $K_v$  оказывает расстояние (шаг) между сваями, а также размер свайной группы. При этом максимальное значение  $K_v$  получено при шаге свай  $2d$  (где  $d$  – приведенный диаметр свай) и размерах свайной группы  $12 \times 12$ , что соответствовало 64 сваям и составило для угловой и краевой свай соответственно 4,2 и 2,6. Также отмечается, что при увеличении свайной группы значения коэффициентов взаимовлияния возрастают. Группы  $12 \times 12$  имеют наибольшие значения  $K_v$  (3,5 и 2,53) среди групп с фиксированным шагом свай  $4d$ .

Кроме того, в результатах расчетов зафиксировано, что при шаге свай  $3d$  процент нагрузок, приходящийся на плитную часть ростверка, не превышает 6,2% и при увеличении шага свай до  $6d$  последовательно возрастает до 15,2%.

Таблица

**Распределение усилий в сваях, расположенных в угловой и периметральной зонах, по отношению к усилиям во внутренних сваях**

Показатель	Размерность	Шаг размещения свай в группе по отношению к их диаметру, размер свайной группы							
		$2d, 8 \times 8$	$3d, 8 \times 8$	$4d, 8 \times 8$	$5d, 8 \times 8$	$6d, 8 \times 8$	$4d, 6 \times 6$	$4d, 10 \times 10$	$4d, 12 \times 12$
$K_v$ угловой	–	4,2	3,4	3,3	2,9	2,8	3,0	3,4	3,5
$K_v$ краевой	–	2,6	2,41	2,31	2,20	2,11	2,20	2,47	2,53
$K_v$ центральной	–	1	1	1	1	1	1	1	1
Доля нагрузки на ростверк	%	3,6	6,2	11,1	12,8	15,2	5,6	7,9	9,3
Доля нагрузки на сваю	%	96,4	93,8	88,9	87,2	84,8	94,4	92,1	90,7

На рис. 2 представлен общий вид моделей кустов свай с шагом  $6d$ ;  $3d$ , а также общий вид расчетной схемы с примером определения усилий в сваях.

На основе результатов расчетов (табл. 1) построена зависимость (рис. 3) коэффициентов  $K_v$  от шага свай. График показывает, что взаимовлияние свай уменьшается с ростом расстояния между ними. На графике пунктиром нанесены аппроксимирующие кривые, которые обладают достаточно высоким коэффициентом вариации  $R^2 \geq 0,95$ . В рассмотренных расчетах при расстояниях свыше  $6d$  неравномерность нагружения свай в свайном поле снижается более чем в два раза по сравнению с шагом  $3d$ . Кроме того, анализ результатов расчетов показывает, что увеличение числа свай в группе при фикс-

сированном шаге свай повышает распределительную способность свай, увеличивая значения  $K_b$  на 15-20% (рис. 4), но при этом не изменяет процентное соотношение нагрузок, приходящихся на плитную часть ростверка и сваи (рис. 5). Для всех проведенных расчетов с шагом  $4d$  на сваи приходилось 91...92% нагрузки и 8...9% приходилось на плитную часть. Это обстоятельство означает, что распределение нагрузок между сваями и плитной частью ростверка зависит в основном от шага свай, что подтверждает выводы в работах [2, 4].

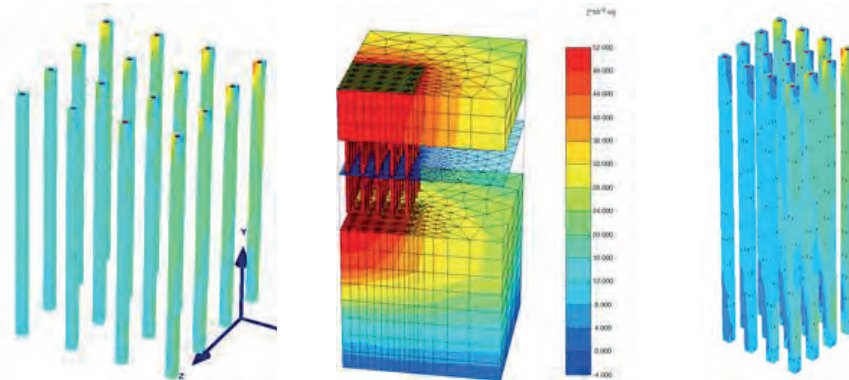


Рис. 2. Общий вид размещения свай с шагом  $6d$  (слева) и свай с размещением  $3d$  (справа). Общий вид расчетной схемы дан в центре. Цветом выделен пример определения усилий и перемещений

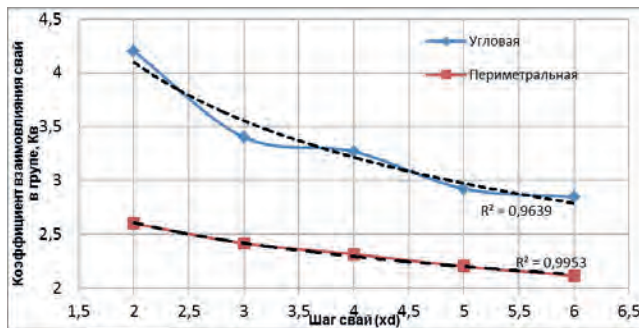


Рис. 3. Интенсивность изменения взаимовлияния свай в зависимости от шага их расположения в группе  $8 \times 8$  (64 шт.)

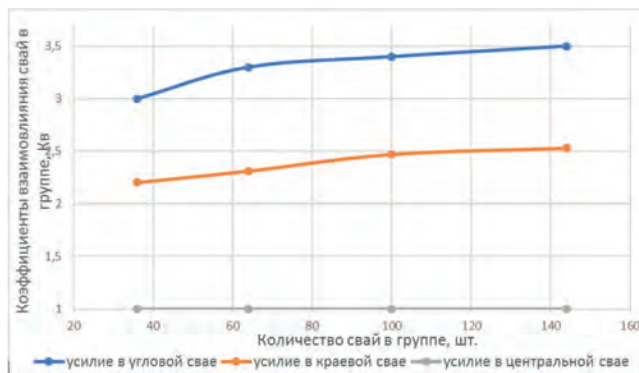
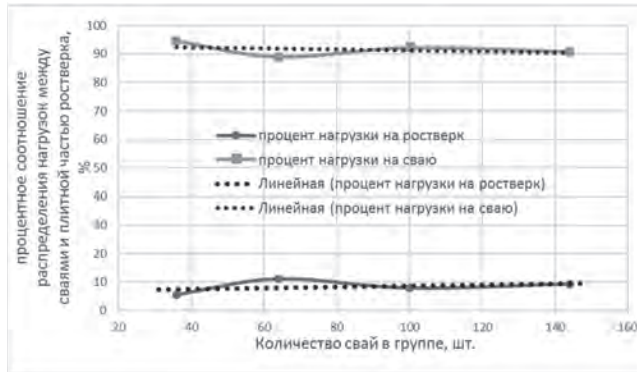
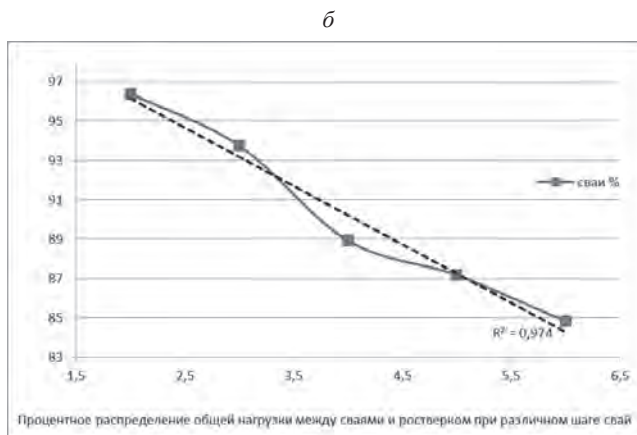
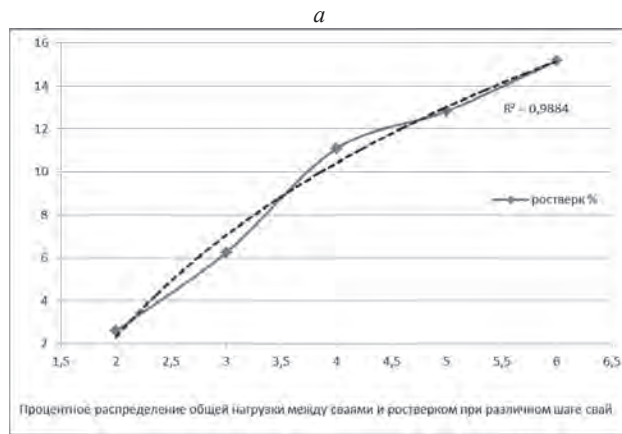


Рис. 4. Распределение значений взаимовлияния свай  $K_b$  в зависимости от числа свай в группе при шаге размещения  $4d$  ( $6 \times 6$ ;  $8 \times 8$ ;  $10 \times 10$ ;  $12 \times 12$ )



**Рис. 5.** Изменение процентного соотношения нагрузок, приходящихся на сваи и плитную часть ростверка, в зависимости от числа свай в группе при шаге размещения  $4d$  ( $6 \times 6$ ;  $8 \times 8$ ;  $10 \times 10$ ;  $12 \times 12$ )



**Рис. 6.** Изменения процентного распределения прилагаемой нагрузки между плитной частью ростверка (*a*) и сваями при работе группе с различной геометрией (*б*)

Выполненные расчёты показали, что при изменении геометрических размеров свайной группы соотношение между усилиями в краевых, угловых и центральных сваях меняется и может достигать (при шаге свай  $3d$ ) 3,5-кратного (угловых к цен-



тральным) и 2,4-кратного раза (краевых к центральным). В процессе выполнения расчетов были подтверждены процессы снижения усилий, возникающих в периметральных сваях группы при их нагружении, до относительно больших величин нагрузок. Такие эффекты ранее наблюдались в [5] и подробно описаны в [3].

При расчётах и проектировании фундаментов в виде свайных полей важным является принятие не только заниженных, но и завышенных характеристик грунта введением соответствующий коэффициент запаса. При этом конструирование необходимо выполнять по наихудшим результатам расчетов. Например, в рассмотренном выше случае наибольшая разница в коэффициентах жесткости свайно-грунтового основания достигается при некотором завышении прочностных характеристик грунта.

Подводя итоги выполненной работы, можно отметить следующее.

1. Натурные наблюдения и расчёты МКЭ показывают, что при изменении геометрических размеров свайной группы соотношение между усилиями в краевых, угловых и центральных сваях меняется и может достигать 4,2-кратного (угловых к внутренним) и 2,6-кратного (периметральных к внутренним). Распределение процентного соотношения нагрузок между сваями и плитной частью ростверка в основном зависит от шага свай в группе. Распределительная способность групп с большим числом свай выше, чем для групп свай с меньшим их числом ( $K_{\text{в}}$  для группы из 144 свай составляет 3,5 и 2,53). В проведенных расчетах нагрузки, приходящиеся на плитный ростверк, составляли от 3,6% при шаге свай в группе  $2d$  и пропорционально увеличивались вслед за увеличением шага свай до  $6d$  и составили 15,2%.

2. При расчётах и проектировании фундаментов в виде свайных полей важным является принятие не только заниженных, но и завышенных характеристик грунта, вводя соответствующий коэффициент запаса. При этом конструирование необходимо выполнять по наихудшим результатам расчетов. Например, в случае, рассмотренном в первой части статьи, наибольшая разница в коэффициентах жесткости свайно-грунтового основания достигается при некотором завышении прочностных характеристик грунта.

Таким образом, в процессе расчетов было выполнено параметрическое исследование, в котором определялось взаимовлияние свай в группе в зависимости от шага свай и их числа, а также определены отношения нагрузок между плитной частью ростверка и сваями. В результате анализа можно сделать вывод о том, что эффекты совместной работы свай в большей степени зависят от геометрических параметров свайной группы, в частности, от способности воспринимать нагрузку сваями за счет сопротивления по боковой поверхности.

Автор статьи выражает глубокую благодарность О. А. Шулятьеву, а также В. Г. Федоровскому за помощь в подготовке и проведении работ по заданной теме, консультации и работу над текстом.

## Библиографический список

1. *Whitaker T.* Experiments with model piles in groups // *Geotechnique*. Vol. VII. The institution of civil engineers. Great George. London. 1957. P. 147-165.

2. *Poulos H.G.* Analysis of the settlement of pile groups // *Geotechnique*. Vol. 18. 1968. P. 449-471.
3. *Katzenbach R.* ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline. Technische Universität Darmstadt Institute and Laboratory of Geotechnics Darmstadt, Germany. 2013, July. P. 1-23.
4. *Фадеев А.Б., Девальтовский Е.Э.* Исследование работы группы свай./Исследование свайных фундаментов. Межвуз. сб. научн. тр.. Воронеж, Изд. ВГУ. 1988. С. 83-92.
5. *Van Impe W.F. and De Clerq Y.* A piled raft interaction model/Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, Bruges, Balkema, Rotterdam, 1.3.1-1.3.10.
6. *Mandolini A., Russo G., Viggiani C.* Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design/Proc. of the 16<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Millpress-2005, P. 177-213.
7. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий. М.: АСВ, 2016.
8. *Шулятьев О.А., Харичкин А.И.* Взаимодействие забивных свай с грунтом и между собой в составе свайного поля/Сб. статей научн.-техн. конф. Численные методы расчетов в практической геотехнике. СПб. 2012. С. 228-234.

## Автор

Андрей Игоревич ХАРИЧКИН, научный сотрудник лаборатории механики грунтов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва  
Andrei KHARICHKIN, researcher from Laboratory of Soil mechanic, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: Andrei.Kharichkin@gmail.com

# АСИМПТОТИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЖЕСТКОСТИ ДИСКРЕТНОГО КОНТАКТА МЕЖДУ ПЕРИОДИЧЕСКОЙ СИСТЕМОЙ ШТАМПОВ И НЕОДНОРОДНЫМ ГРУНТОМ

## ASYMPTOTIC METHOD FOR CALCULATION OF DISCRETE CONTACT STIFFNESS BETWEEN PERIODIC PUNCH SYSTEM AND NON-UNIFORM SOIL

М. Л. ХОЛМЯНСКИЙ

*Решена двумерная контактная задача о линейной деформации неоднородной грунтовой среды при нормальном давлении периодической системы жестких гладких штампов. Асимптотическое решение получено при условии, что период мал по сравнению с линейным масштабом неоднородности. Выведена простая конечная формула для дополнительного перемещения, вызванного дискретностью контакта. Результат позволяет заменить сложную при численном моделировании систему многих конструкций (ленточных фундаментов, свай и т.п.), контактирующих с грунтом, простым слоем винклеровских пружин с известной жесткостью.*

### Ключевые слова:

*Асимптотические методы, взаимодействие сооружения с основанием, контактные задачи, ленточные фундаменты, сваи*

*A two-dimensional contact problem about linear deformation of non-uniform soil mass under normal pressure of periodic system of smooth rigid punches was solved. Asymptotic solution was obtained provided the period is small as compared to linear nonhomogeneity scale. A simple finite formula for the additional displacement due to contact discreteness is derived. Systems of many structures in contact with soil (strip foundations, piles etc.), causing complications in numerical modelling, may be substituted by simple layer of Winkler springs with known stiffness.*

### Key words:

*Asymptotic methods, contact problems, piles, soil-structure interaction, strip foundations*

## 1. Введение

Анализ взаимодействия сооружения с грунтом должен подробно учитывать строение области контакта. Эта задача может быть чрезвычайно сложной, если контакт осуществляется через большое количество конструкций. Целью данной работы является упрощение задачи о взаимодействии сооружения с грунтом в этом случае.

Во многих практически важных задачах область контакта сооружения с грунтом не является непрерывной – контакт дискретный, совершающийся через многие участки. Можно привести в качестве примера сваи, стойки ограждения котлована, отдельные и ленточные фундаменты. В таких случаях подробные численные расчеты становятся трудными или даже невозможными; в то же время затрудняется и анализ результатов расчета.

Имеет смысл ставить периодическую контактную задачу для определения перемещений и напряжений вдали от краев участков контакта, поскольку перемещения и напряжения там близки для всех участков контакта.

В механике контактного взаимодействия уже изучались периодические задачи, но в основном в связи с исследованием распределения напряжений [2]. Известны некоторые приложения в геомеханике [13, 15]. Различные аспекты дискретного контакта изучались в работах [1, 5]. В некоторых работах рассматривалась эффективная жесткость для дискретного контакта в виде массива трещин; результаты использовались для ультразвуковой диагностики [9].

Ранее периодические граничные задачи в двумерной теории упругости изучались с использованием рядов Фурье [4] или комплексных потенциалов [3; 6]. Периодические контактные задачи (только для контактных напряжений) решались при помощи интегральных уравнений [14, 17].

Согласно принципу Сен-Венана напряжения и деформации при удалении от области контакта стремятся к постоянным значениям, которые зависят от средних значений нагрузок на границе. Можно предположить, что перемещения на контакте складываются из двух слагаемых: перемещения от средних нагрузок и от добавки вследствие неравномерного распределения контактных напряжений и их концентрации под участками контакта. Соответствующие результаты были получены в [7]: исследованы максимальные перемещения при действии периодической системы равномерных нагрузок на однородную среду. Результат был подтвержден и распространен на среду, неоднородную в поперечном к границе направлении [8].

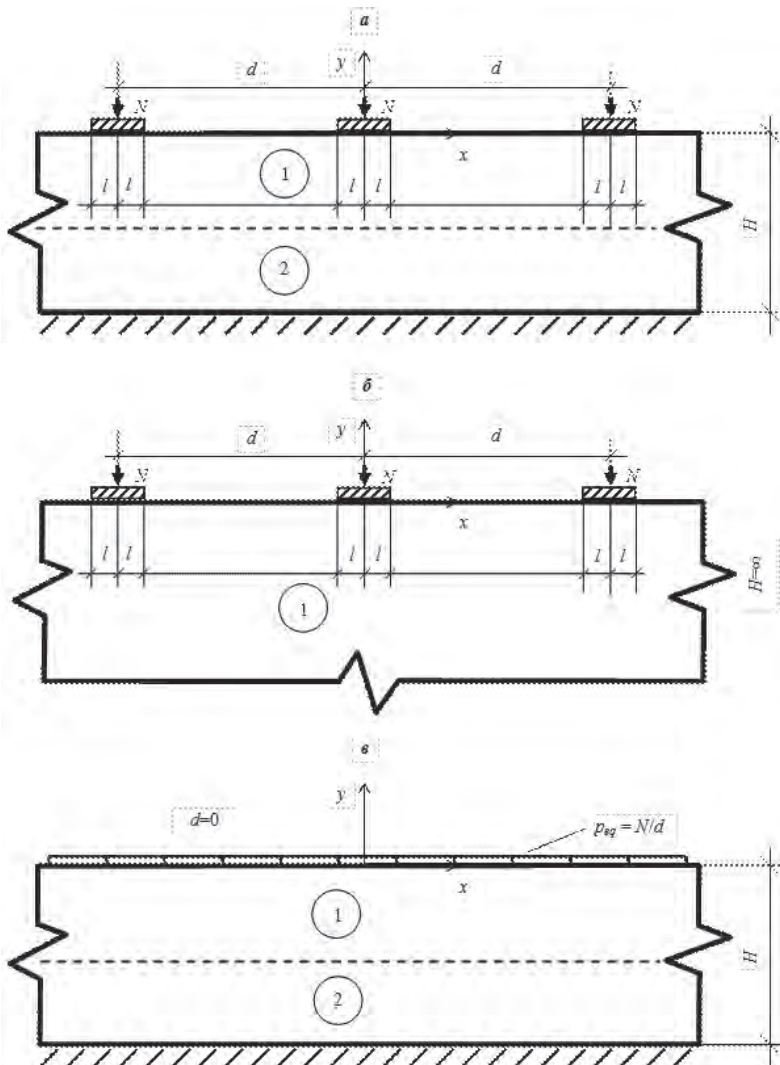
Более адекватная постановка задачи должна включать действие жестких гладких штампов вместо равномерных нагрузок. Такая периодическая контактная задача решалась и ранее, но только для контактных напряжений [14, 17-19].

В статье впервые исследуется влияние дискретности передачи нагрузок на жесткость контакта на основе решение плоской контактной задачи.

## 2. Постановка задачи и ее сведение к двум вспомогательным задачам

2.1. Исходная задача: двумерная периодическая контактная задача для неоднородного основания

Для получения более простых и обзримых результатов требуется простая постановка задачи. Рассматривается линейно деформируемый (упругий) изотропный массив грунта в условиях плоской деформации. На его границе ( $y = 0$ ) вдоль интервалов  $-\ell + dk < x < \ell + dk$ , где  $k = 0, \pm 1, \pm 2, \dots$  (рис. 1, а) действует периодическая система гладких жестких штампов. Остальная часть границы свободна от нагрузок. Сдвиговые нагрузки, таким образом, равны нулю на всей границе. Модуль деформации (упругости) грунта и его коэффициент Пуассона зависят от глубины  $t$ :  $E = E(t)$ ;  $\nu = \nu(t)$ .



**Рис. 1.** Периодическая контактная задача для упругой неоднородной среды (на примере двух однородных слоев: а – исходная задача; б – внутренняя задача; в – внешняя задача; 1 – верхний слой; 2 – нижний слой)

Каждый параметр вертикальной неоднородности грунта  $H$  предполагается большим по сравнению с  $d$  и  $\ell$ . Такими параметрами могут быть, например, для однородного слоя – его толщина  $H$ ; для грунта с нарастающим модулем – глубина  $H$ , на которой  $E(H) = 2E(0)$ .

2.2. Метод сращиваемых асимптотических разложений: внутренняя и внешняя задачи

В поставленной задаче присутствует малый параметр  $d/H$ , так что для ее решения можно применить метод сращиваемых асимптотических разложений (см. [11]). Во-первых, определяется картина перемещений и напряжений у границы, где наблюдается резкая зависимость от горизонтальной координаты  $x$  (внутреннее разложение,  $H/d \rightarrow \infty$ ). Во-вторых, определяется разложение при  $d/H \rightarrow 0$  (внешнее разложение). Два разложения связываются между собой при помощи процедуры так называемого сращивания. Решение исходной задачи асимптотически аппроксимируется внутренним и внешним разложениями в соответствующих областях. В некоторой перекрывающейся части двух областей справедливы как внешнее, так и внутреннее разложения, так что можно записать необходимые уравнения и определить из них неизвестные параметры разложений.

Внутренне разложение соответствует периодической задаче о штампах на одномерной полуплоскости (см. рис. 1, б). Внешнее разложение соответствует одномерной задаче для неоднородного грунта при равномерном давлении  $p_{eq} = N/d$  (см. рис. 1, в).

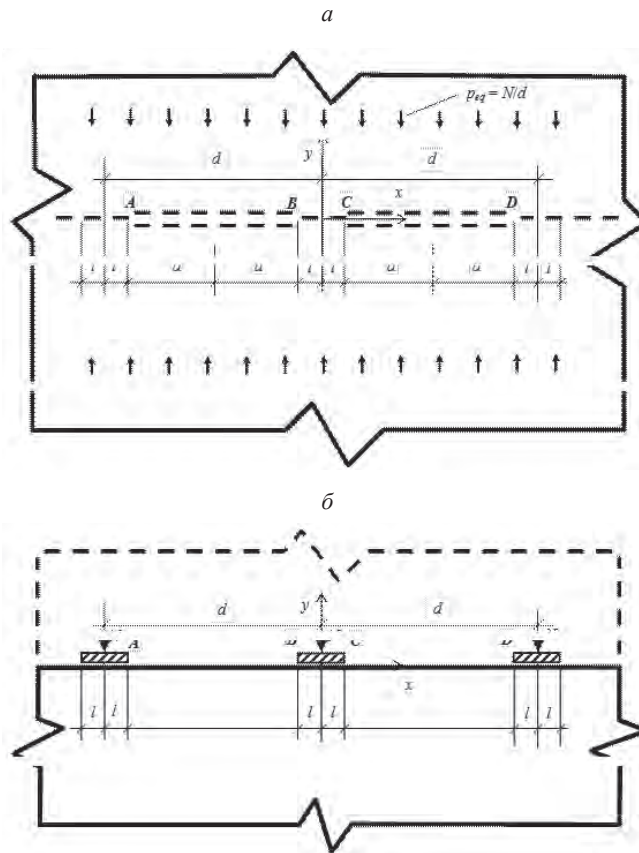
### 3. Двумерная периодическая контактная задача для полуплоскости (внутреннее разложение)

3.1. Решение Вестергарда и его приспособление к периодической контактной задаче.

Самая ранняя и, возможно, простейшая из работ, которые можно применить в поставленной задаче, принадлежит Вестергарду (Вестергору) [16]. В [16] подобраны решения ряда задач для полуплоскости с использованием одной аналитической функции  $Z(z)$  комплексного переменного  $z$ . Решение [16] представляет собой простейший частный случай общего решения [10], использующего две аналитические функции комплексного переменного.

Используем решение задачи о периодической системе трещин по оси  $x$  при приложенных на бесконечности напряжениях (рис. 2, а). Учтем ранее отмеченный в ряде работ факт: вследствие симметрии относительно оси  $x$  граничные условия для полуплоскости в контакте с гладкими штампами (см. рис. 2, б) идентичны условиям на границе (верхней) нижней полуплоскости, являющейся частью плоскости с соответствующим образом расположенными трещинами. Это происходит из-за того, что в задаче о трещинах имеют место нулевые касательные напряжения вдоль всей линии  $x = 0$ ; присутствуют и нулевые вертикальные перемещения на участке указанной линии между трещинами. Решение задачи можно формально обобщить, добавляя в вертикальные перемещения постоянное слагаемое, равное перемещениям штампов. Соответствие задачи о трещинах и задачи о штампе показано на рис. 2.





**Рис. 2.** Соответствие контактной задачи и задачи о трещине: *a* – задача о трещине с граничными условиями для нижней полуплоскости (*AB* и *CD* свободны от напряжений; на *BC* нормальное перемещение нулевое (или постоянное), касательное напряжение нулевое); *б* – контактная задача для нижней полуплоскости с граничными условиями (*AB* и *CD* свободны от напряжений; на *BC* нормальное перемещение постоянное, касательное напряжение нулевое)

В наших обозначениях решение [16] (с исправленной опечаткой) выражает функцию  $Z = Z(z)$  через комплексную переменную  $z = x+iy$ :

$$Z = -p_{eq} / \sqrt{1 - \frac{\cos^2(\pi l / d)}{\cos^2(\pi z / d)}}. \quad (1)$$

### 3.2. Анализ напряжений и их неединственность

Напряжения можно получить из комплексного потенциала  $Z$  с использованием следующих формул [16]:

$$\sigma_x = \operatorname{Re} Z - y \operatorname{Im} Z'; \quad (2)$$

$$\sigma_y = \operatorname{Re} Z + y \operatorname{Im} Z'; \quad (3)$$

$$\tau_{xy} = -y \operatorname{Re} Z', \quad (4)$$

где  $Z'$  – производная  $Z$ .

Очевидно, что добавление постоянного горизонтального напряжения  $\sigma_x$  не меняет граничные условия, вследствие чего этих условий недостаточно для единственности напряжений. Должны быть поставлены и условия на бесконечности. Асимптотический анализ уравнений (1) – (4) при  $z = 0 - it$ , где  $t \rightarrow +\infty$ , показывает, что в этом случае:

$$\begin{aligned}\sigma_x &\sim -p_{eq}; \\ \sigma_y &\sim -p_{eq}; \\ \tau_{xy} &\sim 0.\end{aligned}\tag{5}$$

Легко показать, что горизонтальная деформация  $\varepsilon_x$  на больших глубинах ненулевая, и это приводит к неограниченным горизонтальным перемещениям. Добавление соответствующим образом выбранной константы  $\Delta\sigma_x$  делает горизонтальные перемещения ограниченными.

### 3.3. Анализ перемещений

Выражения для перемещений [16] имеют вид:

$$2Gu = (1 - 2\nu)\operatorname{Re}\bar{Z} - y\operatorname{Im}Z;\tag{6}$$

$$2Gv = (1 - 2\nu)\operatorname{Im}Z - y\operatorname{Re}Z,\tag{7}$$

где  $u$  и  $v$  – горизонтальные и вертикальные перемещения соответственно;  $G$  и  $\nu$  – модуль сдвига и коэффициент Пуассона соответственно;  $\bar{Z}$  – интеграл  $Z$ .

Члены, пропорциональные  $\Delta\sigma_x$ , будут добавлены позже. Следует отметить, что рассмотренные выше задачи обладают симметрией относительно оси  $x$ . Но симметрия напряжений и деформаций не обязательно приводит к симметрии перемещений, что и будет наблюдаться в рассматриваемом далее случае.

Из (1) легко вывести, что

$$\bar{Z} = -\frac{p_{eq}l}{\pi} \arcsin\left(\frac{\sin(\pi z/d)}{\sin(\pi l/d)}\right) + \operatorname{const}.\tag{8}$$

Из уравнений (7) и (8) при  $z = 0 - it$ , где  $t \rightarrow +\infty$ , можно получить

$$v(0, -t) \sim v(0, 0) - \frac{1 - 2\nu}{2G} p_{eq}t - \frac{(1 - \nu)p_{eq}d}{\pi G} \ln \sin(\pi l/d).\tag{9}$$

Значение  $v(0, 0)$  отлично от нуля из-за добавления постоянного смещения (см. п. 3.1).

Все выкладки в настоящем разделе относятся к однородной плоскости и к полуплоскости с упругими постоянными, соответствующими поверхности грунта в исходной задаче; в настоящем параграфе опущен нулевой аргумент у упругих постоянных, зависящих, вообще говоря, от  $z$ .

## 4. Одномерная задача для неоднородного грунта (внешнее разложение) и асимптотическое решение для перемещений штампов

### 4.1. Одномерная задача для неоднородного грунта

Внешнее разложение принимается по одномерной задаче для неоднородного грунта (см. рис. 1, в). Оно имеет вид

$$v(0, -t) = -p_{eq} \int_{-\infty}^{-t} \frac{[1 + v(\tau)][1 - 2v(\tau)]}{[1 - v(\tau)]E(\tau)} d\tau. \quad (10)$$

Для кусочно-однородного грунта интеграл в уравнении (10) становится конечной суммой.

Для малых  $t$

$$v(0, -t) \sim -S_0 + S_1 t, \quad (11)$$

где

$$S_0 = p_{eq} \int_{-\infty}^0 \frac{[1 + v(\tau)][1 - 2v(\tau)]}{[1 - v(\tau)]E(\tau)} d\tau; \quad (12)$$

$$S_1 = \frac{[1 + v(0)][1 - 2v(0)]}{[1 - v(0)]E(0)}; \quad (13)$$

$S_0$  – перемещение поверхности при действии равномерного давления  $p_{eq}$ .

#### 4.2. Асимптотический анализ перемещений и перемещения штампов

Согласно методу сращиваемых асимптотических разложений выражения (9) и (11) должны совпадать. Для линейных по  $t$  членов после корректировки внутреннего разложения (см. п. 3.2) это выполняется без каких-либо дополнительных действий. Для постоянных членов имеем

$$-S_0 = v(0, 0) - \frac{[1 - v(0)]p_{eq}d}{\pi G(0)} \ln \sin(\pi l / d). \quad (14)$$

Уравнение (14) может быть преобразовано с получением искомого результата – перемещения штампов

$$-v(0, 0) = S_0 + \Delta S, \quad (15)$$

где положительная (при положительном  $p_{eq}$ ) добавка к перемещениям

$$\Delta S = -\frac{[1 - v(0)]p_{eq}d}{\pi G(0)} \ln \sin(\pi l / d). \quad (16)$$

### 5. Анализ полученного решения

#### 5.1. Сравнение со случаем действия периодических равномерных нагрузок

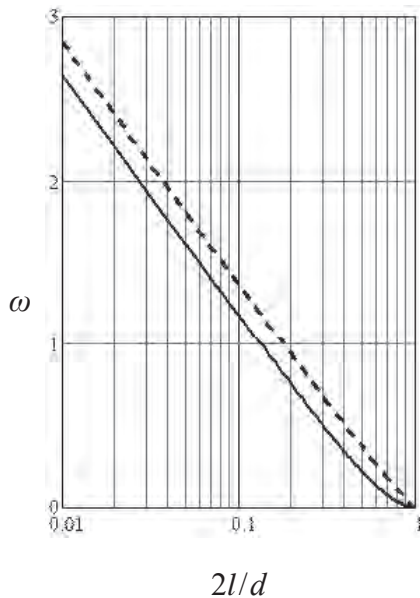
Полученный результат может быть записан иначе:

$$\Delta S = \frac{[1 - v(0)^2]}{E(0)} \omega N, \quad (17)$$

где безразмерный множитель для получения дополнительного перемещения имеет вид

$$\omega = -\frac{2}{\pi} \ln \sin(\pi l / d). \quad (18)$$

Формула (17) имеет тот же вид, что и выражение для максимальных перемещений при действии периодической системы равномерных нагрузок [7]. Сравним два результата (рис. 3). В обоих случаях зависимость  $\omega$  от  $2l/d$  весьма близка к логарифмической. Дополнительное перемещение штампов меньше максимального (в серединах нагруженных участков) дополнительного перемещения. Это можно объяснить концентрацией контактных давлений под краями штампов с соответствующим их уменьшением под серединами. При  $2l/d = 1$  загружена вся поверхность, поэтому дискретность контакта должна отсутствовать, а дополнительные перемещения – исчезать. И действительно, в обоих случаях  $\omega = 0$ .



**Рис. 3.** Безразмерные множители для получения дополнительного перемещения; сплошная линия – штампы, штриховая линия – равномерные нагрузки

### 5.2. Сравнение с численным решением для неоднородного слоя

Полученное аналитическое решение проверено сравнением с численным решением по методу конечных элементов. Рассмотрена неоднородная среда, составленная из двух однородных слоев равной толщины  $H$  с коэффициентом Пуассона  $\nu = 1/3$ . Модуль упругости  $E = 1$  для верхнего слоя и  $E = 2$  – для нижнего. Значения  $H$  принимаются равными 0,5; 1; 3 и 5. Период расположения штампов  $d = 1$ .

Проведены расчеты при помощи программного комплекса COMSOL 3.5a, реализующего метод конечных элементов. Анализировалась одна ячейка периодичности (рис. 4, а), на искусственно введенных вертикальных границах которой ставились условия гладкого контакта, обеспечивающие совпадение с решением периодической задачи.

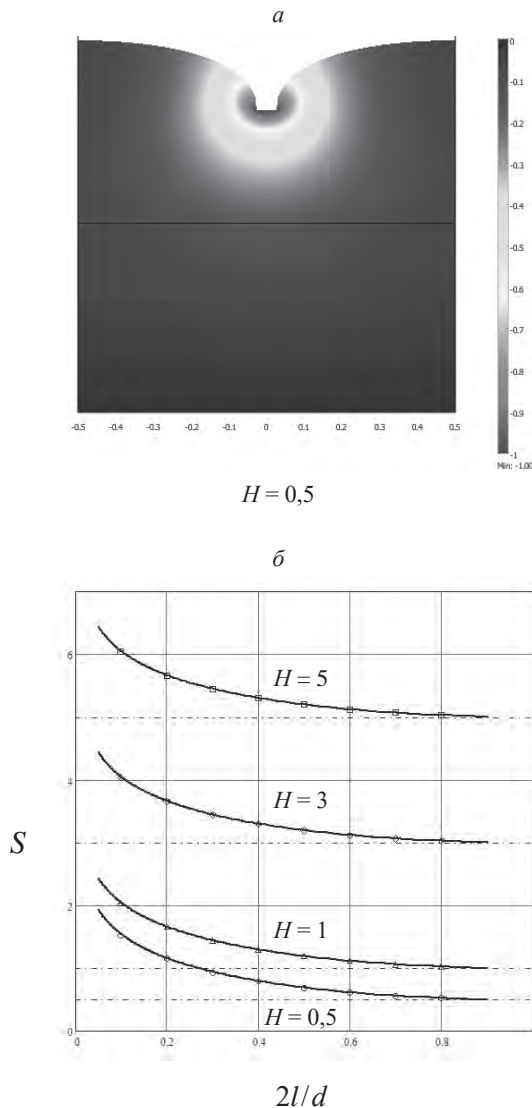
Сравнение результатов, полученных изложенным выше методом и методом конечных элементов, показано на рис. 4, б. Полученная близость демонстрирует высокую точность асимптотического метода. Даже при значении «малого» параметра  $d/H = 2$  точность остается удовлетворительной.

### 5.3. Комбинированное основание

Дополнительные перемещения вследствие дискретности контакта можно интерпретировать как добавление слоя винклеровских пружин. Основание такого типа предлагалось ранее [14]. Полученные результаты дают возможность определить коэффициенты постели (коэффициенты жесткости пружин; рис. 5):

$$k_s = \frac{E(0)}{\omega d [1 - \nu(0)^2]} \quad (20)$$

Подобное уменьшение размерности в механике контактного взаимодействия ранее исследовалось в работе [12] при помощи приближенного подхода.



**Рис. 4.** Осадки, вычисленные по методу конечных элементов (а), и их сопоставление (б): сплошная линия – по асимптотическому методу, пунктирная линия – осадка без учета дискретности нагрузки, символы – метод конечных элементов

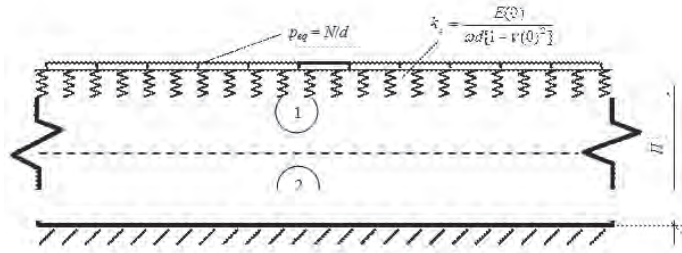


Рис. 5. Слой с винклеровскими пружинами, эквивалентно заменяющий дискретность контакта

### Заключение

Полученные в работе результаты дают возможность не проводить трудоемкое моделирование большого числа одинаковых конструкций (ленточных фундаментов, свай, анкеров и т. д.), поперечные размеры которых малы по сравнению с характерными размерами грунтового массива. Адекватный учет дискретного контакта конструкций с грунтом при отказе от его прямого моделирования достигается размещением винклеровских пружин на поверхности грунта. Для определения соответствующего коэффициента постели получена простая формула.

Принята линейная постановка задачи, однако при высоком уровне нагрузок могут проявляться нелинейные эффекты. Ожидается, что нелинейность будет локализована в контактной зоне из-за концентрации напряжений в районе штампов. Такая локализация должна привести к нелинейному винклеровскому слою, параметры которого надлежит определить в будущем.

Часть результатов работы была доложена на 15-й конференции IACMAG (International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics) в городе Ухань (КНР) в октябре 2017 г.

### Библиографический список

1. Аргатов И. И., Дмитриев Н. Н. Основы теории упругого дискретного контакта. СПб: Политехника, 2003.
2. Block J. M., Keer L. M. Periodic contact problems in plane elasticity // Journal of Mechanics of Materials and Structures. 2008. Vol. 3, № 7. P. 1207-1237.
3. Даль Ю. М., Пронина Ю. Г. О сосредоточенных силах и моментах в упругой полуплоскости // Изв. РАН. Механика твёрдого тела. 1998. № 5. С. 78-87.
4. Давыдов С. С. Расчет и проектирование подземных конструкций. М.: Стройиздат, 1950.
5. Goryacheva I. Contact mechanics in tribology. Dordrecht: Kluwer; 1998.
6. Греков М. А. Функции Грина для периодических задач упругой полуплоскости. // Изв. РАН. Механика твердого тела. 1998. № 3. С. 173-178.
7. Kholmyansky M. L. Toward modelling discrete soil-structure contact // Proc. 11-th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics. Torino, Italy, 19-24 June 2005. Bologna: Pàtron Editore, 2005. V. 1. P. 57-62.



8. *Холмянский М.Л.* К расчету перемещений основания при периодической нагрузке // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. №5. С. 2-6.
9. *Lekesiz H., Katsube N., Rokhlin S.I., Seghi R.R.* Effective Spring Stiffness for a Planar Periodic Array of Collinear Cracks at an Interface between Two Dissimilar Isotropic Materials. // *Mechanics of Materials*. 2011. Vol. 43, №2. P. 87-98.
10. *Мухелишвили Н.И.* Некоторые основные задачи теории упругости. Основные уравнения. Плоская теория упругости. Кручение и изгиб. Изд. 5-е, испр. и доп. М.: Наука, 1966.
11. *Nayfeh A. H.* Perturbation methods. New York: Wiley; 1973.
12. *Popov V.L.* Contact mechanics and friction. Physical principles and applications. Berlin: Springer; 2010.
13. *Шейнин В.И.* Построение точных решений задачи о балке на периодически-неоднородном основании // *Строительная механика и расчет сооружений*. 1971. №4. С. 38-43.
14. *Штаерман И.Я.* Контактная задача теории упругости. М.: Гостехтеориздат, 1949.
15. *Тер-Мартirosян З.Г.* Прогноз напряженного состояния в массиве грунта ограниченной толщины и ширины при действии местной нагрузки // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1996. №3. С. 2-5.
16. *Westergaard M.H.* Bearing pressures and cracks // *Journal of Applied Mechanics*. 1939. Vol. 6, №2. P. A49 – A53.
17. *Ханян А.Г.* Об одном методе решения периодических контактных задач для упругой полосы // *Вестн. Моск. ун-та. Сер. 1, Математика. Механика*. 2008. №2. С. 53-56.
18. *Солдатенков И.А.* Периодическая контактная задача плоской теории упругости. Учет трения, износа и сцепления // *Прикладная математика и механика*. 2013. Т. 77, №2. С. 337-351.
19. *Пожарский Д.А.* Периодическая контактная задача для упругого клина // *Прикладная математика и механика*. 2015. Т. 79, №6. С. 864-872.

## Автор:

Михаил Львович ХОЛМЯНСКИЙ, ведущий научный сотрудник лаборатории геомеханики подземных сооружений НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail KHOLMYANSKY, leading researcher, Laboratory of geomechanics of underground structures, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: mlkholmyansky@yandex.ru

тел.: +7 (499) 170-27-09

# ПРИМЕНЕНИЕ ВОДОРАСТВОРИМЫХ ВЫСОКОМОЛЕКУЛЯРНЫХ ПОЛИМЕРОВ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ, БАРЕТТ И «СТЕНЫ В ГРУНТЕ» В ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ

## APPLICATION OF WATER-SOLUBLE HIGH-MOLECULAR POLYMERS FOR CONSTRUCTION OF FOUNDATIONS FROM BORED PILES, BARETTES AND «WALLS IN SOIL» IN SANDS

О. А. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук

С. О. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук

О. А. МОЗГАЧЁВА

В. С. ЛЕСНИЦКИЙ

*Приводятся сведения о полимерных буровых растворах, которые в будущем могут стать альтернативой широко используемому в практике строительства бентониту. На основании серии лабораторных исследований приводится оценка возможных границ изменений основных физических характеристик раствора. Проведено моделирование устойчивости стенки выработки в процессе бурения в лабораторных условиях с использованием лотков малых размеров, полученные результаты подтверждены испытаниями в полевых условиях. На основании серии лабораторных и полевых исследований, а также результатов исследований при*

*The article considers information about polymer drilling mud, which will be alternative for widely use bentonite. Fluctuation limits assessment of basic mud physical specifications made by laboratory research. Simulation experiment shows trench stability made with polymer. Field experiment confirms these results. According to laboratory and field experiments, as far as interaction between polymer and ground water, concrete and pump reasonable range of application are defined.*

*взаимодействии с бетонными растворами, насосами и грунтовыми водами определена рациональная область применения данных буровых растворов, а также пределы изменения основных контролируемых параметров.*

### Ключевые слова:

*Бентонитовый раствор, буровой раствор, устройство свай, «стена в грунте»*

### Key words:

*Cut-off wall, drilling mud, pile, polymer drilling mud*

### Введение

Устройство подземных выработок для таких конструкций как буронабивные сваи, «стена в грунте» траншейного типа и баретты по технологии «стены в грунте» достаточно часто выполняют под защитой бурового раствора. В качестве буровых растворов в отечественной практике в основном используются глинистые (бентонитовые) растворы.

К недостаткам применения бентонитового раствора относится необходимость постоянного перемешивания раствора, размещение на площадке строительства бентонитового завода, занимающего большую площадь (рис. 1), в котором происходят затворение раствора и его регенерация, а также сложности с утилизацией такого раствора.

Поэтому задача поиска альтернативного бурового раствора, способного удерживать стенки выработки продолжительное время при условии отсутствия несовершенств бентонитового раствора, а также изучение его свойств является актуальной. Для решения этой задачи необходимо проведение лабораторных исследований с целью для изучения физико-механических свойств раствора, лотковых и полевых исследований с выявлением возможности удерживать стенку выработки продолжительное время.



**Рис. 1.** Бентонитовые заводы, включающие смесители, насосы, центрифуги, объем для регенерации раствора (слева), хранилище бентонитового порошка, хранилище использованного шлама (справа) (с сайта фирмы DRILLTECH <http://drilltech.ru/>)

### **Краткий анализ отечественных и зарубежных исследований по применению полимерных растворов**

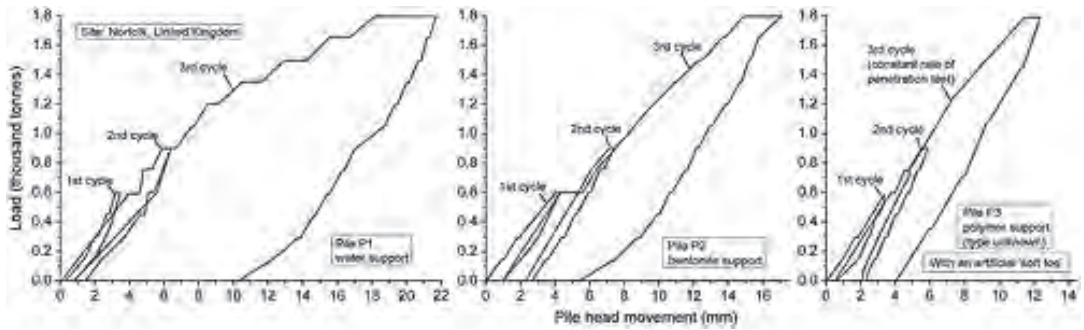
В качестве альтернативного решения в области нефтедобычи успешно используется полимерный раствор, исследования по использованию которого были начаты в конце XIX в. Впервые полимерный раствор в качестве бурового был применен в США в середине 1950-х гг., и он состоял из порошка полимера (сополимер винилацетата и малеиновой кислоты) и кальцинированной соды [3].

В России применение растворов полимеров в строительстве никак не отражено в технической или методической литературе. В практике известны отдельные случаи применения таких растворов при устройстве ограждающей конструкции стены в грунте отдельными отечественными компаниями.

В зарубежной технической литературе в последние годы отмечается возросший интерес к применению полимерных растворов в строительстве. Так, в статье S.A. Jefferis [4] указывается, что полимерные жидкости имеют ряд неоспоримых достоинств в сравнении со своими бентонитовыми аналогами, в том числе повышение производительности труда, снижение воздействия на окружающую среду, компактность оборудования и простота приготовления, смешивания и контроля. В статьях [5-8] также приводится сравнительный анализ применяемых суспензий и указываются следующие преимущества полимерных растворов перед глинистыми: эксплуатационные, экологические, увеличение производительности труда.

В работе [4] описаны два случая применения полимерного раствора при устройстве буронабивных свай. В одном исследовалась возможность использования полимеров в несвязных и связных грунтах при условии продолжительной их выстойки. Для этой цели были устроены четыре сваи: одна под защитой бентонитового раствора, а три других – под полимерным раствором, одна из которых выдерживалась в течении 37 ч. В результате исследований была подтверждена возможность использования полимерных растворов для продолжительной выстойки без необходимости проведения дополнительных процедур. В другом исследовании анализировалась несущая способность сваи в условиях несвязных грунтов при высоком уровне подземных вод. Для этого было выполнено три сваи, стенки скважин которых удерживались водой, бентонитовым раствором и полимерным раствором. В результате проведенных исследований была получена повышенная несущая способность сваи, устроенной под защитой полимерного раствора, которая превышала несущую способность сваи, устроенной под водой, на 50 и на 20% для сваи, устроенной под защитой бентонита (рис. 2).

Таким образом, приведенные выше исследования несущей способности буронабивных свай с защитой полимерным раствором показывают возможность их устройства как в глинистых, так и в песчаных и крупнообломочных грунтах.



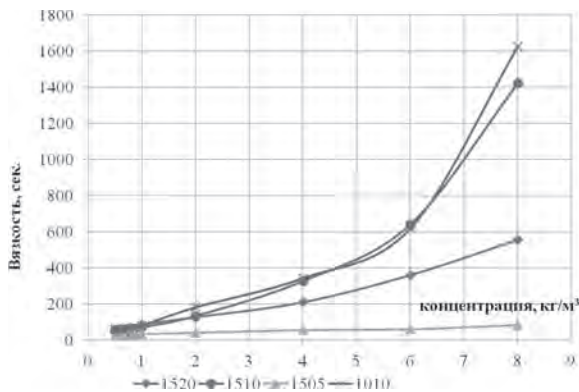
**Рис. 2.** Кривые нагрузки-осадки трех испытательных свай, устроенных с использованием воды, бентонитового и полимерного растворов [4]

### Лабораторные исследования физических свойств полимерного раствора

Целью проведения лабораторных испытаний было исследование физико-химических свойств полимерного раствора.

В соответствии с результатами химического анализа, проведенного МГУ им. М. В. Ломоносова, установлено, что основным компонентом наиболее широко представленных на рынке полимерных растворов является полиакриламид ( $C_3H_5NO$ )<sub>n</sub> различной степени гидролиза с примесями до 10-15%. Анионный полиакриламид представляет собой отрицательно заряженный полимер, поэтому он может притягивать к себе частицы грунта, глины или песка. Вещество хорошо вступает в реакцию со щелочью, с ионами металлов, способно формировать гель. Температура плавления составляет 113 °С. Этот вид полиакриламида применяют в системах водоочистки, при обработке продуктов жизнедеятельности животных, в процессе бурения скважин, добычи полезных ископаемых.

Лабораторные исследования физических свойств раствора показали, что средний уровень Ph варьируется в пределах 7-14, стабильность – в пределах 1-0,98 г/см<sup>3</sup>, а показатель фильтрации составляет 10-40 см<sup>3</sup>. Плотность готового полимерного раствора незначительно превышает плотность воды и составляет 1,001 г/см<sup>3</sup>, при этом попытки повышения плотности раствора путем увеличения концентрации приводят к резкому росту вязкости раствора (рис. 4). Так, при концентрациях больше 4 кг/м<sup>3</sup> условная вязкость раствора по воронке Марша составляет более 200 с, что затрудняет применение раствора, ухудшается работа бурового оборудования, возникают сложности с прокачкой и т. п.



**Рис. 4.** График изменения вязкости полимерного раствора с повышением концентрации полиакриламидов с различной молярной массой и степенью гидролиза: в легенде первые две цифры (15, 10) – молярная масса в миллионах, вторые (20, 10, 05, 10) – степень гидролиза

### Результаты исследований на маломасштабных моделях

Для моделирования возможности удерживать стенку в вертикальном положении под защитой полимерного раствора в песчаных грунтах средней крупности и крупных проведена серия экспериментальных исследований на лабораторном стенде (рис. 5), представляющем собой прозрачный лоток размерами 80×40 см, разделенный на части подвижной перегородкой (шторкой). В одну из частей укладывали грунт различной плотности, во вторую заливали буровой раствор, после чего подвижную шторку поднимали. В общей сложности было проведено четыре испытания.

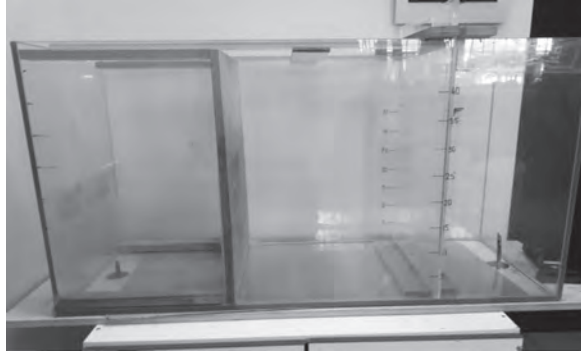


Рис. 5. Общий вид лотка

При проведении лотковых испытаний была обнаружена принципиальная разница между полимерными и бентонитовым растворами, заключающаяся в том, что бентонитовый раствор формирует на вертикальной поверхности грунта водонепроницаемый глинистый слой (корку), а полимерный раствор фильтруется в грунт и формирует зону замачивания (рис. 7).

По результатам выполненных исследований установлено, что устойчивость песка средней крупности обеспечена при вязкости водного раствора полиакриламида около 80 с. Устойчивость стенки из крупного песка обеспечена при вязкости около 120 с. При меньших значениях вязкости стенки грунта обрушаются.

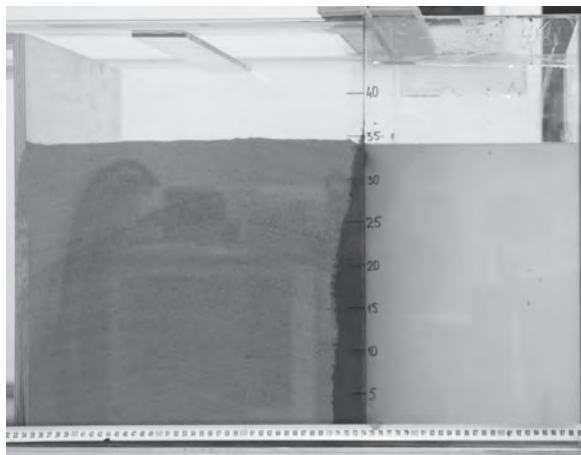


Рис. 6. Зона фильтрации полиакриламидного раствора



### Результаты полевых исследований

Для подтверждения выводов, полученных по результатам лотковых испытаний, были проведены полевые испытания по использованию полимерного раствора при устройстве 6 скважин глубиной 6 м и диаметром 0,78 м в песчаных пылеватых грунтах средней крупности. Экспериментальные исследования проводились на площадке строительства современного судостроительного комплекса, расположенной по адресу: г. Санкт-Петербург, ул. Корабельная, на территории завода «Северная верфь» в июне 2018 г.

Скважины условно делятся на три группы с различной степенью выдержки в течении 1, 36 и 72 ч, после чего вели бетонирование методом ВПТ.

Во время бурения было выявлено, что полимерный раствор в процессе работы активно перемешивается с подземными водами, в результате чего условная вязкость раствора падает до 40%. После завершения бурения, во время выстойки скважины снижение вязкости не зафиксировано, что, по-видимому, связано с созданием противодействия в скважине выше уровня подземных вод. В целом по результатам полевых исследований установлено, что при условной вязкости полимерного раствора более 80 с стенки скважины являются устойчивыми, при меньших значениях наблюдаются их обрушение, т.е. результаты на опытной площадке подтвердили результаты лотковых исследований.

Наблюдения за параметрами раствора в процессе бурения и выстойки скважин в течении 72 ч показали его высокую стабильность. Кроме того, отмечена достаточно высокая скорость оседания частиц грунта на дно забоя, процентное содержание песка менее 1% стабилизируется в первые 3 ч после окончания бурения. По результатам бетонирования и последующего ультразвукового контроля установлено, что нарушения сплошности бетонного ствола сваи отсутствуют.



Рис. 7. Общий вид опытной площадки

В ходе полевых экспериментов было выявлено, что при использовании центробежных насосов происходит коагуляция полимерного раствора с полной потерей рабочих свойств независимо от начальной вязкости раствора. Использование других

видов насосов не приводит к изменению параметров полимерных растворов. Таким образом, при проведении работ с применением полимерных растворов использование центробежных насосов не допускается.

Кроме этого, были проведены экспериментальные исследования по взаимодействию полимерных растворов с бетонной смесью. В результате испытаний установлено, что смешивание полимерного раствора с бетонной смесью приводит к резкому снижению подвижности последней. Так, при концентрации полимерного раствора 1% от массы цемента снижается подвижность бетонной смеси с 23 до 18 см (осадка конуса), при более высоких концентрациях наблюдается расслоение бетонной смеси. Указанный фактор следует учитывать при бетонировании свай, заполненных полимерным раствором, так как в противном случае будет увеличиваться объем шламового слоя бетона. Для сокращения образования шламового слоя бетона рекомендуется предусмотреть мероприятия, не допускающие перемешивание полимерного раствора с бетонной смесью.

Другим важным вопросом является возможность утилизации бурового раствора. Так, бентонитовый раствор практически невозможно высушить, бентонитовый гель требует для вывода из него влаги создания определенных химических условий и значительного слоя грунта/песка для перемешивания, т.е. значительных площадей. По этой причине утилизация использованного бентонитового раствора – весьма трудоемкая и дорогостоящая операция. В результате проведения экологических исследований полимерного раствора и его воздействия на окружающую среду в части его утилизации было получено, что утилизация полимерного раствора намного проще и возможна после его обработки окислителем до вязкости, не превышающей 30 с по конусу Марша, с содержанием полиакриламида не более 0,1 мг/л. Для соблюдения экологических правил утилизируемый раствор перед каждой утилизацией должен быть подвергнут химическому анализу.

### Заключение

В статье дан анализ физико-механических свойств полимерного раствора, являющегося альтернативой бентонитовому.

Проведенные лабораторные и полевые методы исследований подтвердили возможность применения полимерных растворов при устройстве ограждающих конструкций котлована [13] и свайных фундаментов [14] в песчаных грунтах. Благодаря использованию полимерных растворов возможно удерживание стенок скважины до 72 ч без проведения дополнительных мероприятий. Применение полимерных растворов возможно также для выравнивания усилий в свайном поле. Для этого сваи центральной зоны устраивают под защитой полимерного раствора, а сваи периферийной зоны выполняют под защитой удерживающего бентонитового раствора [14, 15].

Описанные разработки являются начальными для дальнейших исследований, наиболее перспективным направлением развития которых является изучение изменения прочностных свойств контактного слоя бетон-грунт, оценка возможности использования скоростного бурового оборудования для устройства скважин или траншей с полимерными растворами, исследование устойчивости стенок при применении полимер-

ных растворов в крупнообломочных и глинистых грунтах, проведение исследований использования полимерных растворов при действии отрицательных температур и др.

Проведенные исследования подтвердили актуальность данной темы исследования, благодаря которым в дальнейшем, возможно, удастся значительно сократить трудоемкость и сроки производства работ по устройстве скважин и траншей.

## Библиографический список

1. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты.
2. *Овчинников В. П., Аксенова Н. А.* Буровые промывочные жидкости: Учеб. пособ. Тюмень: Изд-во «Нефтегазовый университет». 2008.
3. *Бузанов К. В.* Применение растворов на углеводородной основе как решение проблем устойчивости аргиллитов и растворения солей при бурении скважин на Верхнечонском месторождении // XVIII Междунар. науч. симпозиум имени академика М. А. Усова, 2014. Секция 14. С. 303. Томск, 2014.
4. *Jefferis S. A.* Polymer Support Fluids: Use and Misuse of Innovative Fluids in Geotechnical Works/Proc. of the 18<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris. 2013, Pp. 3219-3222.
5. *Bustamante M., Gianceselli L., Boato R. and Conedera A.* Performance of Polymer Slurries in large Diameter Bored Pile. Proc. of the 3<sup>rd</sup> Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations and Auger Piles (BAP III), Ghent, Belgium. A. A. Balkema. 1998. Pp. 119-127.
6. *Caputo A.* Instrumented Large Diameter Bored Piles/Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Symp. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (BAP V), Ghent, Belgium. CRC Press. 2009. Pp. 213-227.
7. KB Technologies Ltd. 2000. A SlurryPro CDP case history: Vasco da Gama Bridge, Lisbon, Portugal. Trade literature.
8. *Lam Carlos, Jefferis Stephan A.* Performance of Bored Piles Constructed Using Polymer Fluids: Lessons from European Experience/[https://www.researchgate.net/publication/276088893\\_Performance\\_of\\_Bored\\_Piles\\_Constructed\\_Using\\_Polymer\\_Fluids\\_Lessons\\_from\\_European\\_Experience](https://www.researchgate.net/publication/276088893_Performance_of_Bored_Piles_Constructed_Using_Polymer_Fluids_Lessons_from_European_Experience)
9. BAUER Slurry LTP 703. Trade literature.
10. BAUER Slurry LTP 709. Trade literature.
11. Super Mud. Полимерный раствор для закрепления буровых скважин. PDACo. Trade literature.
12. *Шулятьев О. А., Мозгачёва О. А., Поспехов В. С.* Освоение подземного пространства городов: Научное издание. М.: Изд. АСВ, 2017.
13. *Шулятьев О. А.* Основания и фундаменты высотных зданий. М.: Изд. АСВ, 2016.
14. Патент РФ № 141161 на полезную модель. Свайно-плитный фундамент высотного здания. Авторы: Шулятьев О. А., Боков И. А. БИ № 15, 2014.
15. Патент РФ № 2549635 на изобретение. Способ сооружения свайно-плитного фундамента высотного здания. Шулятьев О. А., Боков И. А. БИ № 12, 2015 г.

## Авторы:

Олег Александрович ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg SHULYATYEV, Ph. D. in Engineering, Deputy technical Director of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Станислав Олегович ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук, старший научный сотрудник лаборатории освоения подземного пространства городов, НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Stanislav SHULYATYEV, Ph. D. in Engineering, senior researcher of Laboratory of development of underground space of the cities, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: shulyatevs@yandex.ru

Ольга Анатольевна МОЗГАЧЕВА, заместитель заведующего лабораторией освоения подземного пространства городов, НИИОСП им. Н. М. Герсееванова, АО «НИЦ «Строительство», Москва

Olga MOZGACHEVA, Deputy head of Laboratory of development of underground space of the cities, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: olga79108@yandex.ru

Виталий Сергеевич ЛЕСНИЦКИЙ, старший научный сотрудник лаборатории освоения подземного пространства городов, НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vitaliy LESNITSKIY, senior researcher of Laboratory of development of underground space of the cities, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: 1702746@gmail.com

# ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ НА ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

## LABORATORY STUDIES OF A STRESS STATE EFFECT ON SAND DEFORMATION CHARACTERISTICS

О. А. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук

О. Н. ИСАЕВ, канд. техн. наук

Р. Ф. ШАРАФУТДИНОВ, канд. техн. наук

В. С. МОРОЗОВ

Д. С. ЗАКАТОВ

*Приводятся результаты лабораторных исследований влияния напряженного состояния на деформационные характеристики грунтов на примере песчаных отложений. Исследования выполнены по результатам испытаний грунтов в условиях трехосного сжатия. Установлено, что деформационные характеристики существенно зависят от давления всестороннего обжатия и в меньшей степени – от плотности сложения. Выявлена эмпирическая зависимость, позволяющая оценивать начальный модуль деформации  $E_0$  из текущего  $E_{50}$ . Полученные зависимости позволяют учитывать дополнительные факторы при расчетах осадок аналитическими методами.*

### Ключевые слова:

*Модуль деформации, песок, трехосные испытания*

*Paper presents the results of laboratory studies of stress state effect on deformation characteristics in course of sand. The studies are based on the triaxle soil test results. It was found that deformation characteristics basically depend on the hydrostatic compression pressure and lesser – on the density. An empirical relationship, which allows to estimate an initial strain module  $E_0$  from secant  $E_{50}$  was revealed. The obtained dependencies allow to take into account additional factors in course of settlement calculation by analytical methods.*

### Key words:

*Deformation module, sand, triaxle test*

## Введение

Известно, что деформационные характеристики грунта зависят от напряженно-деформированного состояния (НДС) грунта, причем в большей степени, чем от плотности [1]. Более того, на основе этой зависимости, присущей исключительно пластичным материалам, разработаны методы управления осадкой фундамента путем регулирования НДС массива грунта [2-8], за что группа специалистов, в том числе НИИОСП им. Н. М. Герсванова под руководством В. П. Петрухина, получила премию правительства РФ [8].

При проектировании подземных частей сооружений и зданий на переуплотненных грунтах, учет напряженного состояния в сочетании с современными моделями позволяет получить достоверные результаты расчетов [9]. В условиях наличия жесткого ограждения котлована (например, «стены в грунте») возникает особое напряженное состояние, существенно влияющее на развитие осадок [10].

Вместе с тем в практике проектирования зависимость деформационных характеристик грунта от напряженного состояния не учитывается. Сдерживает активное применение её в практике геотехнических расчётов отсутствие в России полномасштабных исследований в этой области, с выбором требуемых параметров грунта и разработкой методики их определения с целью вычисления деформационных характеристик грунта для различных напряженных состояний, возникающих в массиве грунта, а также в связи с разработкой методики расчета осадки с учетом полученных зависимостей.

Исследование влияния напряженного состояния на деформационные свойства грунтов наиболее полно может быть выполнено в лабораторных условиях. Лабораторные испытания позволяют также выполнить исследования влияния различных факторов (физических свойств, напряженного состояния) на деформационные и прочностные характеристики грунтов, используемых в расчетах.

В статье приведены результаты экспериментальных исследований зависимости деформационных характеристик песков от напряженного состояния, полученные в процессе стабилметрических испытаний.

Работа выполнена по заказу ФАУ «ФЦС».

## Методика экспериментальных исследований

В качестве экспериментальных данных использовались результаты испытаний песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия.

Испытания выполнялись в приборе трехосного сжатия (стабилметре) GDS ELDYN (рис. 1), дающем возможность бокового расширения образца грунта в условиях трехосного осесимметричного нагружения при  $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ , с одновременным дополнительным вертикальным нагружением, где  $\sigma_1$  – максимальное главное напряжение;  $\sigma_3$  – минимальные,  $\sigma_2$  – промежуточные (равные минимальным) главные напряжения.

Особенность прибора состоит в том, что датчик измерения вертикального давления на образец (датчик силы) расположен внутри камеры трехосного сжатия, что позволяет измерять вертикальные напряжения с высокой точностью, исключая погрешность на трение штока.

Образцы грунтов отбирались в 2018 г. на строительных площадках объектов НИИОСП в московском регионе. Исследованы пески средней крупности, мелкие



и пылеватые, плотные и средней плотности, со степень неоднородности  $C_u = 2,1 \dots 2,8$  (т.е. пески относятся к однородным по ГОСТ 25100). На рис. 2 приведена кумулятивная кривая гранулометрического состава.



**Рис. 1.** Прибор трехосного сжатия GDS ELDYN в процессе испытания

Испытания образцов песчаного грунта в приборе трехосного сжатия выполнялись в условиях открытого дренажа по схеме консолидированно-дренированного (КД) испытания по п. 5.3.4 ГОСТ 12248-2010. В процессе испытаний грунтов фиксировали вертикальное давление на образец и его деформацию.

Для песков средней крупности испытания выполнялись при коэффициентах пористости  $e = 0,65$  и  $0,50$ ; для мелких и пылеватых песков  $e = 0,70, 0,60$  и  $0,50$ .

Испытания песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия выполняли по двум ветвям (с разгрузкой и с повторным нагружением) при не менее трех различных давлений бокового обжатия грунта: 100, 200 и 500 кПа. Для отдельных видов песков выполняли дополнительные испытания при давлениях обжатия 1000 и 1500 кПа для уточнения влияния высокого бокового давления на результаты испытаний. На рис. 3 приведены фотографии образцов песка до и после испытания.

Обработка результатов испытаний выполнялась по ГОСТ 12248-2010.

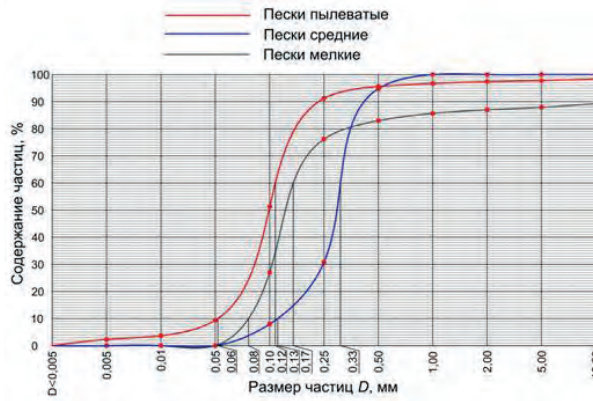


Рис. 2. Кумулятивная кривая гранулометрического состава



Рис. 3. Образец песчаного грунта до (а) и после (б) испытания

Основные результаты лабораторных испытаний песков приведены на рис. 4 и 5.

По результатам трехосных испытаний определялись следующие параметры:

- секущий модуль деформации грунта при нагружении  $E_{50}$ ;
- модуль деформации при разгрузке и повторном нагружении  $E_{ur}$ ;
- модуль деформации (начальный) при сжатии  $E_0$ ;
- $\nu_{ur}$  – коэффициент Пуассона при разгрузке/повторном нагружении.

Песок средней крупности

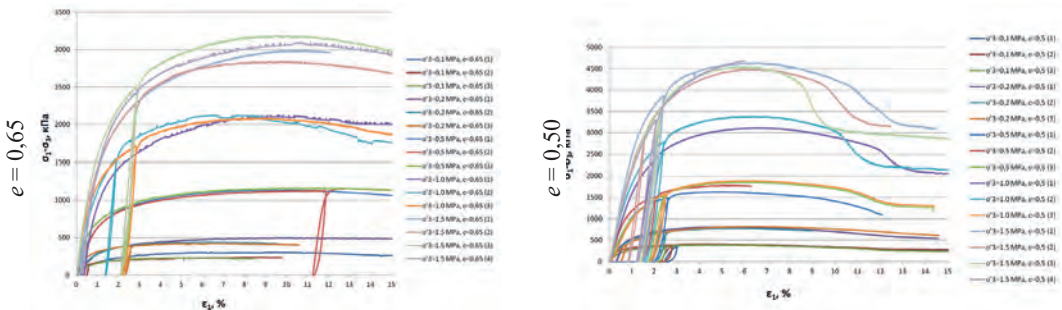


Рис. 4. Диаграммы одноосного нагружения при постоянном боковом давлении песка средней крупности

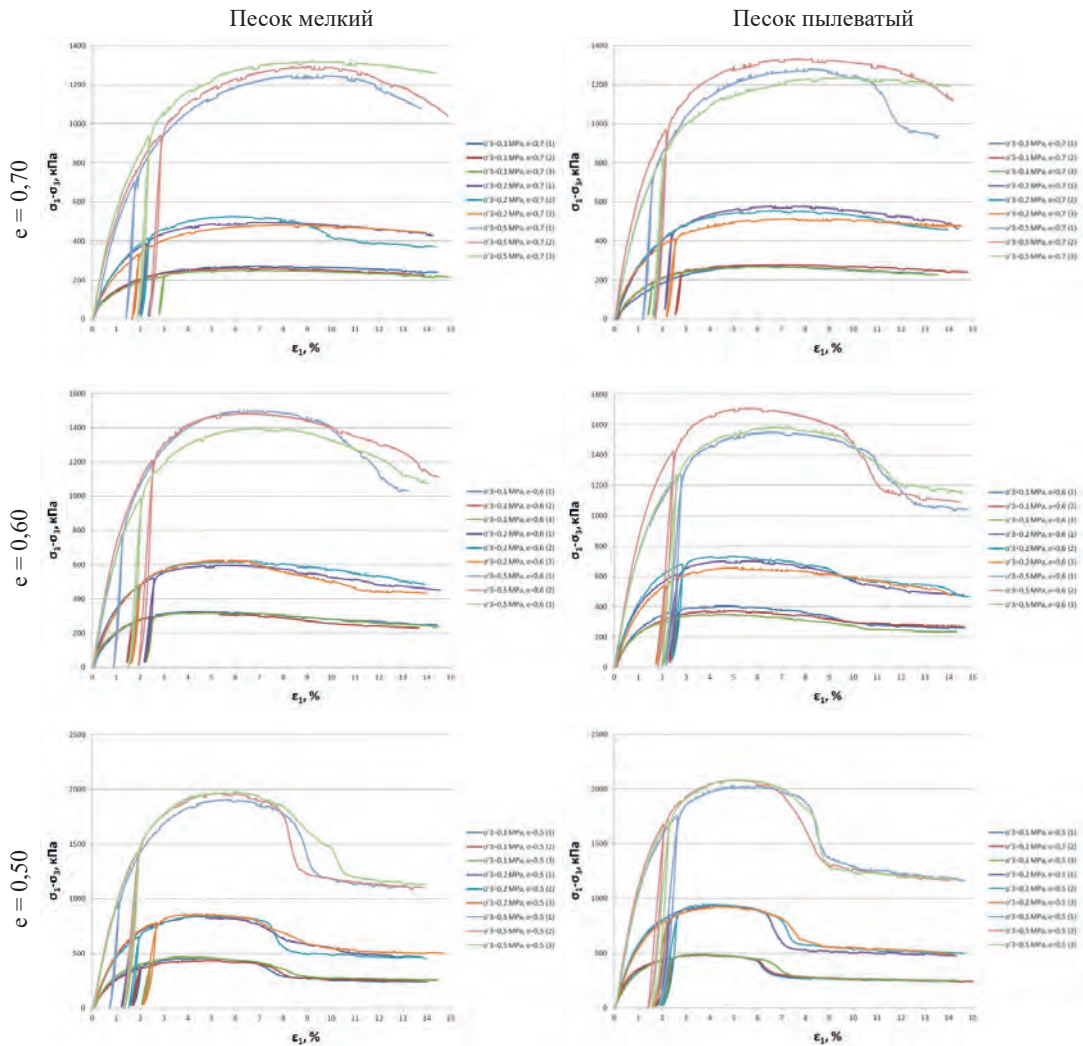


Рис. 5. Диаграммы одноосного нагружения при постоянном боковом давлении песка мелкого и пылеватого

### Результаты экспериментальных исследований

Исследования влияния напряженного состояния на деформационные характеристики песчаных грунтов выполнялось на основе корреляционно-регрессионного анализа.

Методика экспериментальных исследований состояла в следующем.

**На первом этапе** выделяли фактор напряженного состояния, способный влиять на деформационные характеристики  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_0$ ,  $\nu_{ur}$ . В качестве такого фактора рассматривалось боковое давление  $\sigma_3$  при трехосных испытаниях. Дополнительно исследовали влияние деформационных параметров  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_0$  для анализа их взаимного влияния.

**На втором этапе** для общей выборки (независимости от гранулометрического состава грунта) оценивали тесноту статистических связей выделенных факторов и параметров моделей с применением аппарата корреляционного анализа. В процес-

се статистических расчетов оценивали выборочный коэффициент корреляции  $\rho$  и его значимость по критерию  $T_{\text{набл}}$  [11].

Линейная зависимость между двумя параметрами считалась значимой, если выполнялось условие

$$T_{\text{набл}} > t_{\alpha}, \quad (1)$$

где  $t_{\alpha}$  – квантиль Стьюдента, определяемый в зависимости от доверительной вероятности  $\alpha$  (в описываемом исследовании  $\alpha = 0,85$  при двусторонней доверительной вероятности) и числа степеней свободы  $k = n - 2$ , где  $n$  – число точек выборки.

В табл. 1 представлены результаты вычислений выборочных коэффициентов корреляции между деформационными характеристиками и  $\sigma_3$  и деформационными параметрами для всей выборки.

Таблица 1

**Результаты вычислений выборочных коэффициентов корреляции  
и их значимости**

Параметр грунта	Объем выборки	Фактор			
		$\sigma_3$	$E_{50}$	$E_{ur}$	$E_0$
$E_{50}$	92	$\frac{0,87}{16,89}$	–	–	–
$E_{ur}$	83	$\frac{0,93}{22,44}$	$\frac{0,92}{21,72}$	–	–
$E_0$	92	$\frac{0,89}{18,52}$	$\frac{0,96}{33,38}$	$\frac{0,92}{32,97}$	–
$v_{ur}$	83	$\frac{-0,22}{2,03}$	$\frac{-0,14}{1,31}$	$\frac{-0,23}{2,16}$	$\frac{-0,14}{1,25}$

В числителе –  $\rho$ , в знаменателе –  $T_{\text{набл}}$ .

– наличие корреляционной связи при  $\alpha = 0,85$ ;

– отсутствие корреляционной связи при  $\alpha = 0,85$ .

На основе выполненных статистических расчетов по общей выборке можно отметить следующее.

Выявлена устойчивая тенденция к увеличению модулей деформации  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_0$  с увеличением бокового давления ( $\rho = 0,87 \dots 0,93$ ). Коэффициент Пуассона  $v_{ur}$  статистически не зависит от модулей деформации  $E_{50}$ ,  $E_0$  (коэффициент корреляции статистически незначим) и имеет слабую тенденцию к снижению с ростом бокового давления ( $\rho = -0,20 \dots -0,22$ ) и с увеличением  $E_{ur}$  ( $\rho = -0,23$ ).

В целом на основании выполненного анализа общей выборки данных по трехосным испытаниям грунтов можно сделать следующие выводы:

– модули деформации песчаных грунтов существенно зависят от бокового давления обжатия; а также величины модулей деформации тесно связаны между собой;

– коэффициент Пуассона при разгрузке/повторном нагружении слабо зависит от бокового давления и не зависит от величин модулей деформации.

**На третьем этапе** с целью исследования деформационных параметров в зависимости от бокового давления выполнен детальный анализ с разделением на виды

грунтов. Для них подбирали как линейные, так и нелинейные аппроксимирующие зависимости с целью выбора наиболее достоверной.

В табл. 2-4 и на рис. 6-8 представлены результаты статистических расчетов для деформационных параметров в зависимости от бокового давления обжатия с разбивкой на виды грунтов и коэффициенты пористости. Установлено, что для зависимостей  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_0$ ,  $v_{ur}$ , наибольшее значение коэффициента детерминации имеет линейная и степенная зависимость ( $R^2 = 0,73 \dots 0,99$ ). Получено, что начальный модуль деформации  $E_0$  в песках от крупных до пылеватых при различной плотности и при увеличении давления со 100 до 1500 кПа изменяется в 5 раз (см. рис. 8).

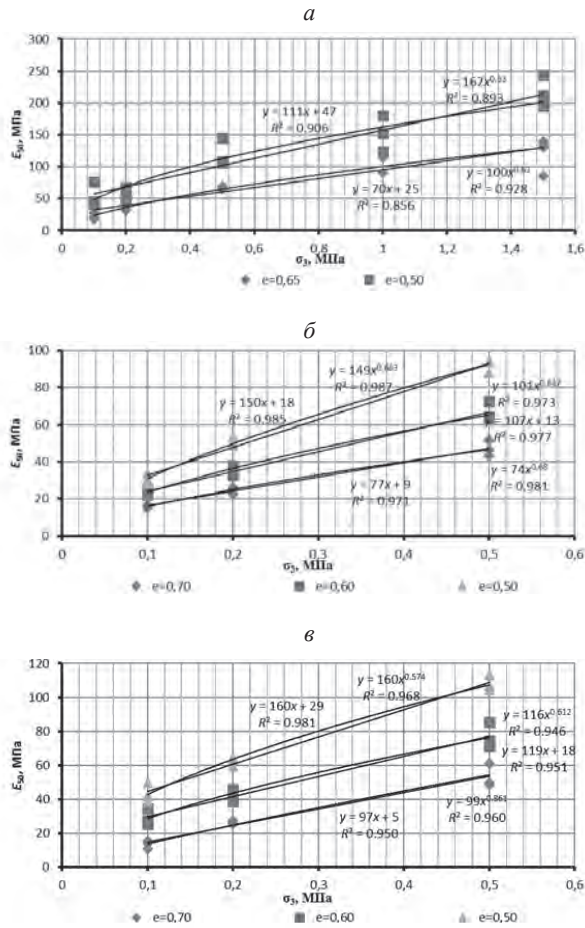
В случае обжатия песка средней плотности средней крупности всесторонней нагрузкой (без девиаторного нагружения) можно отметить, что с увеличением  $\sigma_3$  с 0,1 до 2 МПа величина  $e$  изменяется с 0,5 до 0,497, т.е. менее чем на 1% (рис. 9). Это подтверждает вывод о том, что при увеличении напряженного состояния в условиях отсутствия сдвиговых деформаций, коэффициент пористости не меняется. Аналогичная картина была получена и при испытании песков крупных и пылеватых при различных коэффициентах пористости.

В целом, выполненные исследования показывают существенную зависимость деформационных параметров  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_0$  от напряженного состояния. В первом приближении зависимость можно охарактеризовать как линейную.

Таблица 2

**Корреляционно-регрессионный анализ зависимостей текущего модуля деформации  $E_{50}$  от бокового давления  $\sigma_3$**

Вид исследуемой зависимости	$e$	Статистические показатели			
		$n$	$r$	$R^2$	Уравнение регрессии
<b>Песок средней крупности</b>					
$E_{50}(\sigma_3)$	0,65	16	0,925	0,856	$y = 70x + 25$
			–	0,928	$y = 100x^{0,63}$
	0,5	16	0,95	0,906	$y = 111x + 47$
			–	0,892	$y = 162x^{0,53}$
<b>Песок мелкий</b>					
$E_{50}(\sigma_3)$	0,7	9	0,985	0,971	$y = 77x + 9$
			–	0,981	$y = 74x^{0,68}$
	0,6	9	0,989	0,977	$y = 107x + 13$
			–	0,973	$y = 101x^{0,637}$
	0,5	9	0,992	0,985	$y = 150x + 18$
–			0,987	$y = 149x^{0,683}$	
<b>Песок пылеватый</b>					
$E_{50}(\sigma_3)$	0,7	9	0,975	0,950	$y = 97x + 5$
			–	0,960	$y = 99x^{0,861}$
	0,6	9	0,975	0,951	$y = 119x + 18$
			–	0,946	$y = 116x^{0,612}$
	0,5	9	0,990	0,981	$y = 160x + 29$
			–	0,987	$y = 160x^{0,574}$
Примечания: $n$ – объем выборки; $r$ – коэффициент корреляции; $R^2$ – коэффициент детерминации.					



**Рис. 6.** Влияние бокового давления  $\sigma_3$  на секционный модуль деформации  $E_{50}$  для песка средней крупности (а), мелкого (б) и пылеватого (в)

Таблица 3

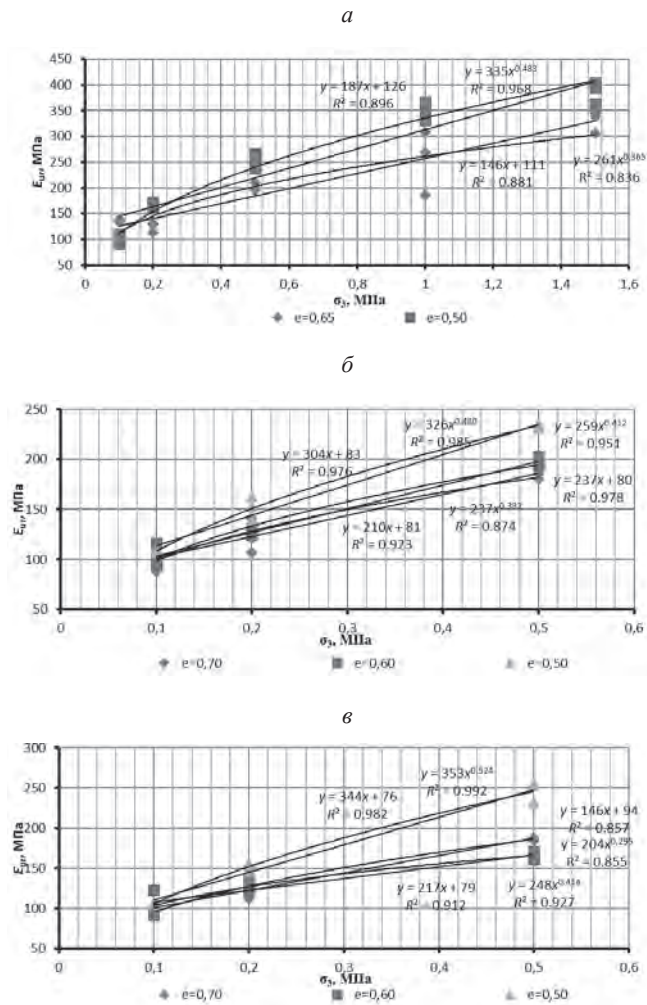
**Корреляционно-регрессионный анализ зависимостей модуля деформации разгрузки/повторного нагружения  $E_{ur}$  от бокового давления  $\sigma_3$**

Вид исследуемой зависимости	$e$	Статистические показатели			
		$n$	$r$	$R^2$	$n$
Песок средней крупности					
$E_{ur}(\sigma_3)$	0,65	16	0,939	0,881	$y = 146x + 111$
			–	0,836	$y = 261x^{0,365}$
	0,5	16	0,947	0,896	$y = 187x + 126$
			–	0,968	$y = 335x^{0,483}$
Песок мелкий					
$E_{ur}(\sigma_3)$	0,7	9	0,961	0,923	$y = 210x + 81$
			–	0,874	$y = 237x^{0,382}$
	0,6	9	0,989	0,978	$y = 237x + 80$
			–	0,973	$y = 259x^{0,412}$

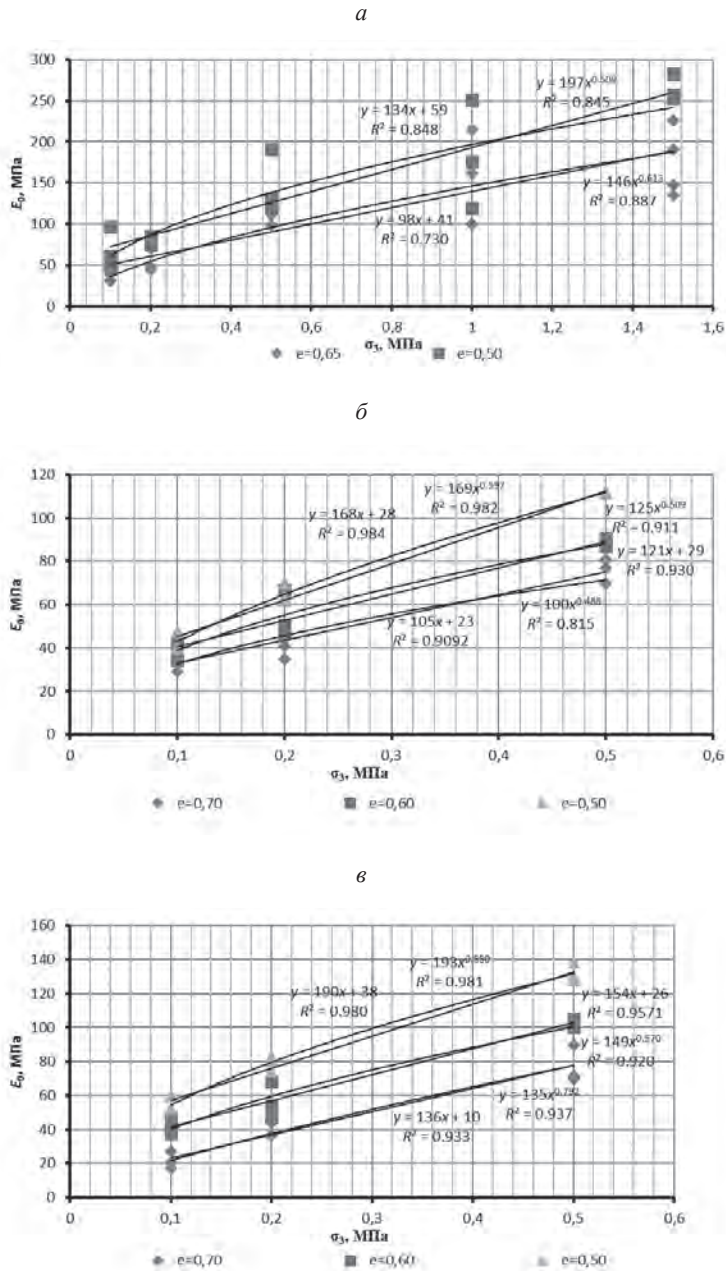


Вид исследуемой зависимости	$e$	Статистические показатели			
		$n$	$r$	$R^2$	$n$
$E_{ur}(\sigma_3)$	0,5	9	0,989	0,976	$y = 304x + 83$
			–	0,985	$y = 326x^{0,480}$
Песок пылеватый					
$E_{ur}(\sigma_3)$	0,7	9	0,956	0,915	$y = 217x + 79$
			–	0,927	$y = 248x^{0,414}$
	0,6	9	0,926	0,857	$y = 146x + 94$
			–	0,855	$y = 204x^{0,295}$
	0,5	9	0,991	0,982	$y = 344x + 76$
			–	0,992	$y = 353x^{0,524}$

Примечания:  
 $n$  – объем выборки;  
 $r$  – коэффициент корреляции;  
 $R^2$  – коэффициент детерминации.



**Рис. 7.** Влияние бокового давления  $\sigma_3$  на модуль деформации при разгрузке/повторном нагружении  $E_{ur}$  для песка средней крупности (а), мелкого (б) и пылеватого (в)

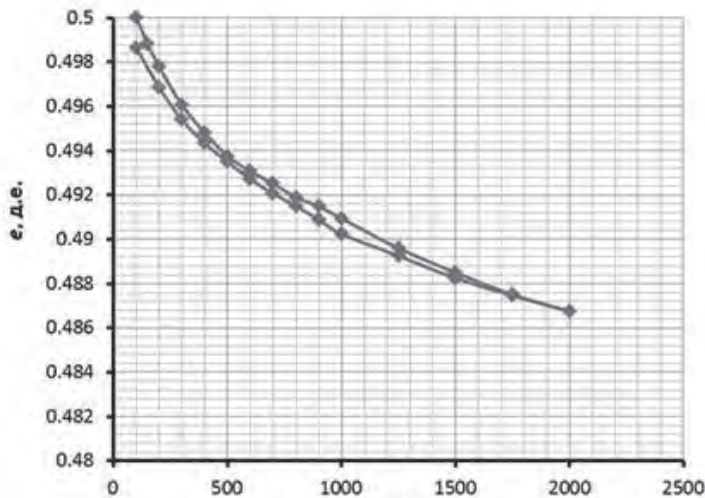


**Рис. 8.** Влияние бокового давления  $\sigma_3$  на начальный модуль деформации  $E_0$  для песка средней крупности (*a*), мелкого (*б*) и пылеватого (*в*)

Таблица 4

**Корреляционно-регрессионный анализ зависимостей начального модуля деформации  $E_0$  от бокового давления  $\sigma_3$**

Вид исследуемой зависимости	$e$	Статистические показатели			
		$n$	$r$	$R^2$	$n$
Песок средней крупности					
$E_0(\sigma_3)$	0,65	16	0,9853	0,730	$y = 98x + 41$
			–	0,887	$y = 146x^{0,613}$
	0,5	16	0,921	0,848	$y = 134x + 59$
			–	0,845	$y = 197x^{0,508}$
Песок мелкий					
$E_0(\sigma_3)$	0,7	9	0,954	0,909	$y = 105x + 23$
			–	0,815	$y = 100x^{0,488}$
	0,6	9	0,965	0,930	$y = 121x + 29$
			–	0,911	$y = 125x^{0,509}$
	0,5	9	0,992	0,984	$y = 168x + 28$
			–	0,982	$y = 169x^{0,597}$
Песок пылеватый					
$E_0(\sigma_3)$	0,7	9	0,966	0,933	$y = 136x + 10$
			–	0,937	$y = 134x^{0,792}$
	0,6	9	0,978	0,957	$y = 154x + 26$
			–	0,920	$y = 149x^{0,570}$
	0,5	9	0,990	0,980	$y = 190x + 38$
			–	0,981	$y = 193x^{0,550}$
Примечания: $n$ – объем выборки; $r$ – коэффициент корреляции; $R^2$ – коэффициент детерминации.					



**Рис. 9.** Диаграмма измерения коэффициента пористости  $e$  в процессе трехосных испытаний для песков средней плотности

### Практическое применение результатов экспериментальных исследований

В геотехнической практике эталонным можно считать модуль деформации, полученный по результатам штамповых испытаний в полевых условиях. Этот модуль применяется в «стандартизированных» моделях грунтов и характеризует линейную деформацию штампа на начальном (линейном) участке. Используемый выше начальный модуль деформации  $E_0$  – модуль деформации, получаемый из трехосных испытаний грунтов на начальном линейном участке. Этот модуль деформации с определенной долей условности можно считать близким к штамповому.

По мнению авторов статьи, наиболее достоверно  $E_0$  может быть получен в приборах трехосного сжатия с кинематическим режимом нагружения образцов. При нагружении образцов ступенчатой нагрузкой необходимо применение малых ступеней нагрузки для фиксации  $E_0$ , что не всегда возможно. В дальнейшем необходимо разработать требования по определению начального модуля деформации, что также актуально в силу всё большего применения моделей грунтов, учитывающих жесткость при пороговых деформациях грунта.

На основе регрессионного анализа получено, что модули деформации исследованных песков связаны между собой линейно и могут быть описаны зависимостью (рис. 10):

$$E_{50} = 0,75E_0. \quad (2)$$

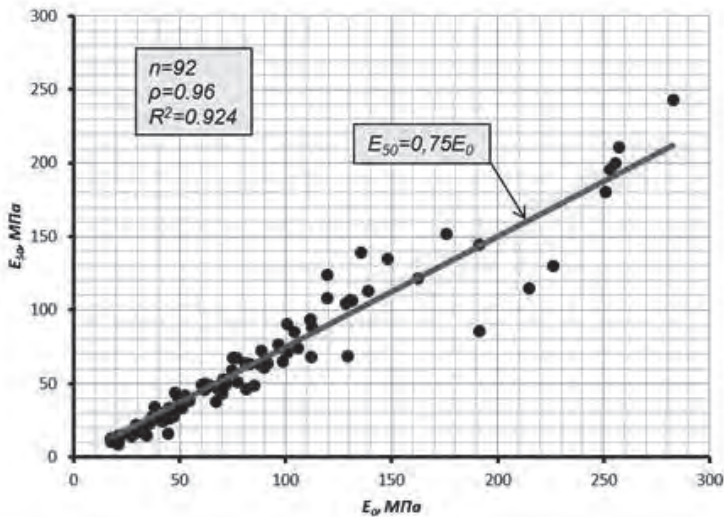


Рис. 10. Зависимость касательного модуля деформации  $E_{50}$  от начального  $E_0$

Полученная эмпирическая зависимость позволяет оценивать начальный модуль деформации  $E_0$  из текущего  $E_{50}$ .

Практическое применение результатов исследований заключается в следующем.

При выполнении аналитических расчетов фундаментов (метод послойного суммирования по СП 22.133330) подразумевает применение штампового модуля деформации. Для грунтов, где в силу технических причин выполнение штамповых испытаний

невозможно (например, грунты на большой глубине – основания высотных зданий), в расчетах может быть применен начальный модуль деформации  $E_0$ , определяемый в процессе стабилметрических испытаний. Правомерность такого определения базируется на том, что для зданий на плитных или свайных фундаментах (наиболее широко применяемых для высотных зданий) деформация массива грунта линейно зависит от приложенной нагрузки. Это связано с незначительным развитием зон пластических деформаций, формирующихся в зоне под краем фундамента.

Полученные зависимости позволяют также учитывать дополнительные факторы при расчетах осадок аналитическими методами. Это дает возможность определять модуль деформации с учетом напряженного состояния и открывает возможность рассчитывать осадку аналитическим методом послойного суммирования для переуплотненных неоднородных анизотропных грунтов.

### Выводы

1. В статье приведены результаты экспериментальных исследований влияния напряженного состояния на деформационные характеристики грунта на примере песков. Исследования выполнены по результатам испытаний грунтов в условиях трехосного сжатия.

2. В результате выполненного корреляционного анализа установлено, что модули деформации песчаных грунтов существенно зависят от бокового давления обжатия и в меньшей степени – от коэффициента пористости; величины модулей деформации также тесно связаны между собой. Получено, что начальный модуль деформации  $E_0$  в песках от крупных до пылеватых при различной плотности и повышении бокового давления обжатия со 100 до 1500 кПа изменяется в 5 раз. Влияние физических характеристик на деформационные свойства грунтов происходит в меньшей степени. В целом выполненные исследования показывают существенную зависимость деформационных параметров  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_0$  от напряженного состояния. В первом приближении зависимость можно охарактеризовать как линейную.

3. Для грунтов, где в силу технических причин выполнение штамповых испытаний невозможно (например, грунты на большой глубине – основания высотных зданий), в расчетах может быть применен начальный модуль деформации  $E_0$ , определяемый в процессе стабилметрических испытаний. Правомерность такого определения базируется на том, что для зданий на плитных или свайных фундаментах (наиболее широко применяемых для высотных зданий), деформация массива грунта линейно зависит от приложенной нагрузки. Это связано с незначительным развитием зон пластических деформаций, формирующихся в зоне под краем фундамента.

4. Получена эмпирическая зависимость, позволяющая оценивать начальный модуль деформации  $E_0$  из секущего  $E_{50}$ . Эта зависимость может быть использована для предварительных расчетов осадок с применением аналитических методик СП 22.13330.

5. Полученные зависимости позволяют при расчетах осадок аналитическими методами учитывать дополнительные факторы. Это дает возможность определять мо-

дуть деформации, с учетом напряженного состояния и открывает возможность рассчитывать осадку аналитическим методом послойного суммирования для переуплотненных, неоднородных, анизотропных грунтов.

6. Необходима разработка требований по определению начального модуля деформации. Это также актуально в силу всё большего применения моделей грунтов, учитывающих жесткость при пороговых деформациях грунта.

## Библиографический список

1. Шулятьев О. А. Изменение напряженно-деформированного состояния массива грунта или его уплотнение при инъекции // Основание, фундаменты и механика грунтов. 2016. №3. С. 39-40.
2. Шулятьев О. А. Основания и фундаменты высотных зданий: Научное издание. М.: Изд. АСВ. 2016.
3. Крыжановский А. Л., Бокижанов Х. И.-М. Потанов В. Н Уменьшение осадки и крена сооружений методом предварительного напряжения их оснований/Энергетическое строительство. 1990. №5. С. 40-43.
4. Шулятьев О. А. Искусственное изменение напряженно-деформированного состояния грунта для решения геотехнических задач/Тр. НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, 2001. С. 149-161.
5. Тер-Мартirosян З. Г. Напряженно-деформированное состояние анизотропного водонасыщенного основания/Вестн. МГСУ. 2006. №1. С. 28-37.
6. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema, Rotterdam. 1999.
7. Burland J. B., Standing J. R., Jardine F. M. Building Response to Tunneling. Case Studies from Construction of the Jubilee Extension Line, London/. – L., 2001.
8. Петрухин В. П., Шулятьев О. А., Мозгачева О. А. Новые способы геотехнического проектирования и строительства: Научное издание. М.: Изд. АСВ, 2015..
9. Oleg Shulyatiev, Oleg Isaev, Rafael Sharafutdinov, Galina Gordyshina, Sergey Sereda. Geotechnical Aspects of the Reconstruction of the Moscow Luzhniki Stadium. Proc. of the 19<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 17-22 september 2017. Seoul, Korea. Pp. 2049-2052.
10. Шулятьев О. А., Исаев О. Н., Наятов Д. В., Шарафутдинов Р. Ф. Прогноз развития деформаций основания многофункционального жилого комплекса // Геотехника. 2017. №2. С. 4-15.
11. Гмурман В. Е. Теория вероятностей и математическая статистика: Учеб. пособ. для вузов. – М.: Высш. шк., 2003.



## Авторы:

Олег Александрович ШУЛЯТЪЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н. М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg SHULJATJEV, Ph. D. in Engineering, Deputy Technical Director of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Олег Николаевич ИСАЕВ, канд. техн. наук, заведующий сектором геотехники подземных линейных сооружений, НИИОСП им. Н. М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg ISAEV, Ph. D. in Engineering, Head of Underground Linear Structures Geotechnical Division, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

Рафаэль Фаритович ШАРАФУТДИНОВ, канд. техн. наук, старший научный сотрудник сектора геотехники подземных линейных сооружений НИИОСП им. Н. М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Rafael SHARAFUTDINOV, Ph. D. in Engineering, Senior researcher of Underground Linear Structures Geotechnical Division, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: r.f.sharaf@gmail.com  
тел.: +7 (903) 518-73-10

Владимир Сергеевич МОРОЗОВ, инженер сектора геотехники подземных линейных сооружений НИИОСП им. Н. М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва  
Vladimir MOROSOV, engineer of Underground Linear Structures Geotechnical Division, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

Денис Сергеевич ЗАКАТОВ, инженер сектора геотехники подземных линейных сооружений НИИОСП им. Н. М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва  
Denis ZAKATOV, engineer of Underground Linear Structures Geotechnical Division, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

# Уважаемые авторы!

Журнал «Вестник НИЦ «Строительство» принимает для размещения только оригинальные научные статьи согласно тематике журнала, не опубликованные ранее в других печатных изданиях!

Для публикации статьи в журнале ВЕСТНИК необходимо представить на электронную почту редакции [vestnikstroy@list.ru](mailto:vestnikstroy@list.ru) следующие материалы (подробно см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru> раздел Авторам – Правила оформления статьи):

1. Название статьи - на русском и английском языках.
2. Индекс УДК.
3. Информация об авторе на русском и английском языках:
  - 3.1. Ф.И.О. автора (полностью).
  - 3.2. Ученая степень, ученое звание, должность, место и адрес работы/место учебы.
  - 3.3. E-mail автора, телефон для связи.
4. Аннотация / Abstract (на русском и английском языках): 150-200 слов.
5. Ключевые слова / Keywords (на русском и английском языках): 5-10 слов или словосочетаний.
6. Введение.
7. Основной раздел.
8. Заключение.
9. Библиографический список, оформленный должным образом (см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru>).
10. Рецензия на статью. Рецензент должен обладать ученой степенью и, желательно, ученым званием по специальности, соответствующей теме статьи.
11. Рисунки и таблицы должны иметь названия и ссылки в тексте.
12. Рисунки предоставляются отдельными файлами в форматах: eps, ai, cdr, jpeg, tiff.
13. Статьи, содержащие формулы, должны, помимо word-файла, дублироваться pdf-файлом, чтобы избежать искажения формул.
14. Рекомендуемый объем статьи – 10-12 страниц текста шрифтом Arial размером 12 пунктов через полтора интервала (32 строки на странице).
15. Число авторов (соавторов) не должно превышать четырех. В обоснованных случаях это число может быть увеличено, но при этом соавторы дополнительно должны представить обоснование с характеристикой содержания/объема работы, выполненной каждым из них.

По вопросам оформления статей и приобретения ВЕСТНИКа обращаться в редакцию журнала по телефонам +7(495) 602-00-70 доб. 1014/1002 или по e-mail: [vestnikstroy@list.ru](mailto:vestnikstroy@list.ru)

Возможно также оформить подписку по каталогу Роспечать: подписной индекс 36569; 82868, тел. +7 (495) 921-25-50

# УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

Приглашает вас:

- Повысить квалификацию специалистов и экспертов
- Пройти обучение в аспирантуре
- Подготовить диссертацию
- Защитить диссертацию на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук



**НИЦ строительство**  
научно-исследовательский центр



**ЦНИИС**  
И.М. ВАЛ. КУЧЕРЕНКО



**НИИЖБ**  
И.М. АЛ. ГВОЗДЕВА



**НИИОСП**  
И.М. И.М. ПЕРСЕВАНОВА



## ОБУЧЕНИЕ В АСПИРАНТУРЕ АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРОВОДИТСЯ ПО СЛЕДУЮЩИМ ФОРМАМ ОБУЧЕНИЯ:

очная

прикрепление лиц  
для подготовки  
диссертации  
на соискание  
ученой степени  
кандидата наук \*

заочная

\* без освоения программ подготовки научно-педагогических кадров в аспирантуре



1

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства



2

Преподавательский состав  
Учебного центра

- Лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- Учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения



3

Набор в аспирантуру  
и докторантуру  
АО «НИЦ «Строительство»  
проводится по направлению  
08.06.01 «Техника и технологии  
строительства» по направленностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»

4

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»



г. Москва,  
2-я Институтская ул., д. 6



+7(499) 174-73-84  
+7(499) 174-73-80



motorina@cstroy.ru  
smirnova@cstroy.ru  
cool.opk2012@yandex.ru



www.cstroy.ru



НИИОСП

ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



ниц строительство

научно-исследовательский центр



НИИОСП им. Н.М. Герсевича  
АО «НИЦ «Строительство»

# НАПРАВЛЕНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ

- фундаментальные и прикладные исследования в области механики грунтов, фундаментостроения, подземного строительства, геоэкологии
- создание нормативной базы для фундаментостроения и подземного строительства
- разработка прогрессивных методов и средств для исследования строительных свойств грунтов, контроля качества строительных работ, оценки технического состояния конструкций зданий и сооружений при их обследовании и мониторинге
- создание современных конструкций, технологий и оборудования для фундаментостроения, подземного строительства, реконструкции
- проведение инженерно-геологических и инженерно-геодезических изысканий для строительства
- проектирование оснований, фундаментов и подземных сооружений для сложных инженерно-геологических, природно-климатических и геотехнических условий; сооружений для защиты от загрязнений подземных и поверхностных вод, а также инженерной подготовки территорий
- обследование и оценка технического состояния зданий и сооружений при реконструкции, а также в зонах влияния строящихся объектов
- геотехнический мониторинг
- инжиниринговые услуги
- научно-техническое сопровождение строительства ответственных и сложных объектов

**НИИОСП ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРЕДЛАГАЕТ  
ИСПОЛЬЗОВАТЬ МНОГОЛЕТНИЙ ОПЫТ НАШИХ СПЕЦИАЛИСТОВ  
НА ОСНОВЕ ВЗАИМОВЫГОДНОГО СОТРУДНИЧЕСТВА**

**Контакты:**

**тел: +7 (499) 170-57-92, +7 (499) 170-63-12**

**e-mail: [niiosp@niiosp.ru](mailto:niiosp@niiosp.ru)**

**сайт: [www.niiosp.ru](http://www.niiosp.ru)**



# ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ

механике грунтов и грунтоведению

Терминологический словарь содержит около 2 тысяч основных терминов по фундаментостроению, механике грунтов и грунтоведению. В словаре дана не только расшифровка терминов, но и поясняющие их графики, рисунки и таблицы, а также этимология терминов и их английские аналоги.

Словарь предназначен для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, преподавателей и студентов соответствующих вузов.

П.А. Коновалов В.П. Коновалов Ф.Ф. Зехниев

ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ  
ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ  
МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ И ГРУНТОВЕДЕНИЮ



**НИЦ строительство**  
научно-исследовательский центр



**НИИОСП**  
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



#### Из предисловия:

Предлагаемый вниманию читателя труд – это исполнение мечты нашего замечательного учителя, доброго и внимательного человека: профессора Павла Александровича Коновалова (1933-2016). Он начал его проектировать еще в середине прошлого века. До последнего года своей жизни он работал и неуклонно шел к реализации этого плана: создать терминологический словарь, который представит огромный интеллектуальный ресурс научного языка.



#### Выпуск словаря приурочен к 85-летию юбилею учёного.

Соавторами стали его ученик Фаршед Фарухович Зехниев – к.т.н., доцент, Почётный строитель РФ, заведующий лабораторией НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство» и сын учёного Владимир Павлович Коновалов – к.т.н., доцент, геотехник.

По вопросам приобретения словаря можно обращаться в АО «НИЦ «Строительство» по телефону: +7 (495) 602-00-70 доб. 1002/1014, e-mail: [inf@cstroy.ru](mailto:inf@cstroy.ru) или в Издательство АСВ: [www.iasv.ru](http://www.iasv.ru)



Научное издание  
Вестник НИЦ «Строительство»  
Вып. 1(20) 2019

Редактор выпуска Савельева М.А.  
Компьютерная верстка Магомедова М.Р.  
Фото обложки Павел Смирнов

Подписано в печать 22.01.2019. Формат 70×100/16  
Бумага мелованная. Офсетная печать.  
Тираж 500 экз. Заказ №317.

Отпечатано в типографии  
ООО «Красногорский полиграфический комбинат»  
Юридический адрес: 107140, г. Москва, 1-й Красносельский пер., д. 3, офис 17  
Фактический адрес: 115093 г. Москва, Партийный переулок д. 1 корп.58, стр.3 пом.7