

РЕДАКЦИЯ

107076, Москва, ул. Электrozаводская, дом 60.
Тел.: +7 (495) 210-63-90, 210-63-06.
E-mail: info@geomark.ru

Екатерина ТОРБИНА
Генеральный директор
torbinae@gmail.com

Галина АПТИКАЕВА
Литературный редактор
info@geomark.ru

Ольга КРЕНДЯСОВА
Корректор

Павел КРЮКОВ
Руководитель рекламного сектора
kpp@geomark.ru

Татьяна ТАТАРИНЦЕВА
Отдел подписки и распространения
pr@geomark.ru

ИП Смирнова М.А.
Дизайн и верстка

Редакция может не разделять точку зрения автора.
За содержание рекламных материалов редакция
ответственности не несет

Подписано в печать 20.09.2016 г. Тираж 1000 экз.
Свидетельство о регистрации средства массовой
информации ПИ № ФС77-48919 от 12 марта 2012 г.
Журнал включен в перечень ВАК

© ООО «Геомаркетинг»

Цена свободная

**СОСТАВ НАУЧНО-РЕДАКЦИОННОГО СОВЕТА
ЖУРНАЛА «ГЕОТЕХНИКА»**

ВОЗНЕСЕНСКИЙ Е.А.

Главный редактор журнала «Геотехника», заместитель декана,
профессор кафедры инженерной и экологической геологии
геологического факультета МГУ им. М.В. Ломоносова, д.г.-м.н.

БОГДАНОВ М.И.

Заместитель главного редактора журнала «Геотехника»,
генеральный директор ООО «ИГИИС», к.г.-м.н.

ШАШКИН А.Г.

Заместитель главного редактора журнала «Геотехника»,
генеральный директор института «Геореконструкция»,
доцент кафедры оснований и фундаментов Петербургского
государственного университета путей сообщения
Императора Александра Первого, д.г.-м.н.

БОЛДЫРЕВ Г.Г.

Директор по научной работе и инновациям ООО «НПП "Геотек"»,
профессор кафедры геотехники и дорожного строительства
Пензенского государственного университета архитектуры и
строительства, д.т.н.

БРУШКОВ А.В.

Заведующий кафедрой геокриологии геологического факультета
МГУ им. М.В. Ломоносова, д.г.-м.н., профессор

КАПУСТИН В.В.

Технический директор ООО «НИИ Геотех», к.ф.-м.н.

КУБЕЦКИЙ В.Л.

Руководитель центра мониторинга строительства зданий
и сооружений, оснований и фундаментов ОАО «НИИМосстрой»,
профессор кафедры зданий и сооружений на транспорте МИИТ,
д.т.н., почетный строитель г. Москвы

МИРНЫЙ А.Ю.

Научный сотрудник НОЦ «Геотехника», доцент кафедры МГСУ,
к.т.н.

ТЕР-МАРТИРОСЯН З.Г.

Профессор кафедры механики грунтов и геотехники МГСУ,
д.т.н.

ТЕР-МАРТИРОСЯН А.З.

Руководитель НОЦ «Геотехника», доцент кафедры механики
грунтов и геотехники МГСУ, к.т.н.

УЛИЦКИЙ В.М.

Заведующий кафедрой оснований и фундаментов ПГУПС,
заместитель председателя Городской экспертно-
консультативной комиссии по основаниям, фундаментам и
подземным сооружениям при Правительстве Санкт-Петербурга,
д.т.н., профессор

ТРУФАНОВ А.Н.

Заведующий лабораторией методов исследования грунтов
НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, к.т.н.

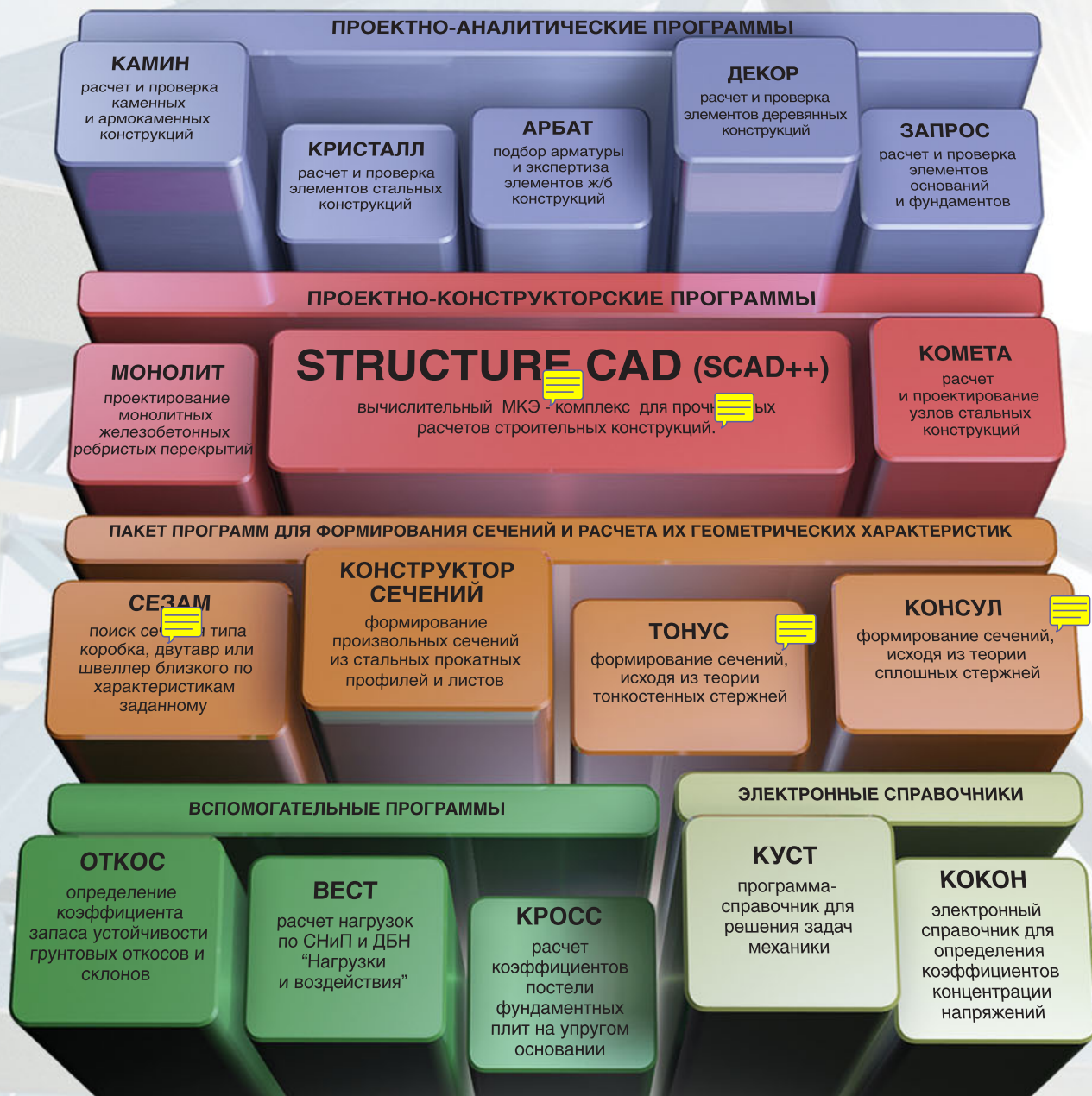
БАРВАШОВ В.А.

Ведущий научный сотрудник ОАО «НПЦ "Строительство"»,
к.т.н.



Грунтовый вискозиметр <i>Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С.</i>	4
Об интерпретации данных статического зондирования грунтов <i>Болдырев Г.Г., Каширский В.И., Мельников А.В.</i>	10
Тепломассоперенос в грунтах оснований при использовании сезонно-действующих охлаждающих устройств <i>Ефимов В.М., Попенко Ф.Е., Рожин И.И., Степанов А.В.</i>	16
Определение теплопередающих характеристик вертикального парожидкостного термостабилизатора грунта с разными теплоносителями <i>Ибрагимов Э.В., Гракович Л.П.</i>	24
Влияние выбора прочностных параметров на величину коэффициента устойчивости склона при численном моделировании <i>Мирный А.Ю., Сидоров В.В.</i>	30
Способ усиления основания фундамента путем пробивки скважин с неоднократной подачей жесткого материала <i>Аникьев А.А.</i>	38
Динамический критерий предельного сопротивления свай удерживающего сооружения при взаимодействии с оползневым грунтом <i>Деревенец Ф.Н., Маций С.И.</i>	46
Применение свай ЭРТ для ликвидации предаварийной ситуации при строительстве фундамента <i>Соколов Н.С., Никифорова Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н.</i>	54
Вторая российская учебно-практическая молодежная конференция по геотехнике <i>Чепурнова А.А., Тер-Мартirosян А.З., Туликов М.М., Шулятьев С.О.</i>	62
Самое полное в Европе отдельное издание по геотехнике <i>Мангушев Р.А.</i>	68
Soil viscosimeter <i>Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Mirnyy A.Yu., Sobolev E.S.</i>	4
On data interpretation of static probing of soils <i>Boldyrev G.G., Kashirskiy V.I., Melnikov A.V.</i>	10
Heat and mass transfer in foundation soils during operation of seasonally acting cooling devices <i>Efimov V.M., Popenko F.E., Rozhin I.I., Stepanov A.V.</i>	16
Determining the heat-transfer characteristics of a vertical vapor-liquid heat stabilizer of soils with various heat carriers <i>Ibragimov E.V., Grakovich L.P.</i>	24
Influence of selecting the strength parameters on the slope stability coefficient value by the results of numerical simulation <i>Mirnyy A.Yu., Sidorov V.V.</i>	30
A method of strengthening foundation soils by punching wells with repeated feed of hard material <i>Anikiyev A.A.</i>	38
A dynamic criterion of the ultimate resistance of piles of a retaining structure at interaction with landslide soil <i>Derevenets F.N., Matsiy S.I.</i>	46
Using ERT piles manufactured by the electric discharge technology to overcome a pre-emergency situation during construction of a foundation <i>Sokolov N.S., Nikiforova N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N.</i>	54
The second Russian training and practice youth conference on geotechnics <i>Chepurnova A.A., Ter-Martirosyan A.Z., Tupikov M.M., Shulyatyev S.O.</i>	62
The most complete separate edition in Europe on geotechnics <i>Mangushev R.A.</i>	68

Вычислительный комплекс программ предназначен для решения задач проектирования зданий и сооружений достаточно сложной структуры, где основные трудности представляет определение напряженно-деформированного состояния конструкции. Комплекс снабжен модулями анализа прочности и подбора сечений элементов стальных конструкций, а также арматуры в элементах железобетонных конструкций, под воздействием, как статических, так и динамических нагрузений.



ГРУНТОВЫЙ ВИСКОЗИМЕТР

SOIL VISCOSIMETER

ТЕР-МАРТИРОСЯН З.Г.

Главный научный сотрудник научно-образовательного центра «Геотехника», профессор кафедры механики грунтов и геотехники Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ), д. т. н., г. Москва, gic-mgsu@mail.ru

ТЕР-МАРТИРОСЯН А.З.

Руководитель научно-образовательного центра «Геотехника», доцент кафедры механики грунтов и геотехники Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ), к. т. н., г. Москва, gic-mgsu@mail.ru

МИРНЫЙ А.Ю.

Старший научный сотрудник научно-образовательного центра «Геотехника» Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ), к. т. н., г. Москва, reg@oconnor.ru

СОБОЛЕВ Е.С.

Научный сотрудник научно-образовательного центра «Геотехника», старший преподаватель кафедры механики грунтов и геотехники Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ), к. т. н., г. Москва, e.s.sobolev@mail.ru

TER-MARTIROSYAN Z.G.

Chief researcher of the “Geotechnics” research and education center, professor of the Soil Mechanics and Geotechnics Department of the Moscow State University of Civil Engineering, DSc (doctor of science in Technics), Moscow, gic-mgsu@mail.ru

TER-MARTIROSYAN A.Z.

Head of the “Geotechnics” research and education center, associate professor of the Soil Mechanics and Geotechnics Department of the Moscow State University of Civil Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, gic-mgsu@mail.ru

MIRNY A.Yu.

Senior researcher of the “Geotechnics” research and education center of the Moscow State University of Civil Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, reg@oconnor.ru

SOBOLEV E.S.

Researcher of the “Geotechnics” research and education center, senior lecturer of the Soil Mechanics and Geotechnics Department of the Moscow State University of Civil Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, e.s.sobolev@mail.ru

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Дисперсный грунт; песчаный грунт; вязкость грунта; вискозиметр.

АННОТАЦИЯ

В настоящее время имеется несколько распространенных методик определения вязкости грунтов. Наиболее часто для этого используются стандартный срезовой прибор и установка для испытаний на кручение. Однако их применение имеет ряд недостатков. В связи с этим специалистами Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ) был предложен новый прибор для определения вязкости дисперсных грунтов, разработанный на основе стабилометра с камерой типа Б, — вискозиметр. В статье рассматриваются конструкция вискозиметра, методика определения вязкости грунтов с его использованием и некоторые результаты экспериментальной проверки его работы.

KEYWORDS

Disperse soil; sand soil; soil viscosity; viscosimeter.

ABSTRACT

There are several widespread methods for determining soil viscosity now. The standard shear test device and torsion test apparatus are the most commonly used installations for that. However, application of them has a number of disadvantages. Therefore specialists of the Moscow State University of Civil Engineering proposed a new device for determining disperse soil viscosity on the basis of the stabilometer with the B-type camera (viscosimeter). The paper considers the construction of the viscosimeter, the technique for determining soil viscosity in it and some experimental verification results of its work.

Введение

В настоящее время существует несколько распространенных методик определения вязкости грунтов.

Наиболее часто используется способ определения вязкости в стандартном срезовом приборе. Однако этот прибор, широко применяемый для определения прочностных параметров, не очень пригоден для исследований деформационных процессов. Зона сдвига образца в нем мала и является неопределенной, что не позволяет с достаточной точностью определять относительные деформации сдвига. К числу его недостатков следует отнести также переменность рабочей площади образца, ограниченность величины деформации и непостоянство зазора между верхней и нижней каретками [2]. Применение прибора перекашивания решает часть указанных проблем, однако величины деформаций в нем также являются ограниченными.

Для определения вязкости грунтов также широко используется прибор для испытаний на кручение, в котором создаются условия чистого сдвига и есть возможность вызывать практически неограниченные деформации без изменений рабочей площади образца. Однако в нем трудно создать сложное напряженное состояние, в котором, как правило, находятся грунты в реальных условиях.

В связи с этим специалистами Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ) был предложен новый прибор для определения вязкости грунтов — вискозиметр. При этом ставились следующие цели: адаптация конструкции вискозиметра для изучения свойств грунтов, снижение трудоемкости их специальных лабораторных исследований, расширение области применения подобных приборов при определении реологических характеристик дисперсных грунтов [9–11].

Механика фрикционного взаимодействия

Как известно, трение есть процесс взаимодействия тел при их смещении друг относительно друга. Раздел общей физики, занимающийся исследованиями в этой области, называется механикой фрикционного взаимодействия, или трибологией (от лат. *tribos* — трение). В физике трение принято разделять на два его основных вида — внешнее и внутреннее (вязкость).

Внешним трением называют взаимодействие между телами, возникающее в месте их контакта и препятствующее их относительному перемещению. В механике грунтов оно характеризуется углом внутреннего трения ϕ (хотя корректнее было бы называть его углом внешнего трения) [3].

Внутренним трением, или вязкостью, называют свойство текучих тел (в основном жидкостей и газов) оказывать сопротивление перемещению одной их части (частиц) относительно другой.

Вязкость впервые была рассмотрена И. Ньютоном в 1687 году, установившим, что сопротивление жидкости течению, возникающее «из-за недостаточного проскальзывания частиц», пропорционально скорости сдвига, с которой частицы перемещаются относительно друг друга.

Вязкое течение возникает при любом напряжении сдвига, которое больше нуля, и развивается с постоянной скоростью $dy/dt = \text{const}$ (где γ — относительная деформация сдвига, t — время). Причем эта скорость прямо пропорциональна напряжению сдвига. Деформация вязкого течения необратима. Жидкость, удовлетворяющая указанным условиям, называется идеально вязкой (ньютоновской) жидкостью.

При всестороннем гидростатическом давлении вязкая жидкость ведет себя как идеально упругое тело и ее плотность меняется обратно пропорционально объему.

Поведение твердых тел под нагрузкой характеризуется зависимостью между напряжением и деформацией. У вязких же тел деформация увеличивается во времени и зависимость «напряжение — деформация» теряет свою однозначность. Их поведение под нагрузкой характеризуется зависимостью между напряжениями и скоростью деформации [4].

Реологическое уравнение состояния для идеально вязкой жидкости имеет следующий вид:

$$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}, \tag{1}$$

где τ — касательное напряжение, Па; $\dot{\gamma} = dy/dt$ — скорость деформации сдвига, c^{-1} ; η — коэффициент вязкости при сдвиге, или просто вязкость, П (пуаз — единица измерения вязкости в системе СИ, 1 П = 0,1 Па·с).

Исследования вязкости грунтов

Вязкость различных сред меняется в весьма большом диапазоне — от $1,8 \cdot 10^{-4}$ П для воздуха, $1,0 \cdot 10^{-2}$ П для воды, 0,5–10 П для различных масел до $5,0 \cdot 10^{22}$ П в среднем для литосферы [1].

Имеющиеся опытные данные по определению вязкости грунтов имеют разброс в значениях от 10^6 до 10^{17} П. **Н.Н.**

Маслов [4] на основе анализа многочисленных опытных данных счел возможным принять следующие осредненные значения вязкости η для глинистых грунтов:

Консистенция	η , П
Мягкопластичная	$10^{10} - 10^{11}$
Тугопластичная	$10^{12} - 10^{13}$
Полутвердая	$10^{14} - 10^{15}$
Твердая	$10^{15} - 10^{17}$

Вязкость грунта в быстро происходящих оползнях оценивается величиной 10^{11} П, а в медленно текущих откосах — от 10^{13} до 10^{14} П.

Большой разброс опытных значений вязкости грунтов объясняется не только разнообразием их свойств, но в еще большей мере различиями в методах определения коэффициентов их вязкости. Как отметил Н.Н. Маслов [4], зачастую присутствует неправильное понимание самой величины η . Определение вязкости как константы ($\eta = \text{const}$) справедливо лишь для идеально вязкой (ньютоновской) среды. Грунты не подчиняются этому условию. У них зависимость между напряжением и скоростью течения нелинейна — соответственно, коэффициент вязкости будет переменной величиной, зависящей от приложенной нагрузки и степени нарушения структурных связей грунта.

Отметим еще одно важное обстоятельство. Понятие ньютоновской вязкости относится к процессу вязкого течения с постоянной скоростью. Грунты же, как и большинство реальных тел, деформируются с переменной скоростью, и только на некотором этапе деформирования эта скорость становится постоянной. И в соответствии с изложенным выше понятие ньютоновской вязкости следует использовать именно для этого этапа. В остальных случаях вязкость грунтов является переменной величиной, диапазон колебаний которой внушительен (например, если в начале деформирования вязкость составляет 10^{13} П, то к концу этого процесса она может достигнуть 10^{14} П). Это обстоятельство подтверждается результатами экспериментов [5, 7, 8], в том числе поставленных в рамках настоящей работы.

Конструкция вискозиметра

Сотрудниками НИУ МГСУ А.Ю. Мирным и Е.С. Соболевым под руководством З.Г. Тер-Мартirosяна и А.З. Тер-Мартirosяна был разработан новый прибор для определения вязкости грунтов (вискозиметр) на основе стабилометра с камерой типа Б. Общий вид камеры прибора показан на рис. 1 [6].

Экспериментальный вискозиметр представляет собой камеру стабилометра типа Б, в котором боковые напряжения передаются на цилиндрический образец грунта через резиновую оболочку. Вертикальное усилие прикладывается к металлическому стержню, проходящему через центральную ось камеры прибора и образца. Стержень имеет свободный ход в вертикальном направлении и прикрепляется к нагружающему устройству нагрузочной рамы.

При проведении испытаний использовалась установка UL60-4 производства немецкой компании APS Antriebs- Pruf- und Steuertechnik GmbH, включающая:

- пневматическую нагрузочную раму;
- камеру трехосного сжатия;
- блок управления пневматическим и сервоприводом;
- блок обработки данных, поступающих с датчиков давлений и перемещений;
- блок управления давлением воздуха;
- разделитель сред;
- бюретку с дифференциальным датчиком объемных деформаций;
- управляющий компьютер.

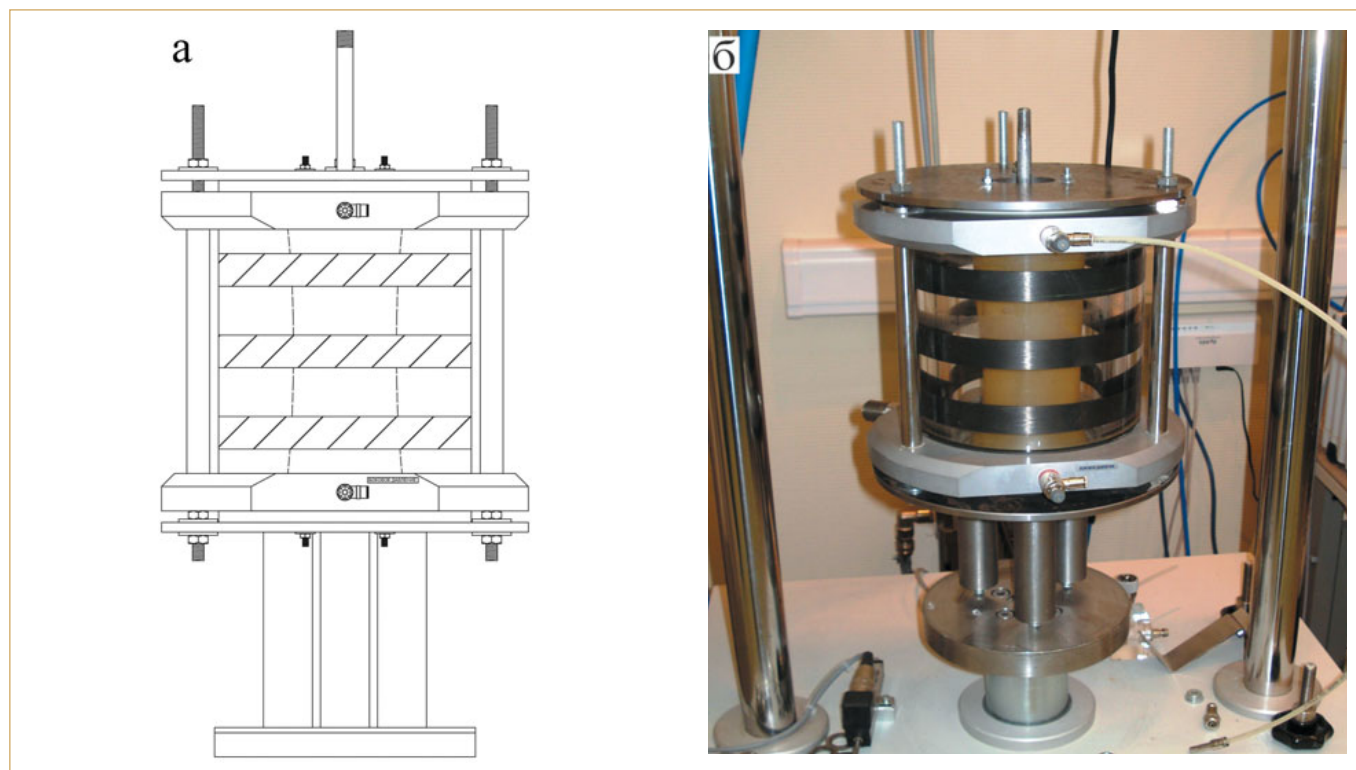


Рис. 1. Общий вид камеры разработанного вискозиметра на схеме (а) и фотографии (б)

Методика определения вязкости

Поставим задачу определить вязкость образца грунта, если известна скорость вертикального перемещения стержня нового прибора.

На рисунке 2 представлена расчетная схема указанной задачи при испытаниях в вискозиметре.

Примем, что сопротивление под нижним концом металлического стержня равно нулю и что преобладает сдвиговой механизм деформирования окружающего стержень грунта. В таком случае скорость сдвиговой деформации грунта будет определяться зависимостью:

$$\dot{\gamma} = -\frac{d\dot{u}}{dr}, \tag{2}$$

где $\dot{\gamma} = dy/dt$ — скорость деформации сдвига, с⁻¹; \dot{u} — скорость вертикального перемещения стержня, м/с; r — радиус образца грунта, м.

При этом:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta}, \tag{3}$$

где τ — касательное напряжение, Па; η — коэффициент вязкости при сдвиге (вязкость), П.

Отметим, что зависимость (3) справедлива в момент, когда сопротивление грунта движению стержня по боковой поверхности исчерпано и стержень начинает погружаться в грунт с постоянной скоростью¹.

Величина передаваемого на стержень вертикального усилия N (кН) зависит от касательных напряжений τ (Па) на боковой поверхности стержня, которые можно определить исходя из следующего условия:

$$\tau = \frac{N}{2\pi r_c l_c}. \tag{4}$$

где r_c, l_c — соответственно радиус и длина стержня, м.

Приняв, что материал стержня почти не сжимается, можно найти его осадку.

Подставив условие (4) в формулу (3), а затем полученное выражение в уравнение (2), получим:

$$-\frac{d\dot{u}}{dr} = \frac{N}{2\pi r_c l_c \eta} \tag{5}$$

¹ Для проведения опытов в предложенном вискозиметре было принято допущение о связи касательных напряжений и угловых деформаций с вязкостью, соответствующее формуле (3). Сила трения по боковой поверхности стержня, возникающая на ее контакте с грунтом, не зависит от деформаций (определяется только ее предельное значение в момент срыва стержня), в то время как вязкость — деформационная характеристика, связанная со скоростью движения стержня в грунте и величиной горизонтального обжимающего давления, действующего на образец в камере прибора.

Проинтегрируем уравнение (5). Тогда:

$$\dot{u} = -\frac{N}{2\pi r_c l_c \eta} r + C_1, \tag{6}$$

где r — радиус образца грунта, м; C_1 — постоянная интегрирования, безразм.

Учтем следующие граничные условия:

1) при $r = r_3$ (где r_3 — расстояние от внешнего радиуса стержня до внешнего радиуса образца грунта, м):

$$\dot{u} = 0, \quad 0 = -\frac{N}{2\pi r_c l_c \eta} r_3 + C_1; \tag{7}$$

2) при $r = r_c$ (где r_c — радиус стержня, м):

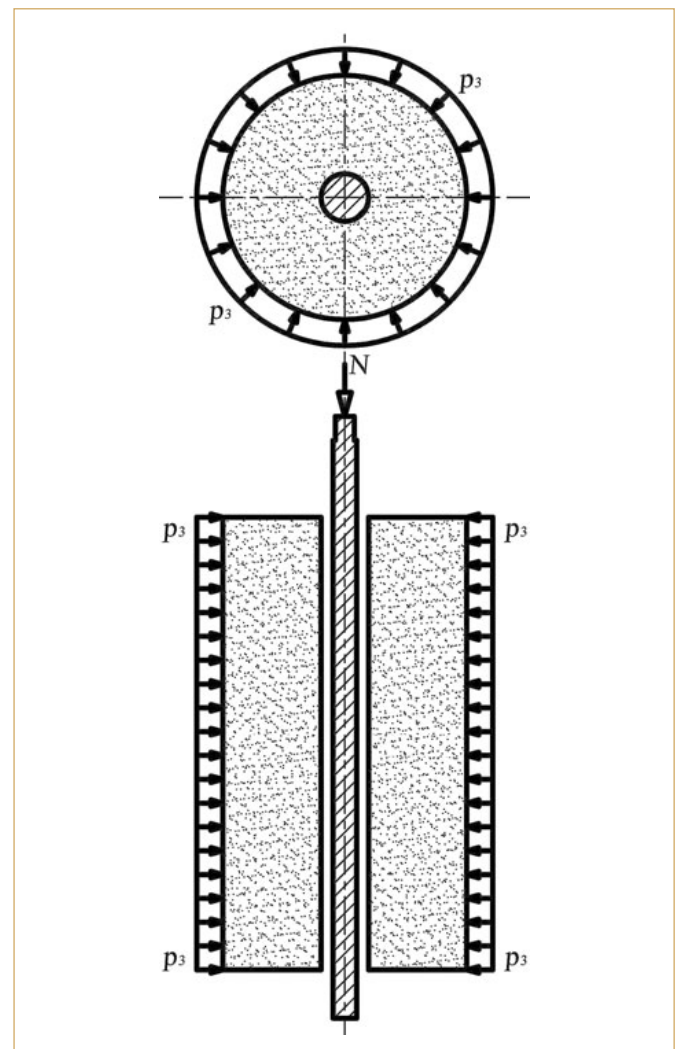


Рис. 2. Расчетная схема задачи по определению внутреннего трения при испытаниях в вискозиметре. **Буквенные обозначения:** N — вертикальное усилие, действующее на перемещающийся в образце грунта стержень, кН; p_3 — горизонтальное обжимающее давление, действующее на образец грунта, кПа

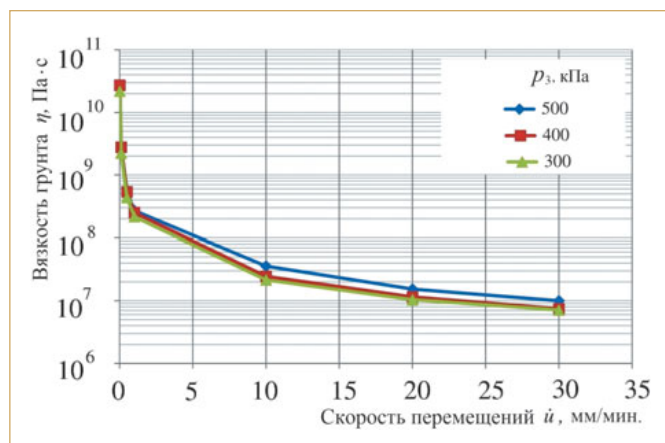


Рис 3. Зависимость вязкости η от скорости вертикальных перемещений стержня \dot{u} (p_3 — горизонтальное обжимающее давление, действующее на образец грунта)

$$\dot{u} = \text{const}, \dot{u} = -\frac{N}{2\pi r_c l_c \eta} r_c + C_1 \quad (8)$$

Тогда:

$$\dot{u} = \frac{N}{2\pi r_c l_c \eta} (r_c - r_3) \quad (9)$$

Формула (9) позволяет найти значение осадки стержня с учетом приложенной вертикальной нагрузки N и зависит от габаритов стержня и образца грунта.

Преобразовав уравнение (9), можно получить формулу для определения вязкости при постоянной скорости вертикального перемещения стержня:

Таблица

Результаты испытаний песков средней крупности на новом приборе для определения вязкости грунтов*														
l_c , м	r_3 , м	r_c , м	A_c , м ²	p_3 , кПа	\dot{u} , мм/мин.	\dot{u} , м/с	N, Н			τ , Н/м ²			среднее	η , Па·с
							опыт №			опыт №				
							1	2	3	1	2	3		
0,2	0,05	0,005	0,00628	500	30,00	$5,00 \times 10^{-4}$	650	740	700	103503	117834	111465	110934	$9,984 \times 10^6$
					20,00	$3,33 \times 10^{-4}$	700	750	700	111465	119427	111465	114119	$1,541 \times 10^7$
					10,00	$1,67 \times 10^{-4}$	800	900	800	127389	143312	127389	132696	$3,583 \times 10^7$
					1,00	$1,67 \times 10^{-5}$	640	450	800	101911	71656	127389	100318	$2,709 \times 10^8$
					0,50	$8,33 \times 10^{-6}$	640	470	800	101911	74841	127389	101380	$5,475 \times 10^8$
					0,10	$1,67 \times 10^{-6}$	640	480	810	101911	76433	128981	102442	$2,766 \times 10^9$
					0,01	$1,67 \times 10^{-7}$	640	480	800	101911	76433	127389	101911	$2,752 \times 10^{10}$
0,2	0,05	0,005	0,00628	400	30,00	$5,00 \times 10^{-4}$	510	540	510	81210	85987	81210	82803	$7,452 \times 10^6$
					20,00	$3,33 \times 10^{-4}$	540	550	520	85987	87580	82803	85456	$1,154 \times 10^7$
					10,00	$1,67 \times 10^{-4}$	550	640	520	87580	101911	82803	90764	$2,451 \times 10^7$
					1,00	$1,67 \times 10^{-5}$	570	620	560	90764	98726	89172	92887	$2,508 \times 10^8$
					0,50	$8,33 \times 10^{-6}$	630	630	620	100318	100318	98726	99788	$5,389 \times 10^8$
					0,10	$1,67 \times 10^{-6}$	640	650	650	101911	103503	103503	102972	$2,780 \times 10^9$
					0,01	$1,67 \times 10^{-7}$	630	640	630	100318	101911	100318	100849	$2,723 \times 10^{10}$
0,2	0,05	0,005	0,00628	300	30,00	$5,00 \times 10^{-4}$	520	520	450	82803	82803	71656	79087	$7,118 \times 10^6$
					20,00	$3,33 \times 10^{-4}$	540	520	400	85987	82803	63694	77495	$1,046 \times 10^7$
					10,00	$1,67 \times 10^{-4}$	540	540	430	85987	85987	68471	80149	$2,164 \times 10^7$
					1,00	$1,67 \times 10^{-5}$	520	540	450	82803	85987	71656	80149	$2,164 \times 10^8$
					0,50	$8,33 \times 10^{-6}$	520	550	450	82803	87580	71656	80679	$4,357 \times 10^8$
					0,10	$1,67 \times 10^{-6}$	530	550	480	84395	87580	76433	82803	$2,236 \times 10^9$
					0,01	$1,67 \times 10^{-7}$	520	540	470	82803	85987	74841	81210	$2,193 \times 10^{10}$

* l_c — длина стержня; N — вертикальное усилие, передаваемое на стержень; r_3 — расстояние от внешнего радиуса стержня до внешнего радиуса образца грунта; r_c — радиус стержня; A_c — площадь боковой поверхности стержня; p_3 — горизонтальное обжимающее давление, действующее на образец грунта; \dot{u} — скорость вертикального перемещения стержня; τ — касательное напряжение; η — коэффициент вязкости при сдвиге (вязкость).

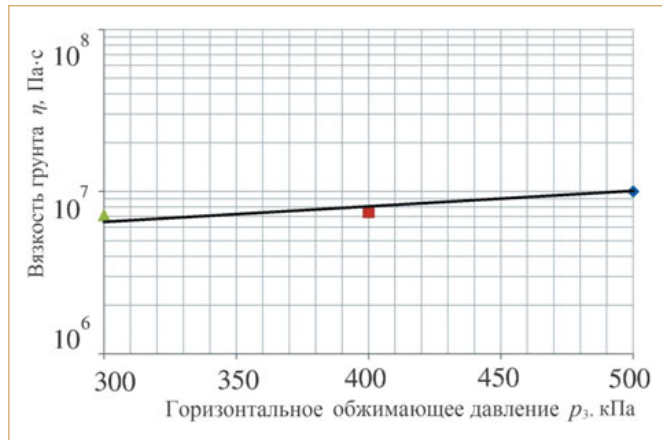


Рис. 4. Зависимость вязкости η от действующего на образец грунта горизонтального обжимающего давления p_3

$$\eta = \frac{N}{2\pi r_c l \dot{\gamma}} (r_c - r_3). \quad (10)$$

Экспериментальная проверка

В качестве экспериментальной проверки полученных зависимостей были проведены испытания песков средней крупности в новом приборе, результаты которых приведены в таблице. Их анализ показывает, что вязкость песчаных грунтов уменьшается с ростом скорости погружения стержня. На рисунках 3–5 представлены графики, полученные на основе экспериментальных данных.

Выводы

В статье были рассмотрены конструкция нового прибора для определения вязкости дисперсных грунтов (вис-

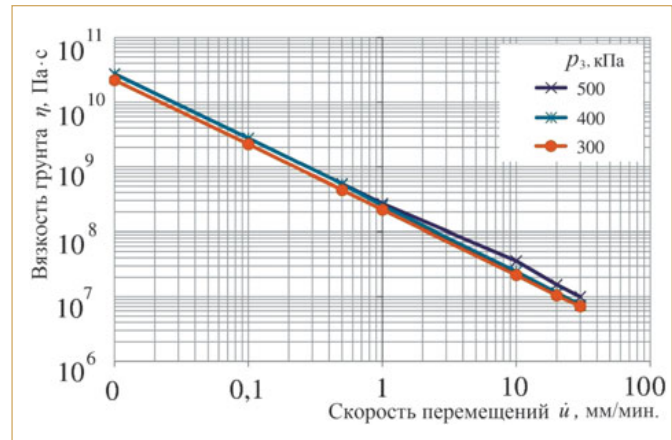


Рис. 5. Линейный прогноз зависимости вязкости η от скорости вертикальных перемещений стержня $\dot{\gamma}$ (p_3 — горизонтальное обжимающее давление, действующее на образец грунта)

козиметра), методика его использования и некоторые результаты экспериментальной проверки его работы.

На основании проведенных испытаний в экспериментальной установке можно сделать следующие основные выводы.

1. Вязкость песчаных грунтов зависит от скорости вертикальных перемещений стержня прибора. С ростом этой скорости вязкость грунта уменьшается.

2. Вязкость песчаных грунтов зависит от степени бокового обжатия грунта. С ростом обжимающего давления, действующего на образец, вязкость грунтов возрастает.

3. Приведенные результаты испытаний позволяют прогнозировать вязкость грунтов при любой скорости внедрения стержня.

Список литературы

1. Биргер Б.И. Реология литосферы и складкообразование, вызываемое горизонтальным сжатием // Физика Земли. 2015. № 3. С. 122–133.
2. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. М.: ООО «Прондо», 2014. 812 с.
3. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
4. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М.: Высшая школа, 1968. 630 с.
5. Тер-Мартirosян З.Г., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. О трении качения в грунтах // Вестник МГСУ. 2011. № 5. С. 134.
6. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Грунтовой вискозиметр: патент РФ № 2578514 (заявитель и правообладатель — ФГБОУ ВПО «МГСУ») // Государственный реестр изобретений Российской Федерации. М.: Роспатент, 2016.
7. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Экспериментальные исследования виброползучести песчаных грунтов оснований зданий и сооружений // Естественные и технические науки. 2014. № 11/12 (78). С. 369–371.
8. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов // Инженерные изыскания. 2014. № 5/6. С. 24–28.
9. Hardin B.O., Drnevich V.P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, 1972. V. 98. № SM6. P. 603–624.
10. Li J. Soil viscous behavior in response to torsional cyclic loading // Proceedings of the International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics. Rolla, Missouri, USA: 26–31 March 2001. Paper 1. URL: <http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/04icrageesd/session01/1>.
11. Mahajan S., Budhu M. Shear viscosity of clays to compute viscous resistance // Proceedings of the 12-th International conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Goa, India: 1–6 October 2008. P. 1516–1523.

ОБ ИНТЕРПРЕТАЦИИ ДАННЫХ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

ON DATA INTERPRETATION OF STATIC PROBING OF SOILS

БОЛДЫРЕВ Г.Г.

Профессор кафедры геотехники и дорожного строительства Пензенского государственного университета архитектуры и строительства, директор по научной работе и инновациям ООО «НПП «Геотек»», д. т. н., г. Пенза, g-boldyrev@geotek.ru

КАШИРСКИЙ В.И.

Директор по производственной и научно-исследовательской работе ООО «ГрандГЕО», к. т. н., г. Пушкино (Московская обл.), kvi4908@gmail.com

МЕЛЬНИКОВ А.В.

Инженер-исследователь ООО «НПП «Геотек»», к. т. н., г. Пенза, alexvmuller@gmail.com

BOLDYREV G.G.

Professor of the Road Building and Geotechnics Department of the Penza State University of Architecture and Construction, director for research and innovation of the "Geotek" LLC research and production enterprise, DSc (Doctor of Science in Technics), Penza, g-boldyrev@geotek.ru

KASHIRSKIY V.I.

Director of the "GrandGEO" LLC, PhD (candidate of science in Technics), Pushkino (Moscow Region), kvi4908@gmail.com

MELNIKOV A.V.

Research engineer of the "Geotek" LLC research and production enterprise, PhD (candidate of science in Technics), Penza, alexvmuller@gmail.com

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Статическое зондирование; корреляционные зависимости; характеристики грунтов; классификация грунтов; обработка данных; программа Microsoft Excel.

АННОТАЦИЯ

В работе рассмотрены вопросы определения характеристик грунтов методом статического зондирования с использованием корреляционных зависимостей между параметрами зондирования и показателями свойств грунтов.

KEYWORDS

Static probing; correlation dependences; soil characteristics; soil classification; data processing; Microsoft Excel program.

ABSTRACT

The article deals with some issues of determination of soil characteristics by the static probing method using correlation dependences between the probing and soil parameters.

При использовании статического зондирования грунтов [1, 6, 9] следует иметь в виду, что модуль деформации и параметры прочности, определяемые этим методом, являются эмпирическими, так как при интерпретации его данных используются результаты лабораторных испытаний. Этим и объясняется ограниченность применения статического зондирования для испытаний глинистых грунтов. Большинство известных корреляционных уравнений было получено для сыпучих (преимущественно песчаных) грунтов из-за возможности моделирования их поведения в лабораторных условиях, когда одновременно проводят испытания зондом в калибровочных камерах и определяют прочностные и деформационные характеристики этих грунтов в соответствующих приборах.

Метод статического зондирования имеет ряд преимуществ. Калибровка выполняется в однородном грунте с хорошо известными физико-механическими характеристиками. Образцы с точно такими же свойствами можно готовить многократно и для других испытаний [7]. Калибровочные камеры позволяют лучше изучать процессы, происходящие при выполнении статического зондирования, и получать эмпирические зависимости между различными физико-механическими свойствами несвязных грунтов. В то же время грунты в калибровочной камере не имеют связности, присущей им в природном состоянии. Такие испытания больше подходят для искусственных грунтов (насыпных и намывных).

При исследовании песчаных грунтов статическим зондированием следует учитывать, что такие важные показатели их свойств, как деформационные и прочностные характеристики, не могут быть оценены только по относительной плотности. Зарубежные специалисты в последние годы разработали ряд рекомендаций по получению корреляционных зависимостей между удельным сопротивлением грунта под конусом зонда q_c и относительной плотностью I_D , создав для

этого специальные калибровочные камеры, однако универсальной и пригодной для всех песков зависимости между относительной плотностью, эффективным давлением, пригрузкой и сопротивлением внедрению конуса не получено [7].

С использованием вышеуказанных калибровочных испытаний было получено большое количество корреляционных зависимостей, которые включены в зарубежные программы [13, 14] и др. Например, одна из подобных зависимостей была предложена в работе [17] для определения относительной плотности песков на основе результатов испытаний пяти видов однородных песков (от мелких до крупных) в калибровочной камере:

$$I_D = -98 + 66 \cdot \lg \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}}, \quad (1)$$

где I_D — относительная плотность грунта, %; q_c — сопротивление грунта внедрению конуса; σ'_{v0} — эффективное вертикальное напряжение.

Формула (1) может быть использована для оценки относительной плотности нормально уплотненных нецементированных преимущественно кварцевых песков. Поскольку эта зависимость была получена с использованием калибровочных камер ограниченного размера, рекомендуется при определении указанной характеристики для песков естественного сложения уменьшать величину сопротивления грунта внедрению конуса, полученную при полевых испытаниях, на 12–23%.

В таблице 1 продемонстрировано обобщенное представление о возможностях статического зондирования для оценки геотехнических параметров песчаных и глинистых грунтов.

Отечественными специалистами [4, 5, 8, 9, 10] были получены корреляционные зависимости для модуля деформации по результатам параллельных испытаний статическим и штамповым зондированием, сопровождавшихся отбором образцов-аналогов и определением их физико-механических характеристик в лаборатории.

На основе аналитической обработки результатов параллельных испытаний статическим зондированием и штампами была установлена следующая корреляционная зависимость для твердых и полутвердых моренных глин и суглинков [5]:

$$E_{PLT} = 7 + 6,4q_c \text{ при } 1,5 \text{ МПа} < q_c < 4,8 \text{ МПа}. \quad (2)$$

Для туго-мягкопластичных глинистых грунтов результаты параллельных испытаний статическим и штамповым зондированием лучше описываются уравнением:

$$E_{PLT} = 3 + 6,8q_c \text{ при } 0,5 \text{ МПа} < q_c < 2,0 \text{ МПа}, R_f = 4 \div 5\%, \quad (3)$$

где R_f — фрикционное отношение, то есть отношение удельного сопротивления грунта на боковой поверх-

Таблица 1

Надежность определения некоторых параметров грунтов* методом статического зондирования в баллах (по [19, 20])**

Грунт	Параметры					
	состояния		деформационные		прочностные	
	I_D	I_L	E_{PLT}	E_k	ϕ, c	S_u
Глинистый	-	2–3	3–4	4–5	3–4	1–2
Песчаный	2–3	-	3–4	2–4	2	-

* I_D — относительная плотность; I_L — показатель текучести; E_{PLT} — модуль деформации по результатам штамповых испытаний; E_k — модуль деформации по результатам испытаний конусным зондом; S_u — предел прочности грунта на сдвиг.
 ** Количество баллов отражает следующие градации надежности: 1 — высокая; 2 — от высокой до удовлетворительной; 3 — удовлетворительная; 4 — от удовлетворительной до низкой; 5 — низкая.

ности зонда к удельному сопротивлению грунта внедрению конуса, выраженное в процентах.

Существенное влияние на получаемые значения параметров грунтов могут оказывать коэффициенты, используемые для грунтов того или иного типа или происхождения. Если для четвертичных грунтов при камеральной обработке учитывается их генезис, то для дочетвертичных отложений он практически не нормирован в отношении испытаний статическим зондированием, то есть в нашей стране деформационные характеристики практически всех дочетвертичных дисперсных грунтов можно определять только с использованием штампов [4, 5]. Причем на глубине до 5–6 м от поверхности и выше уровня подземных вод испытания выполняются плоскими жесткими штампами площадью 5 000, 2 500 или 1 000 см², а ниже — винтовыми. Поскольку дочетвертичные грунты, как правило, залегают на значительных глубинах, их полевые испытания в подавляющем большинстве случаев могут выполняться только винтовыми штампами.

В настоящее время в зарубежной практике количественную оценку физико-механических характеристик грунтов также проводят на основе статистически обоснованных зависимостей [2] между сопротивлением внедрению конуса и результатами определения показателей свойств другими стандартными полевыми и лабораторными методами. Используемые для этой цели программы [13, 14 и др.] могут содержать десятки полученных разными авторами корреляционных зависимостей для оценки следующих характеристик грунтов:

- коэффициента фильтрации;
- недренированного сопротивления грунта срезу;
- чувствительности к деформациям;
- недренированного модуля деформации для глин;
- модуля упругости;
- угла внутреннего трения;
- типологического индекса грунта;
- одометрического модуля деформации;
- коэффициента переуплотнения;
- показателя относительной плотности (см. уравнение (1)),
- упругого модуля сдвига,
- коэффициента пористости,
- удельного веса,
- коэффициента бокового давления.

Для глинистых грунтов в отечественной практике по данным статического зондирования обычно оцениваются механические характеристики грунтов — угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c и штамповый модуль деформации E_{PLT} (см. уравнения (2) и (3)). За рубежом вместо раздельной оценки параметров прочности φ и c находят недренированную прочность c_u .

Статическое зондирование используется не только для определения параметров грунтов, но и для их классификации. В настоящее время ГОСТ 25100-2011 [3]

рекомендует выделять в классе дисперсных грунтов типы, подтипы, виды и подвиды по их генезису и вещественному составу. Приложения Б.2 и В.2 этого стандарта рекомендуют определять разновидности дисперсных грунтов по количественным показателям их вещественного состава, строения, состояния и свойств.

При отсутствии возможности непосредственного определения показателей физических свойств грунтов их классификация затруднена и однозначно определить их подклассы (несвязные, связные), виды и подвиды можно только после отбора образцов из скважин. Тем не менее за рубежом [12, 18, 20–24], а потом и в России (по СН-448-72¹) для классификации грунтов полевыми методами без отбора образцов стали использовать один из параметров, вычисляемых по результатам статического зондирования, — так называемое фрикционное отношение:

$$R_f = \frac{f_c}{q_c} \times 100\%, \quad (4)$$

где f_c , q_c — удельное сопротивление грунта на боковой поверхности (муфте трения) и под конусом зонда соответственно.

В настоящее время в качестве классификационного показателя наибольшее распространение получил типологический индекс грунта I_c [21]:

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \lg Q_t)^2 + (\lg F_r + 1,22)^2}, \quad (5)$$

где

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}}; \quad (6)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_n} \times 100\%, \quad (7)$$

где σ_{v0} , σ'_{v0} — соответственно полное и эффективное бытовое давление; q_n , q_t — удельное сопротивление грунта внедрению конуса, откорректированное с использованием данных по бытовому и поровому давлению соответственно.

Разновидности грунтов можно определить, используя ГОСТ 25100-2011 [3], ASTM D-2487-2000 [11] или ISO 14688-2:2004 [16] в зависимости от их физических характеристик.

В зарубежной практике для целей классификации грунтов применяются диаграммы (рис. 1, табл. 2), построенные с использованием нескольких измеряемых и вычисляемых параметров статического зондирования [19–22]. Эти диаграммы разделены на зоны, каждой из которых соответствует своя разновидность

¹ В последних [1] нормативных технических документах такой метод отсутствует.

грунта. Граница каждой зоны определяется окружностью с центром в левом верхнем углу диаграммы, имеющей радиус I_c . Подобная классификация грунтов имеет общий характер, и ее следует применять как оценочную. Кроме того, величина типологического индекса I_c сильно зависит от отношения f_c/q_c , которое более непостоянно, чем сами измеренные значения f_c и q_c . Поэтому на основе указанной классификации выявляется заметно больше разновидностей грунтов по сравнению с классификацией по ГОСТ 25100-2011.

На рисунке 2 приведены результаты автоматизированного выделения слоев грунта в программе Static Probing, разработанной компанией Geostru Software [14], по методике П.К. Робертсона [21–24] на опытной площадке ООО «НПП «Геотек»» в сопоставлении с их выделением по ГОСТ 25100-2011 [3]. На основе классификации Робертсона выделяется 36 разновидностей грунтов, в то время как по ГОСТ 25100-2011 та же грунтовая толща разбивается только на 5 инженерно-геологических элементов. Следует иметь в виду также и то, что разновидности грунтов по ГОСТ 25100-2011 не соответствуют зарубежным стандартам ISO 14688-2:2004 и ASTM D 2487. Поэтому использовать указанную зарубежную методику классификации грунтов следует с большой осторожностью.

В приложении В ГОСТ 19912-2012 [1] представлен образец графического оформления результатов испытаний грунта методом статического зондирования. Ручная обработка и графическое оформление результатов зондирования трудоемки, в связи с чем для этого часто используют специализированные программы как отечественного, так и зарубежного производства.

Однако значительно проще использовать формы, созданные в программе Excel компании Microsoft. Одна из таких форм была разработана в ООО «НПП «Геотек»». Она позволяет вводить информацию об использованном оборудовании, номере и координатах точки

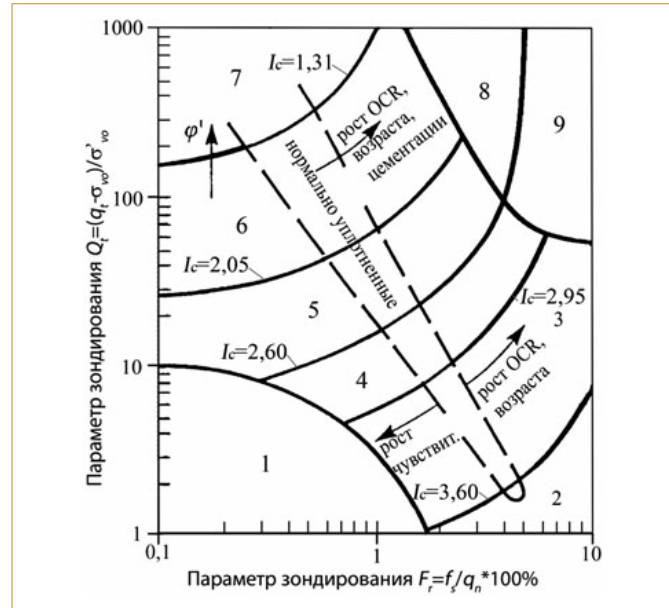


Рис. 1. Классификационная диаграмма, построенная с использованием нескольких измеряемых и вычисляемых параметров статического зондирования грунтов (по [21, 23, 24]) (F_r , Q_r — параметры зондирования в соответствии с формулами (6), (7); I_c — типологический индекс [21]; OCR — коэффициент переуплотнения; φ' — эффективный угол внутреннего трения). Классы грунтов, соответствующие указанным на диаграмме номерам 1–9, приведены в табл. 2

зондирования, дате проведения испытания, организации и специалистах, выполнивших зондирование. На графиках и в табличном виде в программе выводятся измеренные параметры зондирования — сопротивление под конусом (q_c) и на муфте трения (f_s), угол отклонения от вертикали и скорость погружения зонда. Для упрощения интерпретации результатов зондирования добавлена автоматизированная классификация грунта по величине параметра I_c и диаграмме Робертсона, включающая 9 ти-

Таблица 2

Классы грунтов, соответствующие классификационной диаграмме, приведенной на рис. 1 (по [21, 23, 24])			
Тип грунта (см. рис. 1)	Исходное наименование на англ. яз.	Приблизительный аналог наименования на рус. яз.	Условия классификации по типологическому индексу I_c
1	Sensitive fine grained soil	Мелкозернистый (тонкодисперсный) грунт, чувствительный к деформациям	-
2	Organic soil to clay	Грунт от органического до органоминерального	> 3,60
3	Clay	Глина	2,95–3,60
4	Silt mixture	Суглинок	2,60–2,95
5	Sand mixture	Супесь (пылеватый песок)	2,05–2,60
6	Sand	Песок	1,31–2,05
7	Dense sand to gravelly sand	Песок от плотного до гравелистого	< 1,31
8	Very dense/stiff soil	Очень плотный/жесткий грунт	-
9	Very stiff fine-grained soil	Очень твердый тонкодисперсный грунт	-

Результаты оценки механических характеристик грунтов* по данным статического зондирования на опытной площадке ООО «НПП «Геотек»» с использованием специально разработанной формы в программе Microsoft Excel

№ ИГЭ	Источник или авторы методик и формул для расчетов												
	СП 47 13330-2012 [8]	ТСН 50-304-2001 [10]	Кулхеви и Мейн [18], Лунне и Кристоферсен [19]	Мельников [7]	СП 47 13330-2012 [8]	ТСН 50-304-2001 [10]	Робертсон и Кампанелла [23]	Кулхеви и Мейн [18]	Робертсон и Кейбэл [22]	СП 47 13330-2012 [8]	ТСН 50-304-2001 [10]	Хон [15]	
	E_{PLT} , МПа				φ, град.				с, кПа		c_u , кПа		
											от	до	
2	10,8	10,8	13,5	11,8	20,3	20,5	-	-	-	20	27	60	188
3	10,5	10,5	23,3	10,8	17,8	20,5	-	-	-	32	26	56	176
4	17,5	17,5	22,5	17,4	20,0	21,5	-	-	-	37	30	93	292
5	36,9	50,9	50,3	57,9	34,5	38,6	39,0	33,6	29,1	-	-	-	-

* E_{PLT} — штамповый модуль деформации; φ, с — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление по результатам испытаний конусным зондом; c_u — недренированная прочность.

пов грунтов. В соответствии с типом и генезисом грунта в данной форме выполняются автоматизированные расчеты следующих механических характеристик:

- штампового модуля деформации E_{PLT} (по таблицам СП 47.13330.2012 [8], ТСН 50-304-2001 [10] и авторским формулам Т. Лунне и Г.П. Кристо-

ферсена [19], К.К. Кулхеви и П.В. Мейна [18], А.В. Мельникова [7]);

- угла внутреннего трения φ (по таблицам СП 47.13330.2012, ТСН 50-304-2001 и формулам П.К. Робертсона и Р.Е. Кампанеллы [23], К.К. Кулхеви и П.В. Мейна [18], П.К. Робертсона и К.Л. Кейбэла [22]);

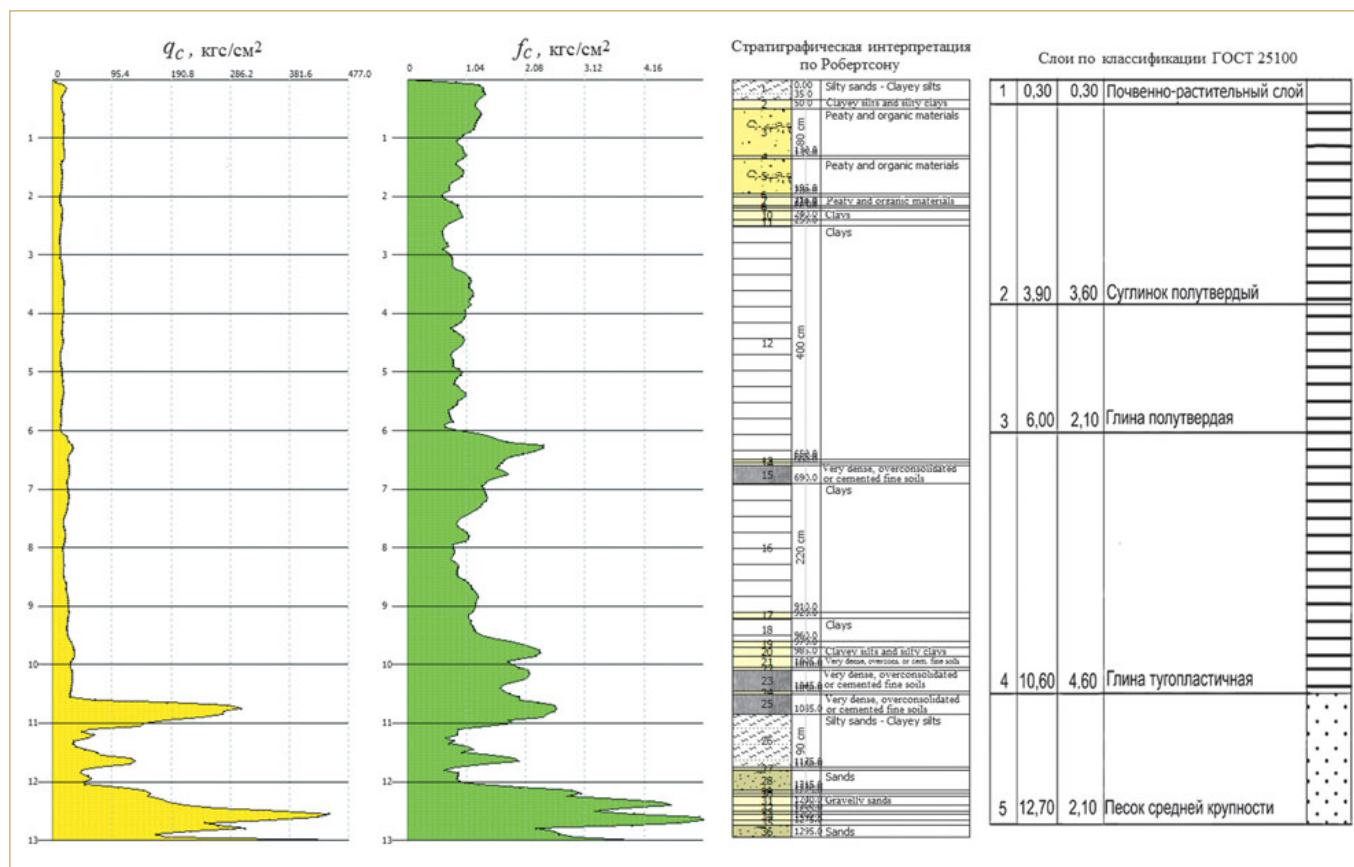


Рис. 2. Результаты автоматизированного выделения слоев по методике П.К. Робертсона [21–24] в сопоставлении с их выделением по ГОСТ 25100-2011 для той же грунтовой толщи (q_c, f_c — удельное сопротивление грунта под конусом и на боковой поверхности зонда соответственно; вертикальные оси — глубина, м)

- удельного сцепления c (по таблицам СП 47.13330.2012, ТСН 50-304-2001);
- диапазона недренированной прочности c_u (приводится справочно по формуле С.Дж. Хона и др. [15]).

Пример результатов такого расчета для опытной площадки ООО «НПП «Геотек»» представлен в табл. 3, которая демонстрирует несовпадение значений параметров грунтов, найденных с использованием методик отечественных нормативных документов и корреляционных зависимостей зарубежных авторов.

Заключение

Использование специализированных иностранных программ для обработки результатов статического зондирования с целью классификации грунтов и

определения их характеристик не дает ожидаемого эффекта. Для их упрощенной обработки целесообразно использовать программу Microsoft Excel. Данный вариант привлекателен возможностью корректировки шаблона без специальных знаний в области программирования.

Известные корреляционные зависимости для определения модуля деформации и параметров прочности грунта дают неодинаковые значения на разных площадках и их невозможно использовать в разных регионах без корректировки. В связи с этим целесообразно разработать региональные корреляционные зависимости, используя в качестве моделей известные уравнения из СП 47.13330 и работ различных авторов, в том числе зарубежных источников информации.

Список литературы

1. ГОСТ 19912-2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. М.: МНТКС, 2012.
2. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. М.: МНТКС, 2012.
3. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. М.: МНТКС, 2011.
4. *Каширский В.И.* Методика исследования состава и свойств дисперсных грунтов полевыми методами в условиях мегаполиса (на примере г. Москвы): автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: Изд-во ПНИИИС, 2005. 27 с.
5. *Каширский В.И.* Опыт использования статического зондирования и винтовых штампов на площадках изысканий в г. Москве // Академические чтения Н.А. Цыговича. 2-е Денисовские чтения. Материалы Международного (2-го Всероссийского) совещания заведующих кафедрами механики грунтов, инженерной геологии, оснований и фундаментов и подземного строительства строительных вузов и факультетов. М.: Изд-во МГСУ, 2003. С. 117–130.
6. *Мариупольский Л.Г.* Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1989. 199 с.
7. *Мельников А.В.* Экспериментально-теоретические исследования метода статического зондирования грунтов: автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: Изд-во НИУ МГСУ, 2015. 21 с.
8. СП 47.13330-2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. М.: Госстрой России, 2012.
9. *Трофименков Ю.Г.* Статическое зондирование грунтов в строительстве (зарубежный опыт). М.: Изд-во ВНИИТПИ, 1995. 128 с.
10. ТСН 50-304-2001 г. Москвы (МГСН 2.07-01). Основания, фундаменты и подземные сооружения. М.: Правительство Москвы, 2003.
11. ASTM D 2487-2000. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM, 2000.
12. *Begemann H.K.S.* The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile // Proceedings of the 6-th International conference on soil mechanics and foundation engineering. Montreal, 1965. V. 1. P. 17–20.
13. CPT interpretation software (NovoCPT) // The NovoTech software website. 2016. URL: <http://www.novotechsoftware.com/geotechnical-software/cone-penetration-test-software/>.
14. GeoStru static probing. Processes and archives penetrometric equipment readings for static penetrometers. Review of static probing // The software.informer website. 2016. URL: <http://geostru-static-probing.software.informer.com/>.
15. *Hong S.J., Lee M.J., Kim J.J., Lee W.J.* Evaluation of undrained shear strength of Busan clay using CPT // KSCE Journal of Civil Engineering. Korean Society of Civil Engineers (KSCE), 2012. V. 16. № 5. P. 733–741.
16. ISO 14688-2:2004. Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of soil. Part 2. Principles for a classification. 2013. ISO, 2004. 13 p.
17. *Jamiolkowski M., Ladd C., Germaine J., Lancellotta R.* New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the 11-th International conference on soil mechanics and foundation engineering. San Francisco, 1985. V. 1. P. 57–153.
18. *Kulhawy K.K., Mayne P.W.* Manual on estimating soil properties for foundation design: Electric Power Research Institute Report EL-6800. Palo Alto, 1990. 306 p.
19. *Lunne T., Christoffersen H.P.* Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands // Proceedings of the 15-th Annual offshore technology conference (OTC). Houston, Texas, USA, 1983. P. 181–192.
20. *Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M.* Cone penetration testing in geotechnical practice. London — New York: Spon Press, Taylor & Francis Group, 1997. 312 p.
21. *Robertson P.K.* Soil classification using the cone penetration test // Canadian Geotechnical Journal. 1990. № 1. P. 151–158.
22. *Robertson P.K., Cabal K.L.* Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. Signal Hill, California, USA: Gregg Drilling & Testing Inc., 2015. 133 p.
23. *Robertson P.K., Campanella R.E.* Interpretation of cone penetration tests. Part 1. Sand // Canadian Geotechnical Journal. 1983. № 4. P. 718–733.
24. *Robertson P.K., Campanella R.E.* Interpretation of cone penetration test. Part 2. Clay // Canadian Geotechnical Journal. 1983. № 4. P. 734–745.

ТЕПЛОМАССОПЕРЕНОС В ГРУНТАХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ СЕЗОННО-ДЕЙСТВУЮЩИХ ОХЛАЖДАЮЩИХ УСТРОЙСТВ

HEAT AND MASS TRANSFER IN FOUNDATION SOILS DURING OPERATION
OF SEASONALLY ACTING COOLING DEVICES

ЕФИМОВ В.М.

Заместитель директора по инновациям и развитию Института физико-технических проблем Севера им. В.П. Ларионова СО РАН, г. Якутск, efimov_vm@mail.ru

EFIMOV V.M.

Deputy director for innovations and development of the Larionov Institute of Physical-Technical Problems of the North, SB RAS, Yakutsk, efimov_vm@mail.ru

ПОПЕНКО Ф.Е.

Директор Научно-внедренческого центра «Геотехнология», к. г.-м. н., г. Якутск, geotechnologia@mail.ru

POPENKO F.E.

Director of the «Geotechnology» Research and Innovation Center, PhD (candidate of science in Geology and Mineralogy), Yakutsk, geotechnologia@mail.ru

РОЖИН И.И.

Ведущий научный сотрудник Института проблем нефти и газа СО РАН, д. т. н., г. Якутск, i_rozhin@mail.ru

ROZHIN I.I.

Leading researcher of the Institute of Oil and Gas Problems, SB RAS, DSc (doctor of science in Technics), Yakutsk, i_rozhin@mail.ru

СТЕПАНОВ А.В.

Главный научный сотрудник отдела тепломассообменных процессов Института физико-технических проблем Севера им. В.П. Ларионова СО РАН, д. т. н., г. Якутск, a.v.stepanov@iptpn.ysn.ru

STEPANOV A.V.

Chief researcher of the Heat and Mass Transfer Processes Department of the Larionov Institute of Physical-Technical Problems of the North, SB RAS, DSc (doctor of science in Technics), Yakutsk, a.v.stepanov@iptpn.ysn.ru

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Сезонно-действующие охлаждающие устройства (СОУ); северное строительство; процессы тепломассопереноса; криотекстура.

KEYWORDS

Seasonally acting cooling devices (heat pipes); northern construction; heat and mass transfer processes; cryogenic structure (cryotexture).

АННОТАЦИЯ

Сезонно-действующие охлаждающие устройства (СОУ) нашли широкое применение в северном строительстве при усилении фундаментов зданий и их оснований, сложенных пластичномерзлыми и талыми дисперсными грунтами, а также при устройстве противофильтрационных экранов и мерзлотных завес. В данной работе основное внимание уделено взаимодействию СОУ с грунтами, процессам тепломассопереноса и образованию криотекстур.

ABSTRACT

Seasonally acting cooling devices (heat pipes) are widely used in northern construction for strengthening foundations of buildings and their bases consisting of plastic-frozen and thawed disperse soils, as well as for constructing impervious and anti-frost screens. This paper focuses on interaction between heat pipes and soils, heat and mass transfer processes and formation of cryogenic structures (cryostructures).

Введение

Сезонно-действующие охлаждающие устройства (СОУ) нашли широкое применение в северном строительстве при усилении фундаментов зданий и их оснований, сложенных пластичномерзлыми и тальми дисперсными грунтами, а также при устройстве противофильтрационных экранов и мерзлотных завес. Цель настоящей статьи — обратить внимание специалистов на недостаточную изученность процессов массообмена и льдообразования в искусственно промораживаемых талых (оттаявших) песчано-глинистых основаниях, которые определяют прочность смерзания грунтов с боковой поверхностью свай. В известной степени данная работа является постановочной и содержит описание таких процессов.

Действующий СП 2513330.2012 регламентирует при проектировании свайных фундаментов на слабых грунтах применять СОУ без учета процессов, протекающих при искусственном промораживании оттаявших (в техногенных таликах) или талых песчано-глинистых грунтов и определяющих условия формирования криотекстур на боковой поверхности свай и в окружающих их зонах напряженно-деформированного состояния.

Проблема изучения массообменных процессов в искусственно промораживаемых грунтовых основаниях особо актуальна при устройстве фундаментов зданий повышенной этажности (12–20 этажей) с нагрузками на сваю до 200–250 т и более.

При формировании на боковой поверхности свай льдистых криотекстур возможен вариант, когда принятые в проектах расчетные температуры не обеспечивают несущую способность свайного фундамента из-за несоответствия фактических сопротивлений сдвигу мерзлых грунтов по боковой поверхности свай расчетным (проектным) значениям.

Как известно, таблицы расчетных сопротивлений мерзлых грунтов сдвигу по боковой поверхности свай составлены для грунтов естественного сложения. При промерзании оттаявших грунтов путем охлаждения с дневной поверхности и в радиальном направлении в результате работы испарителей охлаждающих установок процесс льдообразования существенно отличается от такового в естественных условиях, а следовательно, различаются и прочностные характеристики соответствующих мерзлых грунтов.

Приведенные в статье допущения безусловно требуют экспериментальной проверки.

Описание метода исследования

Принято считать [3], что эффективность работы охлаждающего термосифона оценивается по скорости искусственного охлаждения грунтов, величине и срокам формирования стационарного температурного режима в охлаждаемом массиве. Показателем эффек-

тивной работы термосифона является снижение температур грунтов до расчетных значений, принятых при проектировании оснований и фундаментов, причем среднее значение температуры (t_{cp}) по глубине установки свай ниже подошвы слоя сезонного оттаивания должно соответствовать условию: $t_{cp} \leq -2$ °С.

При этом упускается из виду, что основной целью принудительного охлаждения слабых дисперсных грунтов является не только получение низких температур, обеспечивающих необходимую несущую способность основания или снижающих водопроницаемость промороженного грунта при устройстве противофильтрационной завесы, но и формирование на контактах с боковой поверхностью свай криотекстур, исключающих образование прослоев льда («ледяных рубашек»), резко снижающих несущую способность свайного фундамента.

Очевидно, что миграция влаги в промораживаемом массиве осложняется взаимодействием двух фронтов охлаждения — с поверхности по линии действия силы тяжести и в горизонтальном направлении относительно термосифона.

Таким образом, массивные криотекстуры при промораживании талых (оттаявших) грунтов формируются при максимальной скорости их промерзания, то есть вокруг подземных испарителей или «холодных» свай (свай со встроенными СОУ), а сетчатые и слоистые — при медленном промораживании грунта в радиальном направлении от подземного испарителя или «холодной» сваи, то есть на периферии формирующихся льдопородных массивов, близких по форме к цилиндрическому.

При принудительном промораживании талых засоленных грунтов, по-видимому, формируется слоистая криотекстура в виде чередующихся прослоев шлирового и порового льда, характеризующаяся низкой несущей способностью.

Скорость дальнейшего охлаждения промораживаемого грунта зависит от типа уже сформировавшейся криотекстуры: она уменьшается при образовании сегрегационного льда и увеличивается в интервалах массивных криотекстур. Можно предположить, что в радиальном направлении от поверхности подземного испарителя имеет место ритмичное чередование слоев с массивными и слоисто-сетчатыми криотекстурами в глинистых грунтах, а также слоев с массивными (поровыми или базальными) криотекстурами в песчаных отложениях. Формирование ледяных шлиров при промерзании моно- или полиминеральных глин ведет к резкому замедлению продвижения границы промерзания.

Лабораторными опытами подтверждено, что образование сложных слоисто-сетчатых криотекстур происходит со скоростью 0,3–0,5 см/сут, а массивных — со скоростью более 0,5 см/сут [1]. В реальных

условиях скорость промерзания варьирует от 0,5 см/сут в нижней части разреза до 4 см/сут в верхней (по табл. 4.6 монографии [4]), что объясняется наличием двух фронтов охлаждения — естественного от дневной поверхности и обусловленного работой СОУ (со следующими характеристиками: диаметр подземного испарителя — 76 мм; диаметр V-образного конденсаторного блока с вертикальным ребрением — 89 мм; теплоноситель — хладон R22). На различных расстояниях от СОУ в скважины установлены полипропиленовые трубы с внутренним диаметром 40 мм, заглушенные в нижних частях. В каждую такую трубу установлен шлейф-регистратор (термококса), изготовленный фирмой ООО НТЛ «ЭлИн», длиной 11,25 м. Вдоль него на расстоянии друг от друга 1,25 м установлены термолоттеры семейства iBDL (производства компании Dallas Semiconductor), представляющие собой полностью защищенные энергонезависимые одноканальные электронные самописцы в корпусах типа MicroCan F-5 толщиной 5,89 мм и диаметром 17,35 мм. Внутри такого корпуса содержатся: датчик температуры, элемент питания, память, часы/календарь реального времени. Интерфейсный разъем в верхней части термококса позволяет опросить все лоттеры в любое время.

Фиксируемый в реальных условиях неравномерный темп охлаждения грунтов в радиальном направлении от термосифона можно объяснить формированием слоев с разными типами криотекстур, различающимися по объемному содержанию льда и, следовательно, по нестабильности теплофизических характеристик.

Известно, что при увеличении суммарной льдистости грунта скорость его промерзания снижается. И наоборот, при уменьшении льдистости она возрастает вследствие различий между параметрами теплопроводности льда и минерального скелета. При принудительном промораживании грунтов видоизменяется влажностное поле в талой зоне и, следовательно, изменяются скорость промерзания грунтов талой зоны и условия миграции влаги в ней. При большой скорости промерзания сегрегационный лед не образуется (независимо от влажности грунта). С ее уменьшением формирование крупных шлиров льда возможно только при определенных условиях, связанных с притоком грунтовой воды к границе промерзания.

Механизм льдообразования в искусственно промораживаемых водонасыщенных грунтах песчано-глинистого состава, залегающих ниже слоя сезонного оттаивания (в надмерзлотных таликах), обусловлен перемещением грунтовой влаги не только в вертикальном направлении от фронта естественного промерзания или к нему, но и в горизонтальном (радиальном) направлении по всей длине подземного испарителя.

С учетом перечисленных факторов принципиальное значение, на взгляд авторов, имеет выбор мест расположения СОУ относительно свай. В случае применения «холодных» свай механизм формирования криотекстур на контакте с их боковой поверхностью требует уточнения, поскольку вокруг свай и их кустов под воздействием теплоты, выделяемой бетоном при его гидратации, образуются обширные таликовые зоны, промерзание которых осуществляется по двум направлениям — со стороны мерзлого грунта межсвайного пространства и от «холодной» свай.

Результаты экспериментов

Вследствие неоднородности гранулометрического и фракционного состава грунтов и их теплофизических свойств продвижение фронта промерзания при действии охлаждающей установки происходит с различной скоростью. В результате формируются вертикально ориентированные льдопородные массивы сложной конфигурации, радиусы которых на различных глубинах не всегда соответствуют расчетным (проектным) значениям.

Большая пространственная изменчивость состава и влажности аллювиальных грунтов [3] предопределяет неравномерный характер их принудительного промораживания охлаждающими термосифонами любого типа, следствием чего является образование пространственно неоднородных температурных полей, определяющих несущую способность оснований. Формирование установившегося температурного режима в основаниях зданий происходит только при полном завершении кристаллизации свободной и слабосвязанной поровой влаги, характерном для твердомерзлого состояния грунтов.

В монографии [4] методами численного моделирования показано, что применение в качестве теплорегулирующего покрытия конвективных ячеек Бенара, предложенное В.И. Макаровым [2], способствует затуханию нестационарных тепловых возмущений в теплое и холодное время года и уменьшению глубины сезонного оттаивания грунтов, что позволяет повысить несущую способность свайного фундамента за счет включения в работу сезонно-талого слоя. Скорость промерзания талых грунтов в естественных условиях (по схеме «сверху вниз») и при их глубинном промораживании охлаждающими термосифонами (в радиальном направлении) в общем случае носит не монотонный (равномерно поступательный), а скачкообразный характер с характерными ускорением или замедлением перемещения границы промерзания вплоть до ее полной остановки. На ее скачкообразное перемещение указывал профессор П.А. Шумский [5], который отметил, что процесс промораживания тонкодисперсного грунта представляет собой чередование остановок границы промерзания на уровнях уста-

новления теплового равновесия и ее быстрого (скачкообразного) перемещения на тех участках массива, где ледяные включения не образуются.

На примере термотрубки № 7 на площадке спортивного комплекса «Триумф» в г. Якутске было показано, что длительность «зависания» температуры принудительно охлаждаемого обводненного пылеватого или мелкозернистого песчаного грунта на уровне фазового перехода в интервале глубины 4,5–8,0 м может достигать 3–5 месяцев в зависимости от степени его обводненности (табл. 1). Инженерно-геологический разрез основания этого объекта состоит из следующих слоев (сверху вниз):

- 0,0–1,0 м — насыпной грунт (супесь, песок, галька, щебень);
- 1,0–4,0 м — супесь с примесью органических веществ;
- 4,0–6,5 м — песок пылеватый талый, водонасыщенный, слабозасоленный, с примесью растительных остатков;
- 6,5–9,2 м — песок мелкий талый, водонасыщенный;
- 9,2–11,0 м — песок мелкий твердомерзлый, массивной криотекстуры.

Необходимые для теплотехнических расчетов данные приведены в табл. 2. Средневзвешенные значения

расчетных теплофизических характеристик грунтов основания: суммарная влажность $W_c = 0,33$ д. ед.; плотность скелета грунта в сухом состоянии $\rho_{ск} = 1,35$ г/см³; коэффициент теплопроводности грунта в талом состоянии $\lambda_m = 1,70$ ккал/(м·ч·°С); коэффициент теплопроводности грунта в мерзлом состоянии $\lambda_m = 1,89$ ккал/(м·ч·°С); объемная теплоемкость грунта в талом состоянии $C_m = 785$ ккал/(м³·°С); объемная теплоемкость грунта в мерзлом состоянии $C_m = 542$ ккал/(м³·°С).

Приведенные в табл. 1 данные указывают на возможность создания достаточно низких температур грунтов основания практически в течение одного зимнего сезона. Сезонные возмущения температурного поля, формирующегося в основании здания, построенного по первому принципу с проветриваемыми подпольями, прослеживаются до глубины 10 м и более. Причем уменьшение температуры на глубине 10 м за первый зимний сезон (с октября по март) составляет 1,3 °С. Охлаждение высокотемпературного слабозасоленного пластичномерзлого грунта в интервале глубины 9–10 м начинается через два месяца после включения в работу охлаждающей установки.

Длительное «зависание» температуры охлаждаемого грунта на точке фазового перехода отмечается в водонасыщенных песчаных отложениях и в грунтах с высокой концентрацией поровых растворов.

Таблица 1

Динамика изменений температуры основания спортивного комплекса «Триумф» (г. Якутск), °С							
Дата	Глубина от дневной поверхности, м						
	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
21.10.2010	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,3	-0,5
23.11.2010	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,3	-0,5
21.12.2010	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,4	-0,8
20.01.2011	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,9	-1,4
01.02.2011	-0,4	-0,1	-0,2	-0,2	-0,2	-1,2	-1,5
11.02.2011	-0,5	-0,2	-0,2	-0,2	-0,3	-1,2	-1,6
02.03.2011	-1,8	-0,2	-0,1	-0,2	-0,5	-1,4	-1,8
11.03.2011	-2,3	-0,4	-0,2	-0,2	-0,5	-1,3	-1,7
24.03.2011	-3,0	-0,9	-0,2	-0,2	-0,6	-1,3	-1,8
10.05.2011	-3,0	-1,9	-0,3	-0,4	-0,6	-1,1	-1,4
23.11.2011	-1,0	-0,9	-0,6	-0,7	-0,7	-1,0	-1,2
29.12.2011	-1,8	-1,6	-1,2	-1,5	-1,7	-2,0	-2,0
01.02.2012	-3,7	-3,3	-2,0	-2,0	-2,7	-2,9	-2,8
05.04.2012	-6,8	-6,0	-4,4	-3,5	-3,4	-3,4	-3,1
05.06.2012	-4,6	-4,3	-3,5	-3,1	-2,7	-2,7	-2,6
05.09.2012	-2,2	-2,3	-2,2	-2,0	-2,0	-2,1	-2,2
30.10.2012	-1,7	-1,8	-1,8	-1,9	-1,9	-1,9	-1,9

Теплофизические характеристики* грунтов основания спортивного комплекса «Триумф» (г. Якутск)						
Грунт	W_c , д. ед.	$\rho_{ск}$, г/см ³	λ_m , ккал/(м·ч·°С)	λ_m , ккал/(м·ч·°С)	C_m , ккал/(м ³ ·°С)	C_m , ккал/(м ³ ·°С)
Насыпной	0,25	1,50	1,90	2,10	785	525
Супесь	0,40	1,25	1,65	1,85	740	505
Песок пылеватый	0,34	1,32	1,65	1,85	800	560
Песок мелкий талый	0,34	1,32	1,65	1,85	800	560
Песок мелкий мерзлый	0,35	1,38	1,65	1,80	800	560

* W_c — суммарная влажность; $\rho_{ск}$ — плотность скелета сухого грунта; λ_m — коэффициент теплопроводности талого грунта; λ_m — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта; C_m — объемная теплоемкость талого грунта; C_m — объемная теплоемкость мерзлого грунта.

Механизм перемещения влаги в дисперсных отложениях зависит от их влажности и степени заполнения пор водой (в оттаявших и талых грунтах), содержания незамерзшей воды и льдистости (в пластичномерзлых грунтах).

В зависимости от мест расположения СОУ, а также состава и влажности вмещающих грунтов на контакте с боковой поверхностью свайных фундаментов могут формироваться массивные, сетчато-слоистые, ячеистые криотекстуры или «ледяные» рубашки вокруг свай, что требует специального изучения.

Восстановление естественных температур грунтов вокруг кустов буронабивных свай, изготовленных с противоморозными добавками без применения систем принудительного охлаждения, как показывают результаты натурных наблюдений, продолжается более двух лет.

Рассмотрим следующий пример. В таблице 3 приведены измеренные температуры на глубине 10 м (t_{10}) и средние температуры в интервале 3–10 м (t_{3-10}) при различных удалениях СОУ от буронабивных свай, выполненных с противоморозными добавками при

Таблица 3

Изменения температуры грунтов основания жилого комплекса «Прометей» (г. Якутск) в зависимости от расстояния от свай					
№ сваи	Дата		Расстояние от свай до СОУ, мм	t_0^*	t_{3-10}^{**}
	установки свай	измерения температуры			
126	31.07.2012	29.05.2013	100	-0,1	-0,1
147	16.08.2012	29.05.2013	1 700	-0,1	-0,1
48	31.09.2012	30.05.2013	550	+0,1	-0,1
102	10.08.2012	30.05.2013	120	0,0	-0,1
242	22.10.2012	5.06.2013	70	-0,3	-0,1
166	29.04.2013	5.06.2013	960	-0,1	0,0
146	22.01.2013	7.06.2013	1 000	0,0	-0,1
97	22.09.2012	7.06.2013	100	-0,2	0,0
97	22.09.2012	9.06.2013	1 100	-0,5	-0,2
89	22.09.2012	13.06.2013	1 080	-0,5	-0,1
97	22.09.2013	15.06.2013	100	-0,2	0,0
238	31.01.2013	20.06.2013	100	+0,3	+0,3
216	26.04.2013	21.06.2013	1 200	0,0	-0,1
62	25.02.2013	13.06.2013	900	-0,1	-0,1
21	28.04.2013	29.06.2013	130	+0,1	0,0

* t_{10} — температура на глубине 10 м.

** t_{3-10} — средняя температура в интервале глубины 3–10 м.

строительстве фундамента жилого комплекса «Прометей» в г. Якутске. Из таблицы видно, что максимальный радиус растепления грунтов многолетнемерзлой толщи в интервале глубины 3–10 м достигает 1,7 м от боковой поверхности ближайшей сваи (сваи 147). Средняя температура грунта на глубине 10 м варьирует от плюс 0,1 до минус 0,5 °С, а в интервале 3–7 м — от плюс 0,3 до минус 0,2 °С. То есть вокруг свай при их установке кустовым способом формируется практически равномерное по глубине и простираию высокотемпературное поле оттаявших многолетнемерзлых грунтов.

При принудительном охлаждении локального (замкнутого) водонасыщенного талика происходит постепенное его промораживание, сопровождающееся ростом внутриобъемного давления, значительно превышающего структурную прочность мерзлого грунта и силы его смерзания с боковой поверхностью свай. Следствием этого является выпучивание слабонагруженных свай, сопровождающееся разрушением ростерков и разрывами сплошности залегающего над таликом мерзлого грунта и бетонной отмостки. С ростом внутриобъемного давления температура кристаллизации поровой влаги соответствующим образом понижается и может выйти за рамки технологических возможностей охлаждения грунтов установками парожидкостного типа. В этом случае перенапряженный объем остаточного талика может сохраняться неопределенно долго, из чего вытекает вывод о необходимости предпостроечного водопонижения в водонасыщенных грунтах надмерзлотных таликов, образующих системы закрытого типа.

Следует отметить, что формирующиеся в результате принудительного охлаждения температурные по-

ля не являются стационарными. Их пространственно-временная изменчивость обусловлена сезонными изменениями температуры воздуха в проветриваемом подполье и условиями теплообмена на дневной поверхности под зданием, а также теплофизическими свойствами грунтов оснований.

Динамика сезонных изменений температуры грунтов, промороженных установками парожидкостного типа, в интервале глубины 1–9 м для термотрубки 7-3 на площадке спорткомплекса «Триумф» (г. Якутск) приведена в табл. 4. Как видно из нее, глубина сезонного оттаивания грунтов основания под зданием с проветриваемым подпольем составляет 1 м, а растепление грунтов многолетнемерзлой толщи за теплый период года наблюдается до глубины 9 м и более.

Следует отметить, что на сегодняшний день отсутствуют численные методы определения (прогноза) расчетных температур оснований проектируемых зданий и сооружений, охлаждаемых установками парожидкостного типа, в том числе при использовании обычных и «холодных» буронабивных свай с применением противоморозных добавок и без них, что существенно осложняет принятие решений по загрузке фундаментов строящихся зданий и сооружений.

Выводы

Изложенные соображения по формированию в результате массообменных процессов различных типов криотекстур на контактах с боковой поверхностью висячих свай и в области напряженно-деформированного состояния в зависимости от расположения охлаждающих установок касаются объектов, строящихся на площадках, сложенных пластичномерзлы-

Таблица 4

Динамика сезонных изменений температуры грунтов, промороженных установками парожидкостного типа, для термотрубки 7-3 на площадке спорткомплекса «Триумф» (г. Якутск)

Дата	Глубина, м								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
11.02.2011	-14,1	-6,3	-2,6	-1,2	-1,3	-1,4	-1,5	-1,5	-1,6
11.03.2011	-13,2	-9,9	-6,8	-4,5	-3,0	-2,2	-2,1	-2,0	-1,9
10.05.2011	-3,6	-5,1	-5,5	-5,2	-4,6	-3,9	-3,3	-2,9	-2,5
12.07.2011	-0,4	-1,9	-2,6	-2,9	-3,0	-3,0	-2,7	-2,5	-2,2
20.09.2011	+0,6	-1,0	-1,5	-1,8	-2,0	-2,2	-2,1	-2,1	-2,0
24.11.2011	-0,5	-0,6	-1,2	-1,5	-1,7	-1,9	-2,0	-2,0	-2,0
02.02.2012	-12,1	-8,4	-5,9	-4,5	-3,9	-3,8	-3,8	-3,7	-3,5
10.05.2012	-5,8	-7,1	-7,3	-6,9	-6,3	-5,7	-5,0	-4,5	-3,8
06.08.2012	+1,0	-1,3	-1,5	-2,0	-2,4	-2,5	-2,6	-3,2	-3,1
30.10.2012	-0,2	-0,9	-1,6	-2,0	-2,3	-2,6	-2,6	-2,7	-2,7

ми, талыми или оттаявшими в результате техногенных воздействий грунтами. Снижение температуры в основаниях таких объектов до расчетных значений, обеспечивающих достаточную несущую способность фундаментов, может быть достигнуто только методами принудительного охлаждения (промораживания).

Отдельной задачей является разработка метода прогноза восстановления естественных температур грунтов в основаниях зданий на свайных ростверках, оттаявших в процессе гидратации бетона буронабивных свай (изготовленных с противоморозными добавками или без них).

Приведенные табличные данные по динамике изменений температур оснований, охлаждаемых сезонно-

действующими установками парожидкостного типа, для зданий с проветриваемыми подпольями отражают закономерности, характерные для дисперсных грунтов любого вида при различных значениях влажности и засоленности.

Формирующиеся в результате принудительного охлаждения температурные поля не являются стационарными. Их пространственно-временная изменчивость обусловлена сезонными изменениями температуры воздуха в проветриваемом подполье, условиями теплообмена на дневной поверхности под зданием, теплофизическими свойствами грунтов основания, режимом работы охлаждающих установок и в значительной степени климатическими факторами.

Список литературы

1. Жесткова Т.Н. Формирование криогенного строения грунтов. М.: Наука, 1982. 216 с.
2. Макаров В.И. Термосифоны в северном строительстве. Новосибирск: Наука, 1985. 169 с.
3. Попенко Ф.Е. Основы методики изучения состава и свойств аллювиальных отложений при использовании их в качестве оснований сооружений: автореф. дис. ... канд. геол.-минер. наук. Якутск, 1991. 27 с.
4. Степанов А.В., Попенко Ф.Е., Рожин И.И. Основы инженерной защиты объектов строительства в криолитозоне. Новосибирск: Наука, 2014. 448 с.
5. Шумский П.А. О нарастании кристаллов льда на твердое основание // Вопросы геологии Азии. М.: Изд-во АН СССР, 1955. Т. 2. С. 51–59.

ГЕОТЕХНИКА

Журнал для изыскателей, проектировщиков и строителей

Цель журнала — ознакомление российских специалистов с передовым отечественным и зарубежным опытом в области геотехники

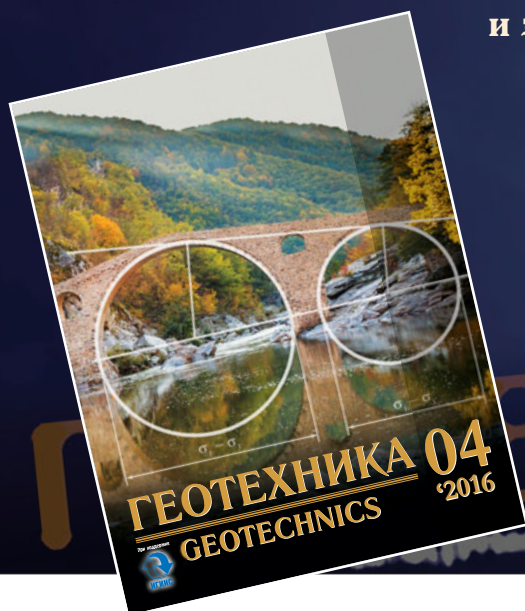
Периодичность в 2017 году:
6 номеров

Стоимость годовой

подписки:

3900 рублей

info@geomark.ru



(495) 226-18-37

(342) 200-79-00

info@anker-system.ru

www.anker-system.ru



АНКЕРНЫЕ
СИСТЕМЫ

ВИНТОВЫЕ ГРУНТОВЫЕ АНКЕРЫ АТЛАНТ

- ПРОИЗВОДСТВО В РОССИИ
- В НАЛИЧИИ НА СКЛАДЕ
- ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ УСТАНОВКИ
- ПЕРЕСОГЛАСОВАНИЕ ПРОЕКТОВ



ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕПЛОПЕРЕДАЮЩИХ ХАРАКТЕРИСТИК ВЕРТИКАЛЬНОГО ПАРОЖИДКОСТНОГО ТЕРМОСТАБИЛИЗАТОРА ГРУНТА С РАЗНЫМИ ТЕПЛОНОСИТЕЛЯМИ

DETERMINING THE HEAT-TRANSFER CHARACTERISTICS OF A VERTICAL VAPOR-LIQUID HEAT
STABILIZER OF SOILS WITH VARIOUS HEAT CARRIERS

ИБРАГИМОВ Э.В.

Начальник проектного отдела ООО «НПО «Север»», г. Москва,
eibragimov@nponorth.ru

ГРАКОВИЧ Л.П.

Старший научный сотрудник Института тепло- и массообмена
им. А.В. Лыкова Национальной академии наук Беларуси, к. т. н.,
г. Минск, lpg@itmo.by

IBRAGIMOV E.V.

Head of the Design Department of the "Sever" LLC research
and production association, Moscow, eibragimov@nponorth.ru

GRAKOVICH L.P.

Senior researcher of the Lykov Heat and Mass Transfer Institute
of the National Academy of Sciences of Belarus, PhD
(candidate of science in Technics), Minsk, lpg@itmo.by

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Парожидкостные термостабилизаторы грунта; термическое сопротивление; теплоноситель; хладоны; лабораторные испытания; пленочная модель течения; ручейковая модель течения; азеотропная смесь.

АННОТАЦИЯ

Проведено определение теплопередающих характеристик лабораторной модели вертикального термосифона при использовании разных хладонов, не обладающих озоноразрушающим действием, в целях выявления оптимального теплоносителя для термостабилизаторов грунта и сравнения полученных экспериментальных данных с расчетными.

KEYWORDS

Vapor-liquid heat stabilizer of soils; thermal resistance; heat carrier (heat-transfer agent); chladones; laboratory tests; film flow model; brook flow model; azeotropic mixture.

ABSTRACT

The heat-transfer characteristics of a laboratory model of a vertical thermosyphon were determined with various non-ozone-depleting chladones in order to identify the optimal heat carrier for vapor-liquid heat stabilizers of soils and compare the obtained experimental data with calculated ones.

Жидкостные термостабилизаторы служат для замораживания и поддержания грунта в замерзшем состоянии за счет естественного холода окружающей среды. Преимущества использования для этих целей двухфазных теплопередающих устройств заключаются в автономности их работы, высоких коэффициентах внутреннего теплообмена, однонаправленности передачи теплового потока.

Эффективность передачи теплового потока определяется термическими сопротивлениями на отдельных ее участках — от грунта стенке термостабилизатора, самой стенки термостабилизатора, испаряющегося теплоносителя, конденсирующихся паров теплоносителя в конденсаторе, стенки конденсатора, внешней поверхности конденсатора, обдуваемой окружающим воздухом. Термические сопротивления на этих участках значительно отличаются друг от друга. Наибольшие из них (в порядке убывания) — на границах «грунт — стенка термостабилизатора» и «стенка конденсатора — окружающий воздух». Сопротивлением металлической стенки термостабилизатора на практике обычно пренебрегают.

Термические сопротивления при испарении и конденсации теплоносителя в термостабилизаторе относительно невелики, однако они могут оказывать заметное влияние на общие характеристики всей системы теплопередачи. Величины этих сопротивлений зависят от геометрии термостабилизатора и в значительной мере от используемого теплоносителя.

Наилучшим теплоносителем в требуемом диапазоне температур является аммиак, однако в силу свойств этого вещества его использование во многих случаях не допускается. До последнего времени распространенным теплоносителем также служил хладон-22 (хладагент R22). По своим характеристикам он обеспечивал требуемые условия теплообмена. Однако R22 относится к классу озоноразрушающих соединений, и его использование в соответствии с постановлением Правительства РФ от 24.03.2014 № 228 [3] должно быть резко ограниченным. Поэтому работы по поиску альтернативных хладонов в качестве оптимальных теплоносителей для термостабилизаторов грунта имеют не только научный, но и практический интерес.

В лаборатории пористых сред Института тепло- и массообмена им. А.В. Лыкова Национальной академии наук Беларуси (НАНБ) были выполнены лабораторные испытания двухфазного термосифона с применением в качестве теплоносителей разных хладонов. Эти исследования проводились с использованием оборудования для измерения параметров тепловых труб. Для подачи тепловой энергии к ис-

парителям применялся источник питания N6701A производства компании Agilent Technologies. Погрешность измерения теплового потока, подаваемого на нагреватель испарителя тепловой трубы, составляла 0,5%. Для определения распределения температур использовались термопары «медь — константан» («медь — медь-никель»), изготовленные из специального термопарного провода производства компании Labfacility.

Температурные измерения на установке осуществлялись системой сбора данных HP-34970A (производства компании Hewlett Packard) с помощью стандартных термопар «медь — константан» и датчиков M422 класса 1/3DIN (компании Heraeus Sensor Technology) по двухпроводной схеме, а также лабораторных ртутных термометров с ценой деления 0,1 °С. Для абсолютных термопар с одним измерительным спаем в HP-34970A использовался режим External reference («Внешняя ссылка») с опорным датчиком M422 (1 000 Ом), размещенным в блоке тепловой стабилизации спаев разъемов. Основные источники погрешностей работы сенсора M422 и термопар устранялись с помощью программных средств HP-34970A на основании данных предварительной калибровки. Регистрация получаемых данных выполнялась универсальной системой сбора данных Agilent 34970A (производства компании Agilent Technologies) с последующей обработкой на компьютере. Точность измерений температуры составляла плюс-минус 0,1 °С.

Подвод тепла к испарителю термосифона производился от ленточного нагревателя. Для отвода тепла от конденсатора служил жидкостный теплообменник, питаемый от термостата FP89-HL (компании Julabo). Точность поддержания температуры теплоносителя обеспечивалась в интервале плюс-минус 0,1 °С. Для максимального уменьшения тепловых потерь от нагреваемых поверхностей использовался слой теплоизоляции. Таким образом, погрешность измерения теплового потока, подаваемого от электрического нагревателя на испаритель, составляла не более 6%. Для перепада температур на границе «поверхность испарителя тепловой трубы — поверхность адиабатической зоны» она была равна 10%. Суммарная погрешность определения термических сопротивлений испарителей тепловых труб не превышала 20%.

Общий вид образца тепловой трубы и элементов экспериментальной установки приведен на рис. 1.

Заправка предварительно откакумированного термосифона определенным количеством теплоносителя (во всех случаях одинаковым) производилась с использованием мерной емкости, взвешиваемой для контроля на электронных весах.

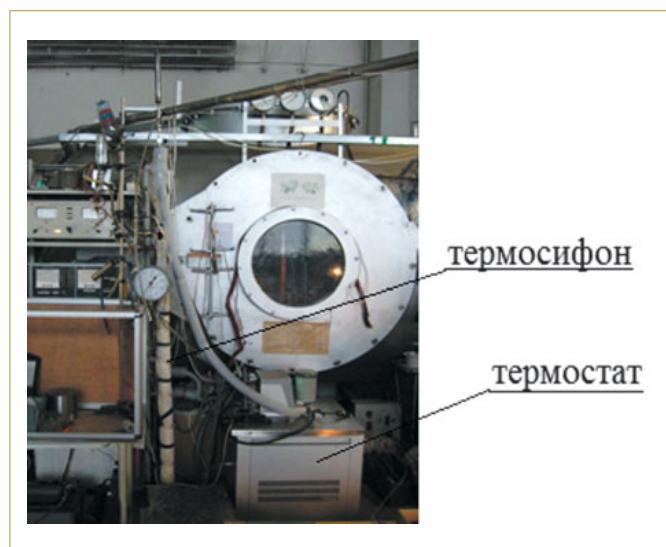


Рис. 1. Образец тепловой трубы и элементы экспериментальной установки

Корпус испытываемого термосифона был изготовлен из стальной трубы с наружным диаметром 27 мм и толщиной стенки 3 мм. Общая длина термосифона составляла 2 м. В том числе длина испарителя была равна 1,25 м, длина конденсатора с жидкостным теплообменником — 0,2 м, а остальную часть занимала адиабатическая зона (по ее температуре определялась температура пара теплоносителя). Для

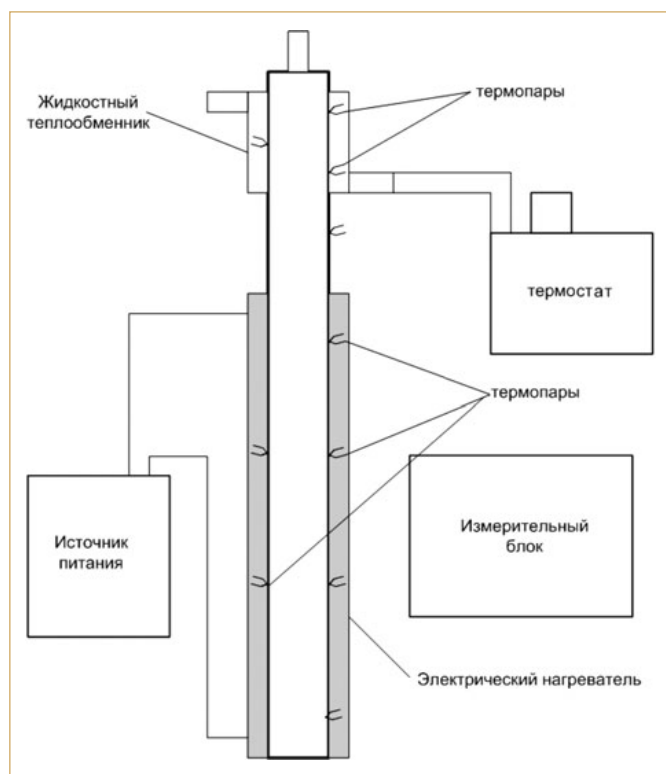


Рис. 2. Схема расположения измерительных и питающих систем для термосифона

подвода тепла использовался эластичный ленточный нагреватель типа ЭНГЛ-1 производства компании «ВИМ-ЭКО».

Схема расположения измерительных и питающих систем для термосифона приведена на рис. 2, а схема размещения измерительных термопар — на рис. 3.

Испытания выполнялись в соответствии с методикой, разработанной ООО «НПО «Север»» (г. Москва) совместно с Институтом тепло- и массообмена им. А.В. Лыкова НАНБ¹. Согласно этой методике основными критериями, характеризующими интенсивность теплопередачи в термосифоне, являются термические сопротивления испарителя и конденсатора, определяемые по их средним температурам на отдельных участках и передаваемым тепловым потокам.

Измерения проводились в основном для двух передаваемых термосифоном тепловых потоков (соответствующих подаваемой на электрический нагреватель мощности 50 и 100 Вт). При этом температура пара теплоносителя поддерживалась при помощи термостата примерно на уровне 0 °С.

Термическое сопротивление испарителя термосифона R_e (К/Вт) определяли по формуле:

$$R_e = \frac{T_{e,sp} - T_a}{Q}, \quad (1)$$

где $T_{e,sp}$ — средняя температура поверхности испарителя термосифона, К; T_a — температура адиабатической зоны (пара теплоносителя), К; Q — мощность, подаваемая на электрический нагреватель, Вт.

Термическое сопротивление конденсатора термосифона R_c (К/Вт) находили следующим образом:

$$R_c = \frac{T_a - T_{c,sp}}{Q}, \quad (2)$$

где $T_{c,sp}$ — средняя температура поверхности конденсатора, К.

Общее термическое сопротивление термосифона R_Σ (К/Вт) определяли по формуле [2]:

$$R_\Sigma = R_e + R_c. \quad (3)$$

По результатам испытаний термосифона с разными теплоносителями строили графики зависи-

¹ Отчет о научно-исследовательской работе по договору № Д-СУБ-9-20150041 от 20 ноября 2015 г. «Разработка методики определения теплопередающих характеристик парожидкостных вертикальных термостабилизаторов грунта (ТСГВ) (этап 1)». Минск: Институт тепло- и массообмена им. А.В. Лыкова, 2016.

мостей термического сопротивления от типа теплоносителя.

Ранее были выполнены расчетные исследования влияния типа хладона на характеристики термостабилизатора грунта в условиях реальной эксплуатации. При этом были рассмотрены разные варианты течения теплоносителя вдоль внутренней поверхности термостабилизатора — пленочного и ручейкового. Результаты расчетов приведены на рис. 4.

Пленочная модель течения теплоносителя предполагает равномерное смачивание всей поверхности испарителя, чего на практике трудно достичь без использования капиллярных покрытий. Более реальной является модель ручейкового течения. В этом случае испарение теплоносителя происходит только из зоны «ручья». Тепло к нему подводится напрямую от грунта и по стенке испарителя, выступающей в роли ребра.

Предварительно были сделаны выводы о целесообразности проведения экспериментов с распространенными в настоящее время хладонами определенного класса. Некоторые из них представляют собой смеси теплоносителей, считающиеся азеотропными². Они рекомендуются для использования в холодильной технике [1].

Применение смесей жидкостей в качестве теплоносителей для тепловых труб и термосифонов имеет свою специфику. В случае нарушения азеотропности компоненты смеси могут частично разделяться в процессе взаимодействия встречных потоков пара и жидкого хладона. Это может привести к неравномерности распределения температур вдоль парового канала и в потоке жидкости, что, в свою очередь, приводит к увеличению термического сопротивления устройства.

Отработка возможности использования в термосифонах смесей теплоносителей требует отдельных специальных экспериментальных исследований.

Для испытаний были выбраны следующие хладоны, не обладающие озоноразрушающим действием: R125, R134A, R152, R32 и R410. Для сравнения испытания проводились также с разрушающим озон хладоном R22. В таблице 1 приведены главные результаты выполненных измерений. По этим данным можно делать выводы об основных характеристиках термосифона при замене теплоносителя.

Можно отметить, что термические сопротивления испарителя примерно одинаковы в случаях применения разных теплоносителей выбранного класса, за исключением хладона R125. Возможной причи-

² Азеотропной называется смесь жидкостей (двух или более), состав которой не меняется при испарении (то есть смесь с одинаковым составом равновесных жидкой и паровой фаз).

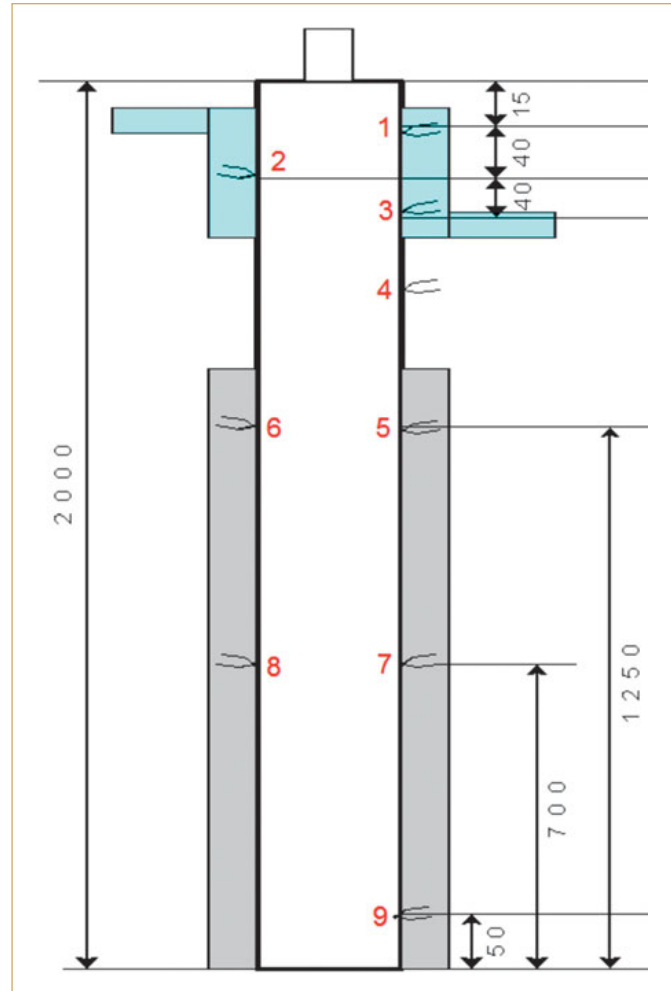


Рис. 3. Схема расположения датчиков температуры. Красные цифры — номера датчиков; черные числа — размеры, мм

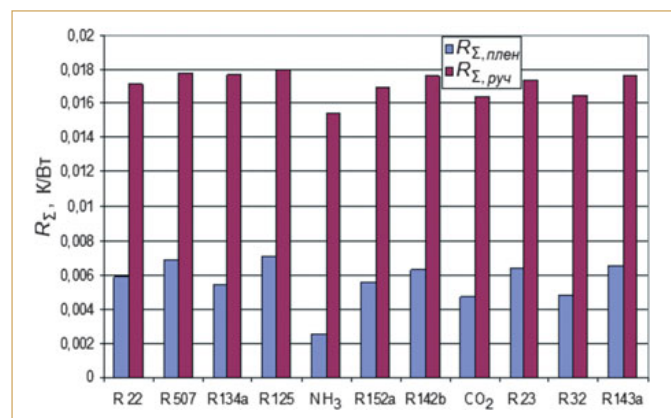


Рис. 4. Влияние используемого теплоносителя на характеристики термостабилизатора. Обозначения: R_{Σ} — термическое сопротивление термостабилизатора; $R_{\Sigma, \text{плен}}$, $R_{\Sigma, \text{руч}}$ — термическое сопротивление термостабилизатора в предположении пленочного и ручейкового режима течения теплоносителя в испарителе соответственно; горизонтальная ось — теплоносители

Основные характеристики термосифона при использовании разных теплоносителей												
Характеристика*	Теплоноситель											
	R22		R32		R125		R134		R152		R410	
Q , Вт	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100
t_e , К	0,83	1,65	0,56	1,03	1,71	2,72	0,70	2,35	1,06	2,22	0,75	1,66
t_v , К	-1,00	0,18	-0,03	-0,16	0,01	0,29	-0,20	0,11	0,05	0,73	-0,05	0,19
t_c , К	-2,94	-4,00	-1,60	-3,50	-2,04	-4,72	-2,53	-4,30	-2,04	-3,74	-1,93	-3,92
R_e , К/Вт	0,016	0,015	0,012	0,012	0,033	0,024	0,018	0,022	0,020	0,015	0,016	0,015
R_c , К/Вт	0,039	0,042	0,031	0,033	0,041	0,05	0,046	0,044	0,042	0,045	0,038	0,041
R_Σ , К/Вт	0,055	0,057	0,043	0,045	0,074	0,074	0,065	0,067	0,062	0,060	0,054	0,056

* Q — мощность, подаваемая на электрический нагреватель термосифона; t_e , t_v , t_c — температура испарителя, пара и конденсатора соответственно; R_e , R_c — термическое сопротивление испарителя и конденсатора соответственно; R_Σ — общее термическое сопротивление термосифона.

ной может служить то, что R125 имеет наименьшую среди них скрытую теплоту парообразования, из-за чего для транспортировки одного и того же теплового потока требуется обеспечение большего удельного расхода теплоносителя.

В таблице 2 (и для наглядности на рис. 5) приведены расчетные и экспериментальные отношения полных термических сопротивлений³ термосифона при использовании разных теплоносителей к такому в случае применения хладагента R22. Для хладона R410 не удалось найти достаточного количества достоверных показателей теплофизических свойств (в частности, плотности, скрытой теплоты парообразования, критериев Прандтля и др.), в связи с чем в табл. 2 для R410 приведены только экспериментальные данные.

Анализ таблицы 2 и рисунка 5 показывает общее соответствие предварительно полученных расчетных

и экспериментальных данных. Некоторые их расхождения можно объяснить достаточной сложностью процессов при течении хладона внутри термосифона. Возможно, течение теплоносителя вдоль одной образующей внутренней стенки испарителя не является чисто ручейковым (даже при наличии отклонений от вертикального положения). При использовании хладона R32 площадь смоченной внутренней поверхности может быть больше расчетной за счет впитывания теплоносителя ее шероховатостями. В случае применения R125 можно предположить ухудшение смачиваемости и переход к режиму течения, близкому к капельному.

Можно отметить заметное преимущество хладона R32 по сравнению с остальными теплоносителями. Основной причиной этого, как показывают и эксперименты, и расчеты, является то, что в случае применения R32 получается более низкое термиче-

Таблица 2

Соотношения термических сопротивлений термосифона* при использовании разных теплоносителей						
Отношение $R_\Sigma / R_{\Sigma, R22}$	R_Σ , К/Вт, при использовании хладона					
	R22	R32	R125	R134	R152	R410
Расчетное	1,000	0,959	1,050	1,029	0,989	—
Экспериментальное	—	0,806	1,348	1,086	1,058	0,989

* R_Σ — полное термическое сопротивление термосифона при использовании того или иного хладона; $R_{\Sigma, R22}$ — полное термическое сопротивление термосифона при использовании хладагента R22.

³ Под *полным термическим сопротивлением* понимается сопротивление от внешней поверхности испарителя термосифона до внешней поверхности его конденсатора.

ское сопротивление конденсатора: отношения термических сопротивлений конденсатора при использовании R32 и R22 составляют 0,74 по расчетным данным и 0,69 по результатам экспериментов (сопротивления же конденсатора при использовании остальных теплоносителей и R22 примерно одинаковы). Это можно объяснить существенно большей величиной скрытой теплоты парообразования хладона R32 по сравнению с остальными. За счет этого толщина пленки конденсата на поверхности конденсатора становится меньше и его термическое сопротивление также уменьшается. Повышенное давление паров теплоносителя приводит к снижению скорости пара на входе в конденсатор и уменьшению межфазного взаимодействия.

Экспериментальные характеристики работы термосифона при использовании хладона R410 (азеотропной смеси) соответствуют средним значениям, полученным для разных теплоносителей.

Остальные хладоны показали схожие или более плохие характеристики по сравнению с R22.

Таким образом, на основе выполненных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы.

1. Теплопередающие характеристики (термические сопротивления при фиксированных тепловых нагрузках) вертикального двухфазного термосифона с применением в качестве теплоносителей хладон R32, R125, R134A, R152 и R410 были достаточно близки между собой и примерно соответствовали таковым при использовании хладагента R22.

2. Термическое сопротивление термосифона с хладон R32 оказалось почти на 20% меньше, чем при использовании R22. На взгляд авторов, это объясняется более высокими значениями теплофизических параметров R32, из-за чего коэффициент теплообмена при его конденсации заметно больше по сравнению с другими исследованными теплоносителями. Хладон R32 может быть рекомендован в качестве теплоносителя для термостабилизаторов грунта, если нет других противопоказаний (таких как пожароопасность, вред для здоровья и экологии или др.).

3. При использовании хладона R410 усредненное термическое сопротивление термосифона было примерно на 5% ниже, чем для R22. Поэтому R410

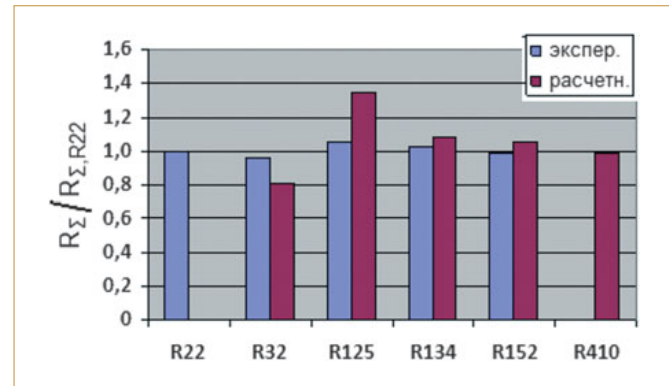


Рис. 5. Экспериментальные и расчетные соотношения полных термических сопротивлений термосифона с разными теплоносителями. Обозначения: R_{Σ} — полное термическое сопротивление термосифона при использовании того или иного хладона; $R_{\Sigma,R22}$ — полное термическое сопротивление термосифона при использовании хладагента R22; горизонтальная ось — теплоносители

также можно рассматривать как альтернативу хладагенту R22.

4. Хладон R152 показал ухудшение характеристик термосифона примерно на 10% по сравнению с R22, что соответствует соотношению показателей теплофизических свойств этих двух теплоносителей.

5. При использовании хладона R134 характеристики термосифона оказались на 15% хуже, чем для R22. Причиной этого является комплекс теплофизических свойств R134, о чем свидетельствуют и расчетные данные.

6. Наихудшими характеристиками обладал термосифон с использованием хладона R125. Наиболее очевидным объяснением этого являются низкие величины скрытой теплоты парообразования и теплопроводности данной жидкости, из-за чего повышается термическое сопротивление конденсатора.

На практике необходимо учитывать то, что термическое сопротивление термостабилизатора относится только к части теплообменной системы «грунт — окружающий воздух». В связи с этим влияние теплоносителя на общие характеристики теплообменной системы в полевых условиях будет гораздо слабее.

Список литературы

1. Безродный М.К., Пиоро И.Л., Костюк Т.О. Процессы переноса в двухфазных термосифонных системах. Киев: Факт, 2005. 704 с.
2. Кутателадзе С.С. Основы теории теплообмена. М.: Атомиздат, 1979. 416 с.
3. О мерах государственного регулирования потребления и обращения веществ, разрушающих озоновый слой: постановление Правительства Российской Федерации от 24.03.2014 № 228. М.: Правительство РФ, 2014.

ВЛИЯНИЕ ВЫБОРА ПРОЧНОСТНЫХ ПАРАМЕТРОВ НА ВЕЛИЧИНУ КОЭФФИЦИЕНТА УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНА ПРИ ЧИСЛЕННОМ МОДЕЛИРОВАНИИ

INFLUENCE OF SELECTING THE STRENGTH PARAMETERS ON THE SLOPE STABILITY COEFFICIENT VALUE BY THE RESULTS OF NUMERICAL SIMULATION

МИРНЫЙ А.Ю.

Старший научный сотрудник Научно-образовательного центра «Геотехника» Московского государственного строительного университета, к. т. н., г. Москва, reg@osonnor.ru

MIRNYY A.Yu.

Senior researcher of the “Geotechnics” research and education center of the Moscow State University, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, reg@oconnor.ru

СИДОРОВ В.В.

Научный сотрудник Научно-образовательного центра «Геотехника» Московского государственного строительного университета, к. т. н., г. Москва, vitsid@mail.ru

SIDOROV V.V.

Researcher of the “Geotechnics” research and education center of the Moscow State University, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, vitsid@mail.ru

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Механическая модель; численное моделирование; условие текучести; параметры сопротивления сдвигу; устойчивость склона.

АННОТАЦИЯ

В настоящей работе рассмотрены наиболее широко применяемые условия текучести грунтов и соответствующие им параметры сопротивления сдвигу. На примере численного эксперимента показано, что изменение размерности задачи (плоской или пространственной) и использование различных условий текучести дают значительные расхождения в результатах расчета коэффициента устойчивости склона. Авторы считают, что требуется более внимательное и корректное определение параметров для выбранной модели грунта.

KEYWORDS

Mechanical model; numerical modeling; yield condition; shear strength parameters; slope stability.

ABSTRACT

This article is dedicated to the most widely-spread yield conditions of soils and relevant shear strength parameters. By the example of a numerical experiment, it is shown that changing the dimensionality (two-dimensional and three-dimensional) of a task and using various yield conditions result in significant discrepancies between calculated slope stability coefficients. The authors consider that more attentive and correct determination of parameters for a chosen soil model is needed.

Введение

В настоящее время при проектировании объектов промышленного и гражданского назначения широко используется численное моделирование. Современные программные комплексы для его выполнения включают различные механические модели, выбор которых проводится на основе результатов анализа поставленной задачи и вида грунта.

Получение значений механических параметров грунта для численного моделирования основания производится путем обработки результатов лабораторных испытаний. В зависимости от применяемой механической модели способы определения этих параметров меняются [1].

В связи с тем что грунт является средой с выражено нелинейными свойствами, параметры прочности имеют большое значение при расчетах даже для его допредельного состояния [2]. Однако более ярко влияние выбора размерности математической модели, механической модели грунта и величин прочностных характеристик проявляется при решении традиционной задачи механики грунтов — расчете устойчивости склона.

Необходимость учета данного обстоятельства может быть показана на примере наиболее распространенных условий текучести — Мора — Кулона [4, 7] и Друкера — Прагера [9, 10], реализованных в большом количестве программных комплексов, которые применяются для геотехнических расчетов.

Цель настоящей статьи — продемонстрировать различия между результатами моделирования устойчивости откосов в зависимости от выбранного метода обработки результатов лабораторных испытаний (для плоской или трехмерной задачи).

Условия текучести грунтов для определения их механических характеристик

Теорию прочности для несвязных песчаных и гравелистых грунтов предложил Ш. Кулон в 1773 году. В соответствии с ней предельное сопротивление сдвигу обусловлено трением между частицами при их взаимном смещении. В дальнейшем эта теория была распространена и на связные глинистые грунты, а зависимость между предельными нормальными (σ_n) и касательными (τ_n) напряжениями приняла следующий вид:

$$\tau_n = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1)$$

где φ — угол внутреннего трения; c — удельное сцепление.

В случае плоской задачи предельные касательные напряжения действуют вдоль поверхности скольжения (рис. 1), а максимальное (σ_1) и минимальное (σ_3) главные напряжения связаны между собой диаграммой Мора.

Нормальное (σ) и касательное (τ) напряжения в данном случае находятся по следующим формулам:

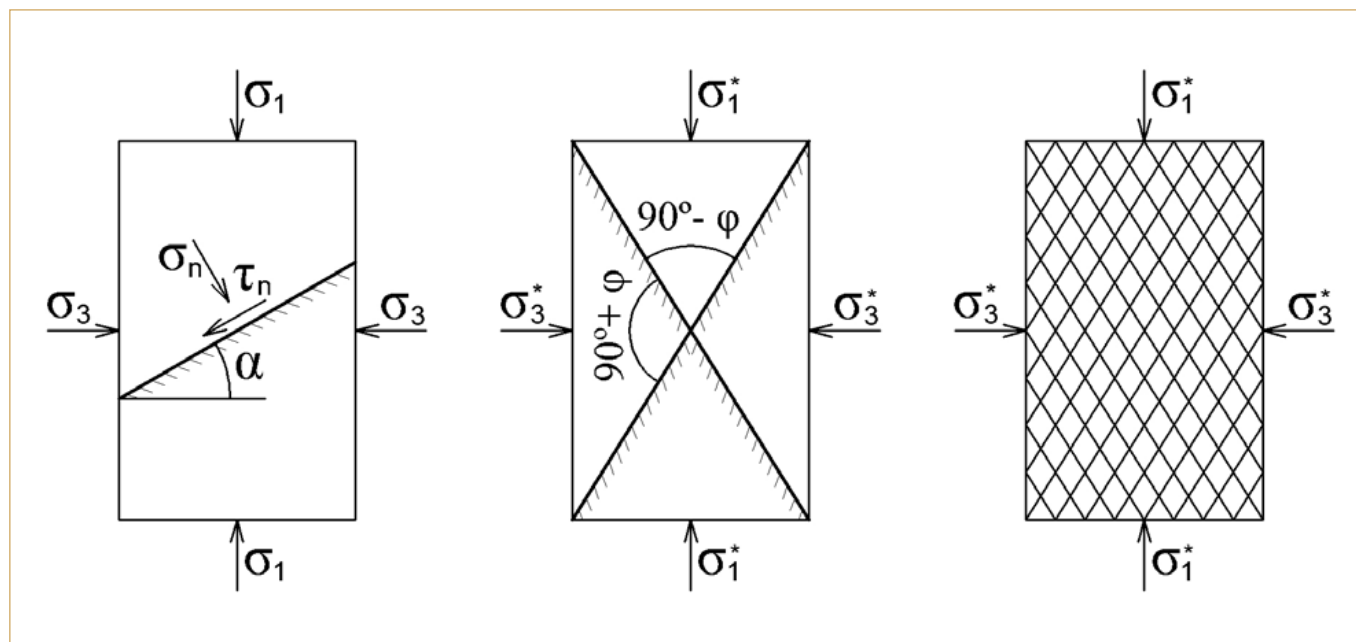


Рис. 1. Расчетная схема для модели Мора — Кулона и площадки скольжения. *Обозначения:* σ_1 — максимальное (вертикальное) главное напряжение; σ_3 — минимальное (боковое) главное напряжение; σ_1^* — предельное значение первого главного напряжения; σ_3^* — предельное значение третьего главного напряжения; τ_n — предельное касательное напряжение, действующее вдоль поверхности скольжения; σ_n — предельное нормальное напряжение, действующее перпендикулярно площадке скольжения; α — угол наклона площадки скольжения; φ — угол внутреннего трения

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; \quad (2)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}. \quad (3)$$

Теорию прочности грунтов Мора — Кулона удобно использовать при рассмотрении плоских задач, когда σ_1 и σ_3 лежат в одной плоскости, а промежуточное напряжение σ_2 действует в перпендикулярной плоскости и, по существу, не влияет на предельное состояние.

В случае пространственной задачи используется октаэдрическая теория прочности грунтов, устанавливающая зависимость между касательным ($\tau_{окт}$) и нормальным ($\sigma_{окт}$) напряжениями, действующими на октаэдрической площадке. Зависимость между предельными значениями этих напряжений ($\tau_{окт,n}$ и $\sigma_{окт,n}$), аналогичная закону Кулона, была впервые предложена А.И. Боткиным в 1940 году [2]:

$$\tau_{окт,n} = \sigma_{окт,n} \cdot \text{tg}\varphi_{окт} + c_{окт}, \quad (4)$$

где $\varphi_{окт}$, $c_{окт}$ — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление на октаэдрической площадке.

Октаэдрические напряжения могут быть найдены по формулам:

$$\tau_{окт} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{3}; \quad (5)$$

$$\sigma_{окт} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}. \quad (6)$$

Очевидно, что параметры прочности для октаэдрической площадки не совпадают с таковыми для плоской задачи. В большинстве случаев как угол внутреннего трения, так и удельное сцепление превышают аналогичные параметры в условии Мора — Кулона.

Условие текучести Друкера — Прагера, разработанное в 1952 году, отличается от модели Мора — Кулона формой поверхности текучести, но использует те же параметры прочности. В связи с этим в литературе часто не делают существенных различий между этими двумя моделями. Тем не менее с аналитической точки зрения они принципиально различаются. Модель Друкера — Прагера основана на модифицированном критерии прочности Мизеса и рассматривает эффективное напряжение в точке, в то время как условие текучести Мора — Кулона рассматривает предельное касательное напряжение. При этом в большинстве программ на основе метода конечных элементов, используемых для расчета осно-

ваний, в настоящее время реализована именно модель Друкера — Прагера.

В общем виде условие текучести Друкера — Прагера описывается следующей формулой:

$$\sqrt{J_{2\sigma}} = A + B \cdot J_{1\sigma}, \quad (7)$$

где A , B — коэффициенты; зависящие от параметров прочности и различающиеся в зависимости от необходимой формы поверхности текучести; $J_{1\sigma}$, $J_{2\sigma}$ — соответственно первый и второй инварианты тензора напряжений, определяемые по формулам:

$$J_{1\sigma} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3; \quad (8)$$

$$J_{2\sigma} = -\sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_1\sigma_3. \quad (9)$$

Если поверхность текучести Друкера — Прагера вписана в поверхность текучести Мора — Кулона, то коэффициенты A и B (см. формулу (7)) определяются по формулам:

$$A = \frac{6c \cdot \cos\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)}; \quad (10)$$

$$B = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)}. \quad (11)$$

Если поверхность текучести Друкера — Прагера описывает поверхность текучести Мора — Кулона то в выражениях для определения значений A и B меняются знаки:

$$A = \frac{6c \cdot \cos\varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin\varphi)}; \quad (12)$$

$$B = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin\varphi)}. \quad (13)$$

В общем виде критерий прочности Друкера — Прагера можно записать так:

$$\tau_i^* = \frac{6c \cdot \cos\varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin\varphi)} + \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin\varphi)} \cdot 3\sigma_m, \quad (14)$$

или

$$\tau_i^* = \frac{6(c \cdot \cos\varphi + \sigma_m \sin\varphi)}{\sqrt{3}(3 \pm \sin\varphi)}, \quad (15)$$

где τ_i^* — предельное значение интенсивности касательных напряжений; σ_m — среднее напряжение.

К сожалению, при проведении инженерно-геологических изысканий и определении параметров сопротивления сдвигу не делается указаний о том, в со-

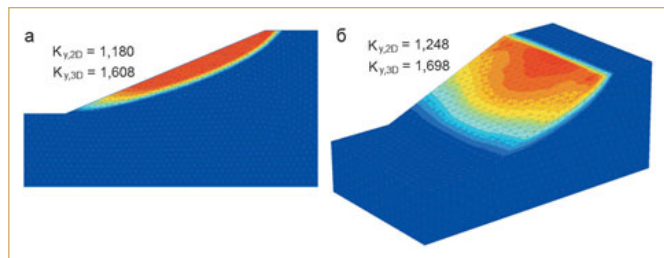


Рис. 2. Наиболее вероятная поверхность скольжения слагающего откос грунта, полученная при решении задачи в программном комплексе PLAXIS в плоской (а) и пространственной (б) постановке. Обозначения: $K_{y,2D}$, $K_{y,3D}$ — коэффициенты устойчивости, полученные при использовании прочностных характеристик, определенных для плоского и трехосного напряженного состояния соответственно

ответствии с какой моделью выполнять определение параметров. Абсолютное большинство нормативных документов, регламентирующих изыскания как в России, так за рубежом, предлагает определять параметры прочности исключительно для условия Мора — Кулона. Необходимо отметить, что процедуры испытаний для определения этих параметров одинаковы для условий Друкера — Прагера и Мора — Кулона. Изменяется только интерпретация полученных данных, а различия в аналитической базе условий текучести приводят к получению разных результатов при расчетах.

Методика и результаты исследования

По результатам лабораторных испытаний, выполненных в НОЦ «Геотехника» НИУ МГСУ [8], были определены прочностные характеристики четырех видов грунта. Были получены параметры сопротивления сдвигу, соответствующие теориям

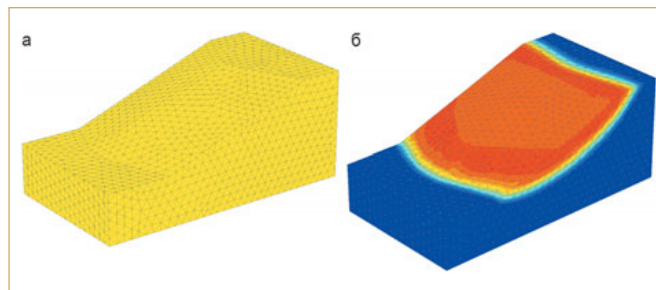


Рис. 3. Конечноэлементная модель склона с изменяющимся углом заложения (а) и наиболее вероятная поверхность скольжения грунта, слагающего этот криволинейный склон (б)

Мора — Кулона [3] и Мизеса — Шлейхера — Боткина [1] (табл. 1).

Примечательно, что на значениях деформационных параметров вид напряженного состояния не сказывается, так как они определяются для приращений осевых напряжений и деформаций, которые находятся напрямую по результатам испытаний:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}; \quad (16)$$

$$\nu = \left| \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} \right|, \quad (17)$$

где E — модуль деформации; $\Delta\sigma_1$ — приращение максимального (вертикального) главного напряжения; $\Delta\varepsilon_1$ — приращение вертикальной (продольной) относительной деформации; $\Delta\varepsilon_3$ — приращение поперечной относительной деформации; ν — коэффициент Пуассона (относительной поперечной деформации).

Тем не менее в нелинейных моделях с изменяющимся модулем деформации E , например в модели

Таблица 1

Механические характеристики грунтов по данным испытаний						
Грунт	E , МПа	ν , д. ед.	Параметры прочности при напряженном состоянии			
			плоском		трехосном	
			c , кПа	φ , град.	$c_{окт}$, кПа	$\varphi_{окт}$, град.
Песок средней крупности	30	0,30	1,63	24,51	2,22	31,84
Супесь пластичная	15	0,32	13,39	14,36	16,90	17,90
Суглинок тугопластичный	20	0,35	41,31	16,01	52,76	20,15
Глина тугопластичная	35	0,40	89,60	15,48	114,00	19,39

* E — модуль общей деформации; ν — коэффициент Пуассона (относительной поперечной деформации); φ , c — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление при плоском напряженном состоянии; $\varphi_{окт}$, $c_{окт}$ — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление при трехосном напряженном состоянии (на октаэдрической площадке).

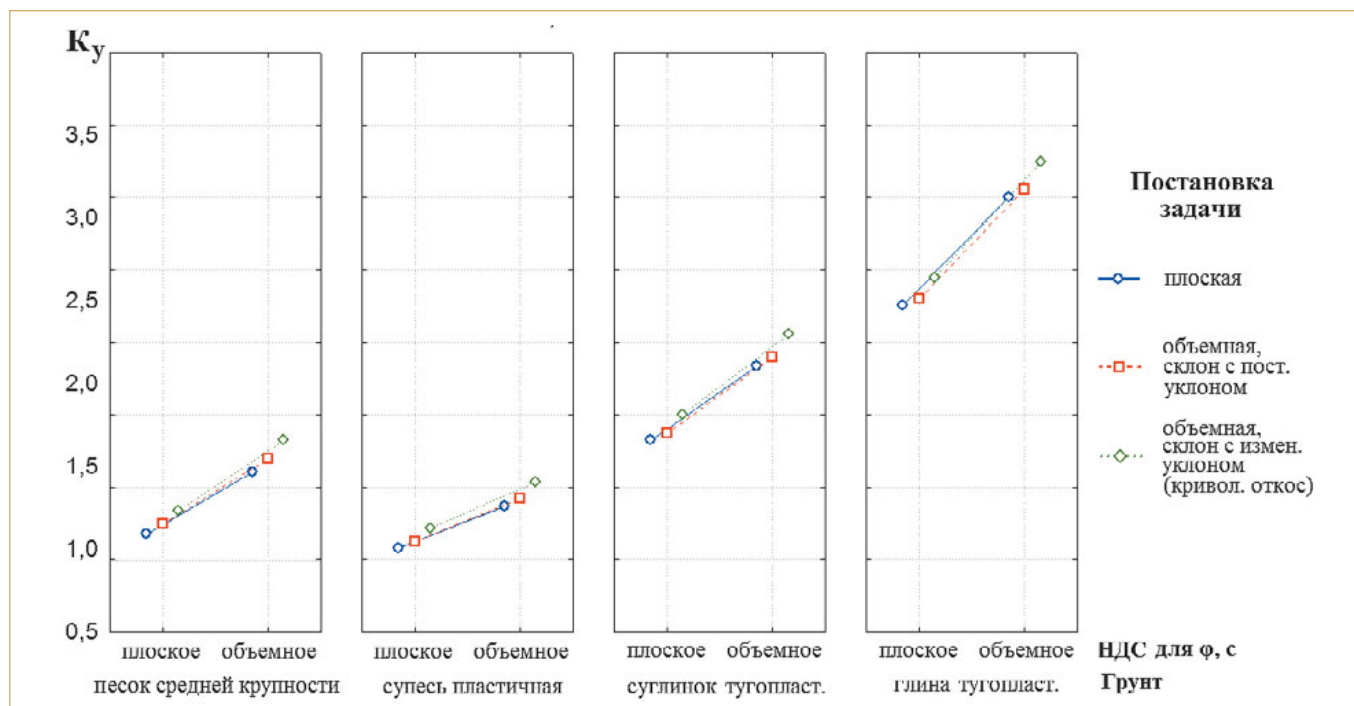


Рис. 4. Графическая интерпретация результатов решения тестовой задачи (K_y — коэффициент устойчивости откоса; НДС для ϕ, c — напряженно-деформированное состояние для определения параметров прочности — угла внутреннего трения ϕ и удельного сцепления c)

грунта с увеличивающейся жесткостью (модели HS — Hardening Soil model) [5, 6], вычисление E в каждый момент времени производится с использованием значения среднего напряжения, расчет которого для плоского и трехосного напряженного состояния различен.

В качестве тестовой задачи был выбран расчет коэффициента устойчивости откоса, сложенного од-

ним видом грунта и имеющего постоянный угол заложения. Решение этой задачи выполнялось в программном комплексе PLAXIS [5] в плоской и пространственной постановке с использованием модели Мора — Кулона. При этом в случае пространственной постановки также отдельно моделировался криволинейный откос с изменяющимся углом заложения. В качестве исходных параметров применялись

Таблица 2

Коэффициенты устойчивости откоса, рассчитанные в программном комплексе PLAXIS при использовании модели Мора — Кулона						
Грунт	Постановка задачи в PLAXIS					
	плоская для откоса с постоянным углом заложения		пространственная для откоса с углом заложения			
			постоянным		изменяющимся	
	при исходных параметрах прочности, определенных для напряженного состояния					
	плоск.	трехосн.	плоск.	трехосн.	плоск.	трехосн.
Песок	1,181	1,608	1,248	1,698	1,341	1,825
Супесь	1,082	1,371	1,126	1,420	1,219	1,538
Суглинок	1,826	2,334	1,874	2,395	2,001	2,558
Глина	2,756	3,504	2,798	3,558	2,944	3,746

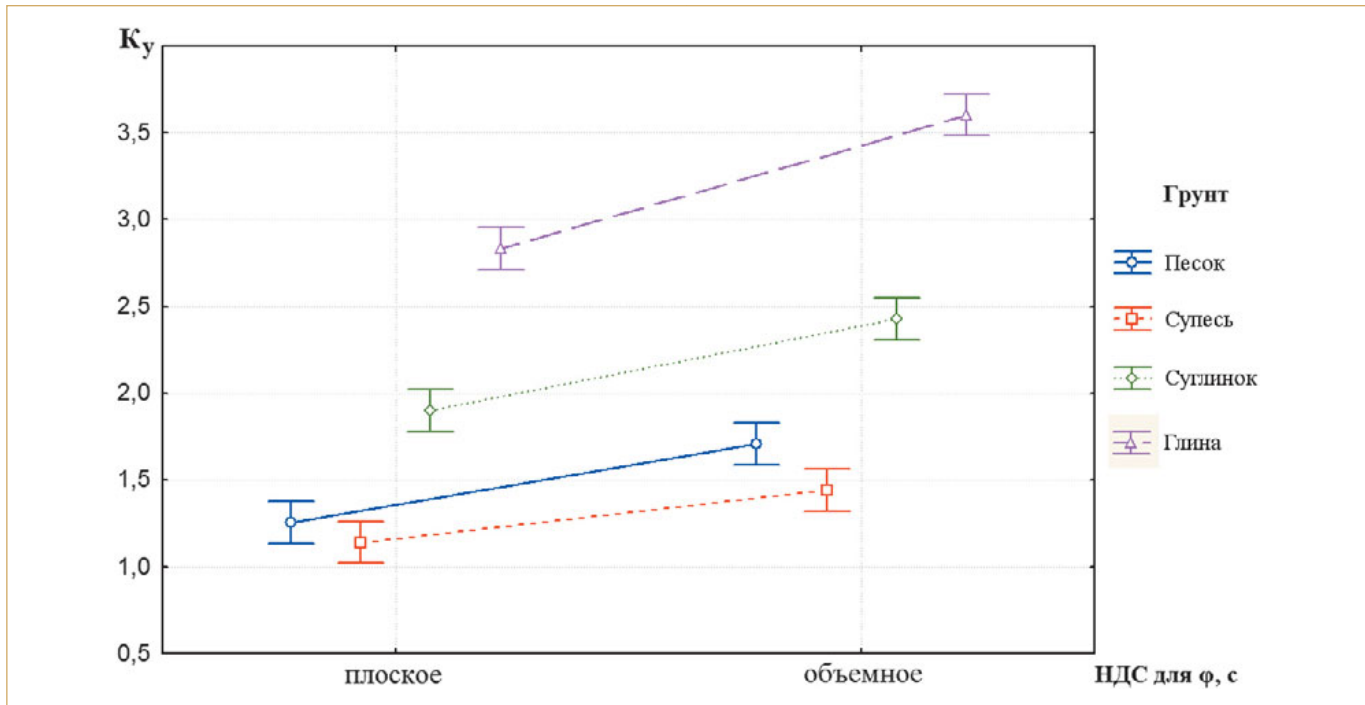


Рис. 5. Зависимости коэффициентов устойчивости откоса K_y от использованных для их определения наборов параметров прочности (НДС для ϕ, c — напряженно-деформированное состояние для определения параметров прочности — угла внутреннего трения ϕ и удельного сцепления c)

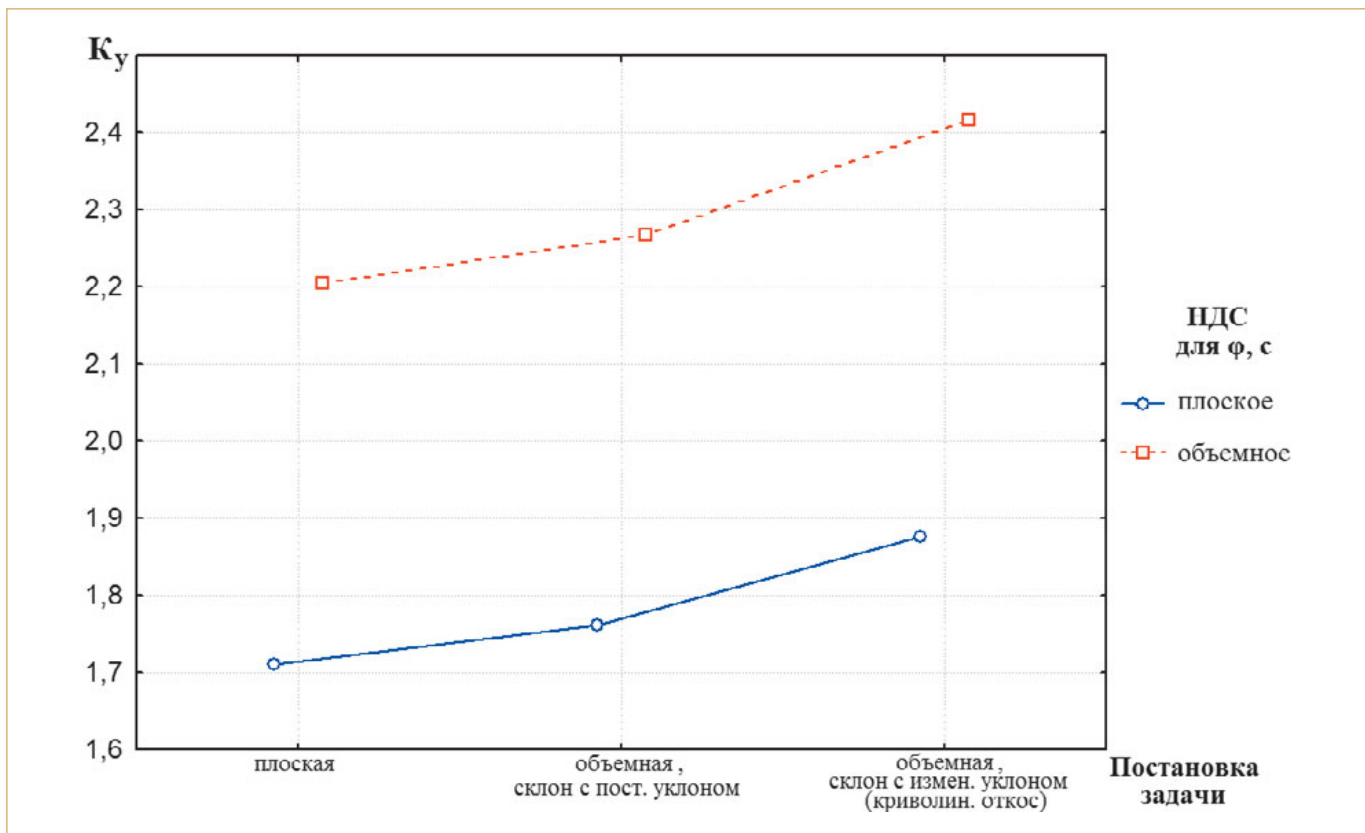


Рис. 6. Зависимости коэффициентов устойчивости откоса K_y от постановки задачи и набора использованных для ее решения параметров сопротивления сдвигу (НДС для ϕ, c — напряженно-деформированное состояние для определения параметров прочности — угла внутреннего трения ϕ и удельного сцепления c)

угол внутреннего трения и удельное сцепление, определенные для плоского и трехосного напряженного состояния.

В результате решения тестовой задачи были определены коэффициенты устойчивости для различных сочетаний прочностных параметров и размерностей математической модели (табл. 2, рис. 2, 3).

Полученные данные были обработаны с использованием программного комплекса Statistica 7.0, разработанного компанией StatSoft. Затем была выполнена их графическая интерпретация (рис. 4).

В результате статистического анализа было установлено, что для каждого вида грунта соотношение между коэффициентами устойчивости, полученными в рамках одной задачи, решенной с параметрами прочности для плоского и трехосного напряженного состояния, является постоянным и составляет от 1,262 до 1,360. Таким образом, влияние используемого набора параметров не зависит от постановки задачи (плоской или пространственной), а зависит только от вида грунта и может быть представлено более простым графиком (рис. 5).

Постановка задачи существенно влияет на результаты расчета. В случае плоской задачи, решаемой фактически для склона бесконечной ширины, коэффициент устойчивости K_y получается минимальным. Трехмерное моделирование линейного склона бесконечной ширины увеличивает K_y незначительно — на величину от 1,5% для глинистых грунтов до 5,7% для песчаных. В случае моделирования криволинейного откоса устойчивость возрастает существенно и приращение K_y достигает 13%.

Осредненные приращения коэффициента устойчивости в зависимости от постановки задачи и использованного набора параметров продемонстрированы на рис. 6.

Выводы

На основе результатов проведенного исследования можно заключить, что использование при математическом моделировании параметров прочности, соответствующих выбранной постановке задачи (плоской или объемной), позволяет получить приращение коэффициента устойчивости величиной до 36% (в зависимости от вида грунта). При этом данный эффект не зависит от того, какая именно задача решается — плоская или пространственная.

Кроме того, очевидно, что при плоской постановке задачи неизбежно занижение коэффициента устойчивости вследствие неучета влияния промежуточного главного напряжения. Этим объясняются ошибочные результаты расчета реальных склонов, для которых значения этого коэффициента получаются меньше единицы, хотя на них не наблюдаются признаков развития оползневых процессов.

Разработанные к настоящему моменту условия текучести грунтов некорректно применять отдельно от соответствующих им параметров сопротивления сдвигу, что может привести к неверным результатам расчетов и возникновению аварийных ситуаций. Избежать этого можно посредством тщательной проработки программы изысканий, в которой изыскатель и проектировщик будут согласовывать не только состав испытаний, но и используемые модели грунта.

Список литературы

1. *Болдырев Г.Г.* Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. Пенза: Изд-во ПГУАС, 2008. 696 с.
2. *Боткин А.И.* О прочности сыпучих и хрупких материалов // Известия НИИГ. 1940. Т. 26. С. 64–69.
3. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: МНТКС, 2010.
4. *Мирный А.Ю., Лузин И.Н., Рахматуллина Е.В.* Метод определения прочности на растяжение связных грунтов и его использование в геотехнических расчетах // Геотехника. 2016. № 3. С. 26–33.
5. Руководство пользователя PLAXIS 3D 2012. СПб.: ООО «НИП-Информатика», 2012.
6. *Строкова Л.А.* Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов // Известия Томского политехнического университета. 2008. Т. 313. № 1. С. 69–74.
7. *Тер-Мартirosян З.Г.* Механика грунтов. М.: Изд-во АСВ, 2009. 488 с.
8. *Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Сидоров В.В.* Лабораторные испытания грунтов в Московском государственном строительном университете (МГСУ-МИСИ) // Инженерные изыскания. 2013. № 8. С. 60–65.
9. *Drucker D.C., Prager W.* Soil mechanics and plastic analysis for limit design // Quarterly of Applied Mathematics. 1952. V. 10. № 2. P. 157–165.
10. *Liu M., Gao Y., Liu H.* A nonlinear Drucker-Prager and Matsuoka-Nakai unified failure criterion for geomaterials with separated stress invariants // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2012. V. 50. № 2. P. 1–10.



ООО «ИГИИС»

**Институт геотехники и инженерных
изысканий в строительстве**

**предлагает услуги по выполнению следующих работ
в составе инженерных изысканий:**

- 1) изучение опасных инженерно-геологических процессов;**
- 2) геофизические исследования;**
- 3) геокриологические исследования;**
- 4) геотехнический мониторинг;**
- 5) инженерная сейсмология;**
- 6) разработка тематических карт;**
- 7) лабораторные исследования грунтов.**

**107076, г. Москва, ул. Электrozаводская, д. 60.
Телефон: +7 (495) 366-31-89, факс: +7 (495) 366-31-90.
E-mail: mail@igiis.ru**

СПОСОБ УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА ПУТЕМ ПРОБИВКИ СКВАЖИН С НЕОДНОКРАТНОЙ ПОДАЧЕЙ ЖЕСТКОГО МАТЕРИАЛА

A METHOD OF STRENGTHENING FOUNDATION SOILS BY PUNCHING WELLS WITH REPEATED FEED OF HARD MATERIAL

АНИКЬЕВ А.А.

Ведущий инженер НИИОСП им. Н.М. Герсеванова,
Москва, mizeri@bk.ru

ANIKYEV A.A.

Leading engineer of the Gersevanov Research Institute of Bases
and Underground Structures (NIOSP), Moscow, mizeri@bk.ru

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Щебеночная скважина; щебеночная свая; усиление основания фундамента; реконструкция; капитальный ремонт; математическое моделирование.

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрен метод усиления основания ленточного фундамента щебеночными скважинами. С использованием математического моделирования подобраны их оптимальные геометрические параметры. Предложена методика определения допустимой нагрузки на усиленный таким образом фундамент.

KEYWORDS

Crushed stone well; crushed stone pile; strengthening foundation soils; reconstruction; capital repair; mathematical modeling.

ABSTRACT

The article considers a method of strengthening the base of a strip foundation by crushed stone wells. The optimal values of geometric parameters of the wells are selected by mathematical modeling. A technique of determining the permissible load on the strengthened foundation is proposed.

Введение

Реконструкция и капитальный ремонт зданий и сооружений производится в целях устранения их физического и морального износа, а также обеспечения возможности расширения или выполнения дополнительных функций [1]. Для усиления оснований фундаментов в последнее время все чаще используют сваи. Однако способы их устройства часто имеют значительные ограничения. Например, производство работ в стесненных условиях подвалов затрудняет использование сложного и массивного оборудования, а при бурении возникают динамические нагрузки и полости в основаниях усиливаемых фундаментов, что может приводить к дополнительным неравномерным осадкам. Однако эти недостатки в значительной степени смягчаются при устройстве свай с помощью проходки скважин с неоднократной подачей жесткого материала, называемых щебеночными [5].

Технология изготовления щебеночных свай предусматривает устройство наклонных лидерных скважин путем продавливания грунта пневмопробойником с реверсивным извлечением его из скважины (рис. 1, А). Затем скважина вручную засыпается щебнем на всю высоту, а пневмопробойник погружается по направляющей так же, как и при устройстве лидерных скважин, и втрамбовывает щебень в грунт (рис. 1, Б). Операция повторяется несколько раз до достижения проектного объема втрамбованного щебня (рис. 1, В).

Широкое внедрение способа усиления оснований фундаментов путем пробивки скважин с неоднократной подачей жесткого материала сдерживается за счет отсутствия в нормативных документах методик расчета и проектирования такого усиления,

определения допустимых нагрузок на основание после его выполнения, а также указаний на области его эффективного применения.

На данный момент существует лишь один документ, нормирующий устройство щебеночных свай. Это рекомендации, разработанные в 1997 году [4], согласно которым щебеночные сваи рассматриваются как уплотняющие элементы в основаниях фундаментов. Расчет их размеров и расхода щебеночного материала при их устройстве выполняется исходя из удельного расхода материала на 1 м³ армированного основания, определяемого в зависимости от среднего коэффициента пористости неармированного основания. Основным недостатком этого метода расчета является представление щебеночных свай только как уплотняющих элементов. Повышение плотности грунта является важным, но отнюдь не главным показателем их работы [3].

В связи с тем что в данной работе щебеночные сваи рассматриваются как сваи только по технологии производства, а предложенная методика расчета отличается от свайной по ряду причин, для того чтобы не возникло путаницы, заменим название «щебеночные сваи» на «щебеночные скважины».

Целями данной работы являются: выявление закономерностей взаимодействия фундамента с грунтами, усиленными щебеночными скважинами; установление области эффективного применения методики такого усиления; определение допустимой нагрузки на усиленное основание фундамента; усовершенствование существующей методики расчета и проектирования усиления оснований указанным способом.

Для достижения поставленных целей должны быть решены следующие задачи:

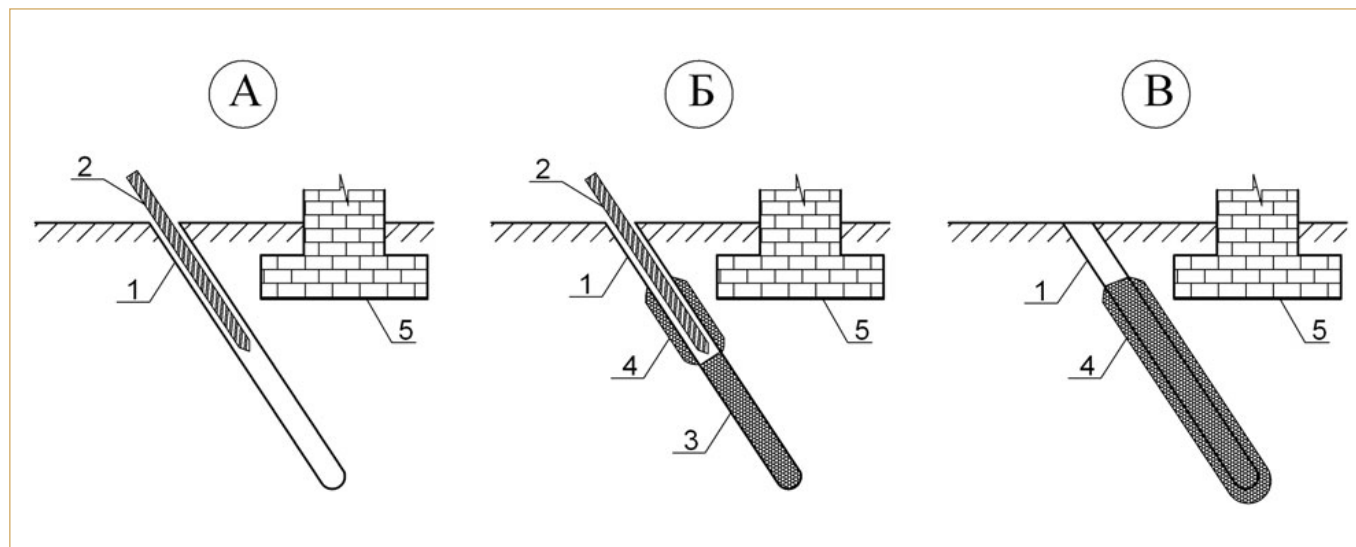


Рис. 1. Технология изготовления щебеночных свай: 1 — скважина; 2 — пневмопробойник; 3 — щебень; 4 — зона щебеночного уширения; 5 — существующий фундамент

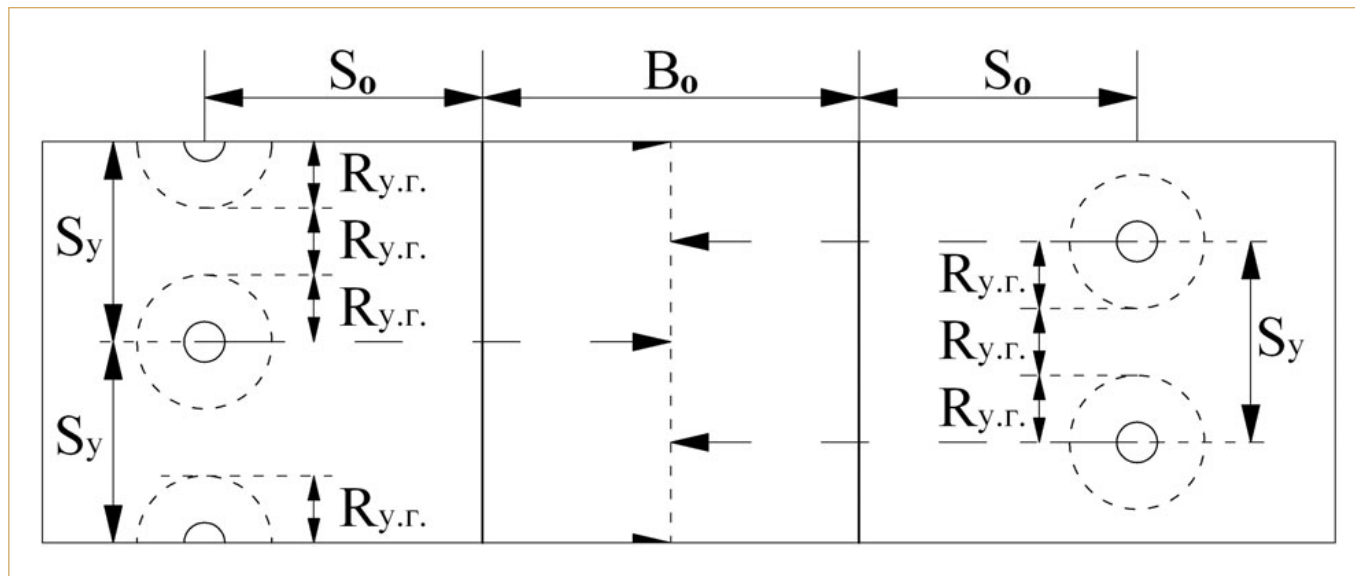


Рис. 2. Пример плана расположения щебеночных скважин для усиления основания существующего ленточного фундамента: B_0 — ширина усиливаемого фундамента; S_0 — отступ щебеночной скважины от края подошвы фундамента; S_y — шаг щебеночных скважин в ряду; $R_{y.z.}$ — радиус зоны уплотненного грунта

- 1) анализ существующих способов усиления оснований фундаментов;
- 2) анализ способов расчета оснований, усиленных щебеночными скважинами;
- 3) разработка аналитического решения определения зон уширения и уплотнения, образованных в результате втрамбовывания щебня в стенки скважины;
- 4) выбор оптимальных геометрических параметров щебеночной скважины;
- 5) разработка методики расчета основания, усиленного щебеночными скважинами.

Методика исследования

Для комплексного исследования поведения грунтового основания с учетом его усиления щебеночными скважинами в условиях плоского и пространственного напряженно-деформированного состояния (НДС) при воздействии статических нагрузок были построены геотехнические модели в программных комплексах PLAXIS 2D и PLAXIS 3D. Для всех расчетов была принята линейно-упругая идеально-пластическая модель Кулона — Мора.

Для расчетов использовался следующий алгоритм:

- 1) определение начального НДС грунта;
- 2) определение зависимости НДС грунта от силы воздействия;
- 3) варьирование параметров усиления основания фундамента щебеночными скважинами;
- 4) сопоставление полученных результатов для определения оптимальных параметров усиления основания щебеночными скважинами.

Определение оптимальных параметров усиления основания щебеночными скважинами

1. Горизонтальный шаг щебеночных скважин

Используя исходные характеристики грунта и объем втрамбованного щебня, можно определить геометрию зон уплотнения и уширения [2].

Радиус зоны щебеночного уширения ($R_{у.у.}$) зависит от объема втрамбованного щебня:

$$R_{у.у.} = \sqrt{\frac{V_{в.щ.}}{\pi L_{щ.с.}}}, \quad (1)$$

где $V_{в.щ.}$ — объем втрамбованного щебня; $L_{щ.с.}$ — длина щебеночной скважины.

Определенный объем твердых частиц грунта вытесняется из зоны щебеночного уширения, что приводит к формированию вокруг нее зоны уплотненного грунта радиусом $R_{y.z.}$:

$$R_{y.z.} = R_{у.у.} \sqrt{\frac{\rho_{d.s.}}{\rho_{d.s.} - \rho_d}}, \quad (2)$$

где ρ_d — плотность сухого грунта; $\rho_{d.s.}$ — среднее значение плотности сухого грунта в пределах уплотняемой толщи, которое определяется по формуле:

$$\rho_{d.s.} = \frac{\rho_d + \rho_{d.max.}}{2} = 0,5 \left(\rho_d + \frac{S_r \rho_s \rho_w}{S_r \rho_w + W \rho_s} \right), \quad (3)$$

где $\rho_{d,max}$ — максимальная плотность уплотненного грунта в сухом состоянии; S_r — степень влажности уплотненного грунта, принимаемая равной 0,9; W — влажность этого грунта; ρ_w — плотность воды, принимаемая равной 1 т/м³; ρ_s — плотность частиц грунта.

При проектировании щебеночные скважины располагают на таком расстоянии друг от друга, чтобы обеспечивалось смыкание зон уплотненного грунта с образованием единого уплотненного массива. При усилении существующих зданий и сооружений щебеночные скважины размещают относительно фундамента в шахматном порядке (рис. 2).

Авторами были построены три расчетные схемы — для ленточного фундамента без усиления и с усилением щебеночными скважинами при их шаге в ряду, равных трем и четырем радиусам зоны уплотненного грунта (внешний вид одной из таких схем показан на рис. 3). При моделировании для всех расчетных схем использовались общие начальные условия. На один погонный метр ленточного фундамента прикладывалась средняя нагрузка 20 т ($P = 20$ т/пог. м). После стабилизации осадки обнулялись и производилось устройство щебеночных скважин. Затем на усиленный ими фундамент поэтапно прикладывалась нагрузка. На основании полученных зависимостей между нагрузкой и осадкой были построены графики, показанные на рис. 4. В данном случае по результатам расчетов оптимальным можно считать шаг щебеночных скважин, равный трем радиусам зоны уплотненного грунта.

2. Расстояние от края подошвы фундамента до оси щебеночной скважины

По алгоритму, описанному выше, были построены три расчетные схемы и соответствующие им графики зависимостей «нагрузка — осадка» для фундамента без усиления и с усилением при отступе оси щебеночной скважины от края подошвы фундамента (рис. 5), равном двум и трем радиусам зоны щебеночного уширения (рис. 6). В данном случае по результатам расчетов можно сделать вывод о том, что при технологически минимальном отступе, равном двум радиусам зоны уширения, получаются наилучшие результаты.

3. Угол наклона щебеночной скважины

Для определения оптимального угла наклона щебеночных скважин примем гипотезу о том, что решение по усилению основания должно учитывать возможное образование слабых зон под фундаментом при возрастании нагрузки и их расположение.

Когда среднее давление под подошвой стремится к расчетному сопротивлению грунта, у краев фундамента возникают зоны сдвига (следовательно,

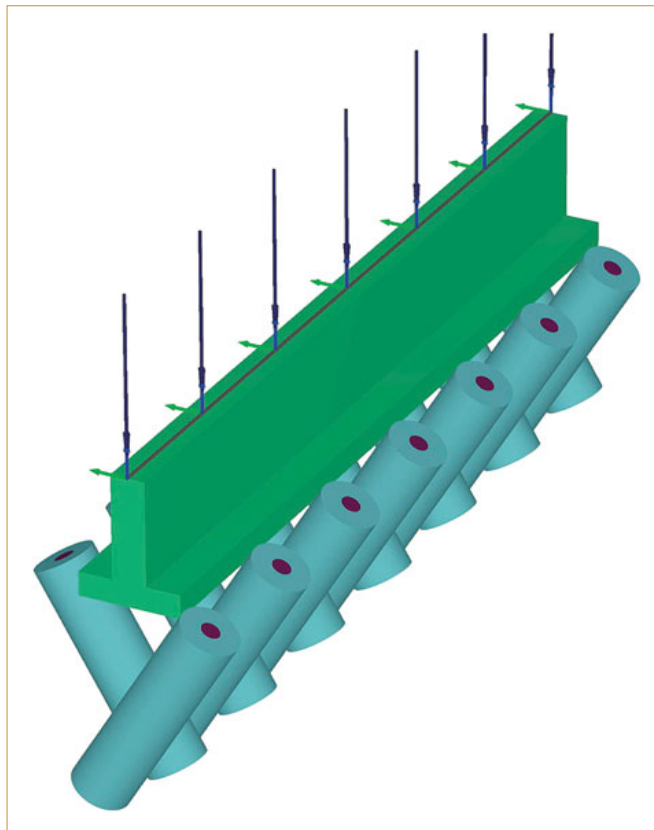


Рис. 3. Пример расчетной схемы усиления основания существующего ленточного фундамента щебеночными скважинами

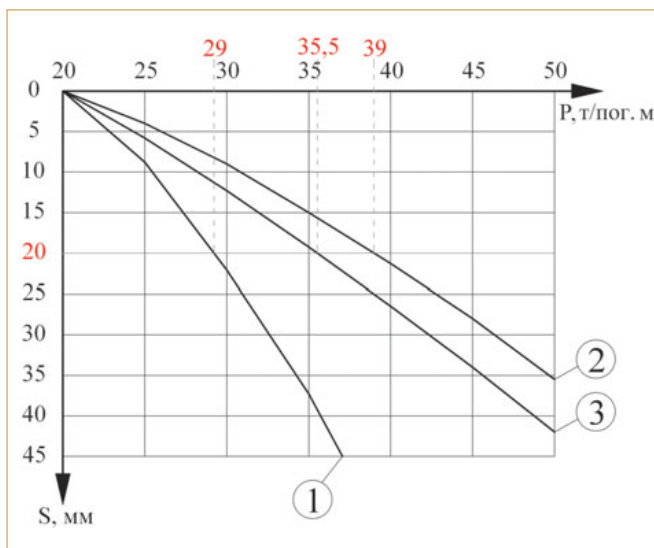


Рис. 4. Графики зависимостей «нагрузка P — осадка S » для ленточного фундамента: 1 — без усиления; 2, 3 — с усилением щебеночными скважинами при их шаге в ряду S_r , равном соответственно $3R_{y,z}$ и $4R_{y,z}$ (где $R_{y,z}$ — радиус зоны уплотненного грунта). Красным цветом обозначены параметры для определения оптимального шага щебеночных скважин в плане (в данном случае он составляет $3R_{y,z}$)

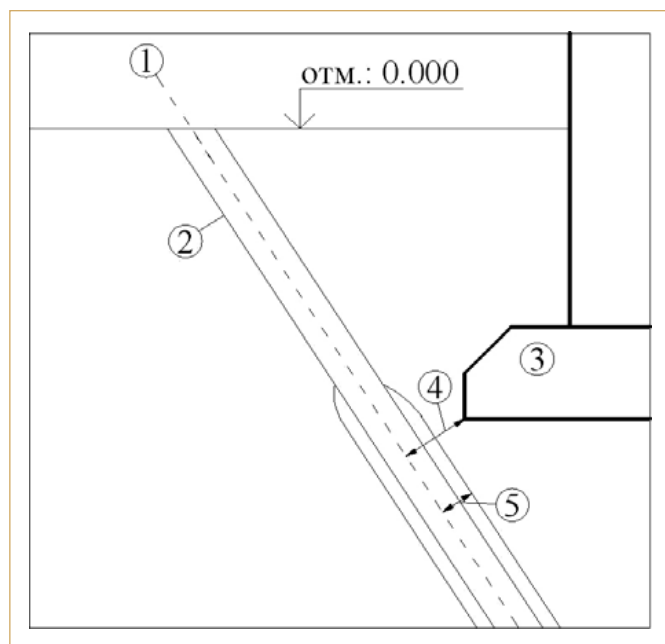


Рис. 5. Пример схемы процесса усиления части существующего ленточного фундамента щебеночной скважиной в вертикальном разрезе: 1 — ось щебеночной скважины; 2 — пневмопробойник, 3 — существующий фундамент, 4 — расстояние от края подошвы фундамента до оси щебеночной скважины, условно принимаемое равным этому отступу в плане (S_0), 5 — радиус зоны щебеночного уширения, условно принимаемый равным ее радиусу в плане ($R_{щ.у.}$)

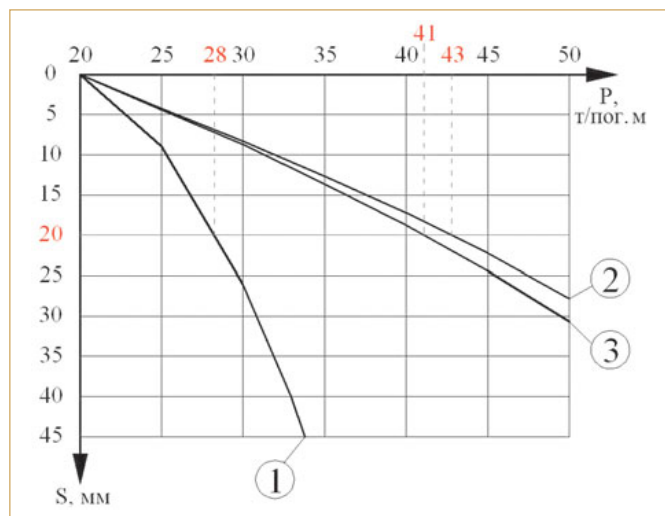


Рис. 6. Графики зависимостей «нагрузка P — осадка S » для ленточного фундамента: 1 — без усиления; 2, 3 — с усилением щебеночными скважинами при отступе оси щебеночной скважины от края подошвы фундамента S_0 , равном соответственно $2R_{щ.у.}$ и $3R_{щ.у.}$ (где $R_{щ.у.}$ — радиус зоны щебеночного уширения). Красным цветом обозначены параметры для определения оптимального отступа оси скважины от края фундамента (в данном случае он составляет $2R_{щ.у.}$)

усиление щебеночными скважинами должно перекрывать начальные зоны сдвига). При дальнейшем увеличении нагрузки на фундамент непосредственно под его подошвой начинает формироваться жесткое ядро ограниченных смещений частиц, которое остается неизменным, но вокруг которого могут возникнуть зоны добавочных пластических деформаций (следовательно, щебеночные скважины должны перекрывать также и эти зоны, как бы обхватывая жесткое ядро (рис. 7)). Боковая сторона этого ядра располагается под углом $(\pi/4 + \varphi/2)$ к горизонтали и, соответственно, зависит от угла внутреннего трения грунта, залегающего непосредственно под фундаментом.

Следует отметить, что в данной работе все эксперименты численного моделирования методом конечных элементов отражают работу грунта в первой (линейной) фазе, когда среднее давление под подошвой фундамента не превышает расчетного сопротивления основания.

В программном комплексе PLAXIS было выполнено пять расчетных схем для разных углов наклона щебеночных скважин, для которых были построены

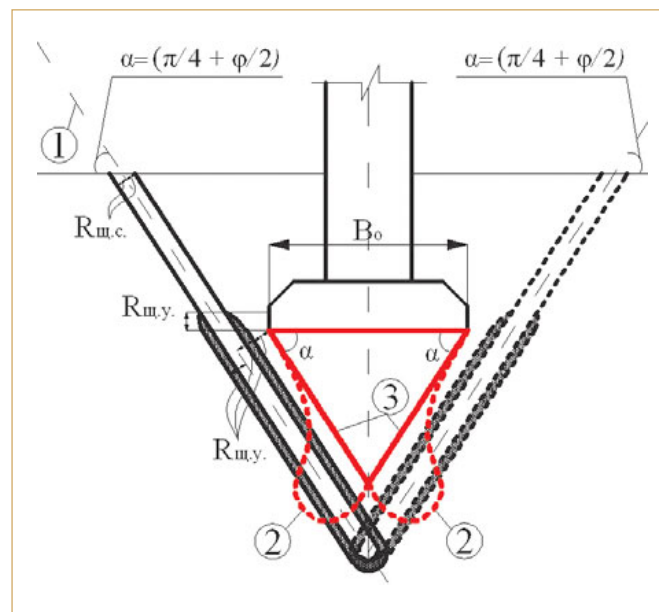


Рис. 7. Пример вертикального разреза основания с жестким ядром ограниченных смещений частиц под подошвой ленточного фундамента и усиливающих его щебеночных скважин. Обозначения: 1 — ось щебеночной скважины; 2 — зоны добавочных пластических деформаций, охватывающие жесткое ядро; 3 — границы жесткого ядра ограниченных смещений частиц под подошвой фундамента; $R_{щ.у.}$ — радиус зоны щебеночного уширения; $R_{щ.с.}$ — радиус щебеночной скважины; B_0 — ширина усиленного фундамента; α — угол наклона щебеночной скважины; φ — угол внутреннего трения грунта, залегающего ниже подошвы фундамента

соответствующие графики (рис. 8). В результате было выявлено, что оптимальным углом наклона щебеночной скважины является угол наклона боковой стороны жесткого ядра (см. рис. 7).

Несмотря на то что при угле наклона щебеночных скважин $\alpha = 45^\circ$ допустимая нагрузка немного выше чем при $\alpha = \pi/4 + \varphi/2 = 55^\circ$ (при одинаковой осадке), важно учесть, что для их устройства под углом 45° потребуются бóльший отступ от края подошвы фундамента, а также возможна потеря устойчивости стенок скважин, на преодоление чего потребуются дополнительные затраты (либо это вообще будет невозможно). Отсюда следует вывод, что в качестве оптимального надо принять угол наклона 55° .

4. Глубина погружения и длина щебеночной скважины

Согласно выполненным расчетным схемам и соответствующим графикам зависимостей «нагрузка — осадка» оптимальная глубина погружения щебеночной скважины от подошвы фундамента $H_{щ.с.}$ составляет $1,5B_0$ (где B_0 — ширина усиливаемого фундамента) (рис. 9, 10).

Используя основные тригонометрические тождества, можно получить длину щебеночной скважины $L_{щ.с.}$ от подошвы фундамента по формуле:

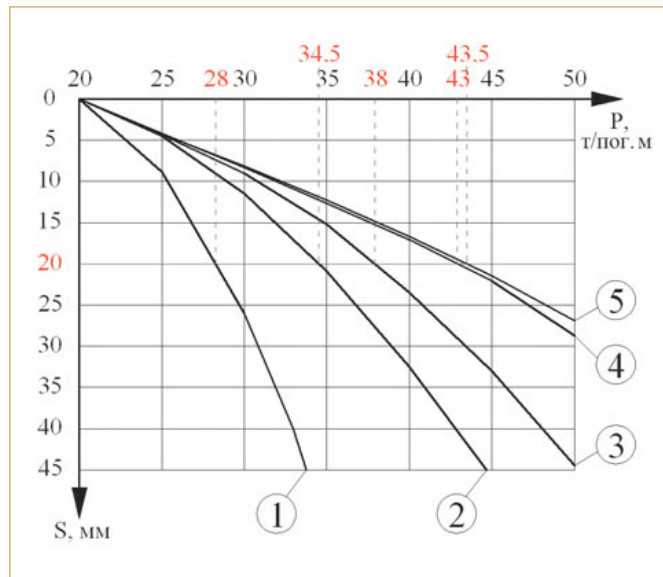


Рис. 8. Графики зависимостей «нагрузка P — осадка S » для ленточного фундамента: 1 — без усиления; 2, 3, 4, 5 — с усилением щебеночными скважинами при угле их наклона к горизонтали α , равном соответственно 90° , 75° , $\pi/4 + \varphi/2 = 55^\circ$ и 45° . Красным цветом обозначены параметры для определения оптимального угла наклона скважин (в данном случае оптимальными являются углы 55° и 45° , но на основе ряда других факторов следует выбрать 55°)

$$L_{щ.с.} = \frac{H_{щ.с.}}{\sin \alpha}, \quad (4)$$

где α — угол наклона щебеночной скважины к горизонтали.

Методика расчета усиления существующего фундамента

Получив всю необходимую информацию по геометрии щебеночных скважин для усиления существующего фундамента, перейдем к рассмотрению методики его расчета.

Как уже упоминалось в начале статьи, щебеночные скважины не являются сваями в полном смысле этого слова. И они лишь отчасти представляют собой уплотняющие элементы. Эквивалентом их влияния на работу усиливаемого ленточного фундамента является воздействие уширения подошвы его опирания на некоторую величину B_a с обеих сторон.

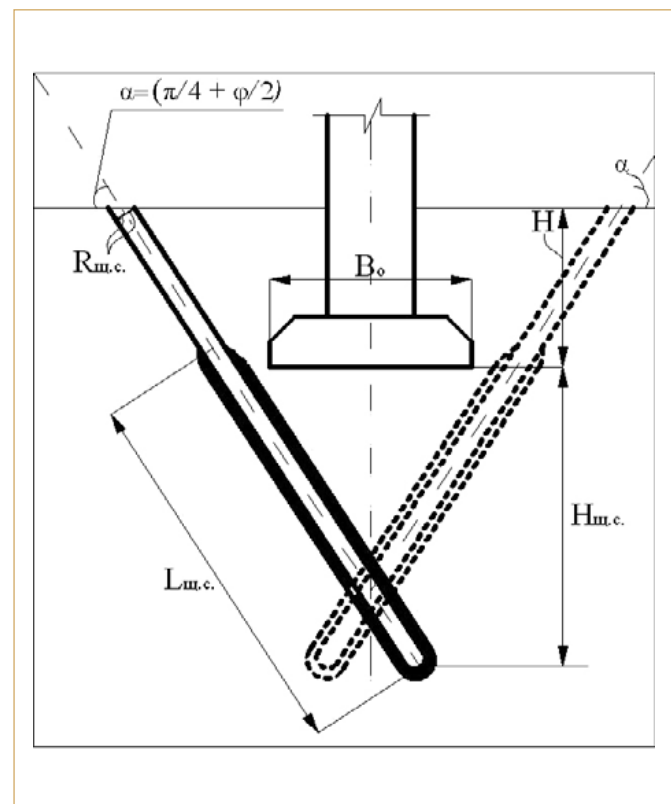


Рис. 9. Пример вертикального разреза основания ленточного фундамента и его усиления щебеночными скважинами. Обозначения: B_0 , H — соответственно ширина и глубина заложения усиливаемого фундамента; $R_{щ.с.}$, $H_{щ.с.}$, $L_{щ.с.}$, α — соответственно радиус, глубина погружения от подошвы фундамента, длина от подошвы фундамента и угол наклона щебеночной скважины; φ — угол внутреннего трения грунтов, залегающих под фундаментом

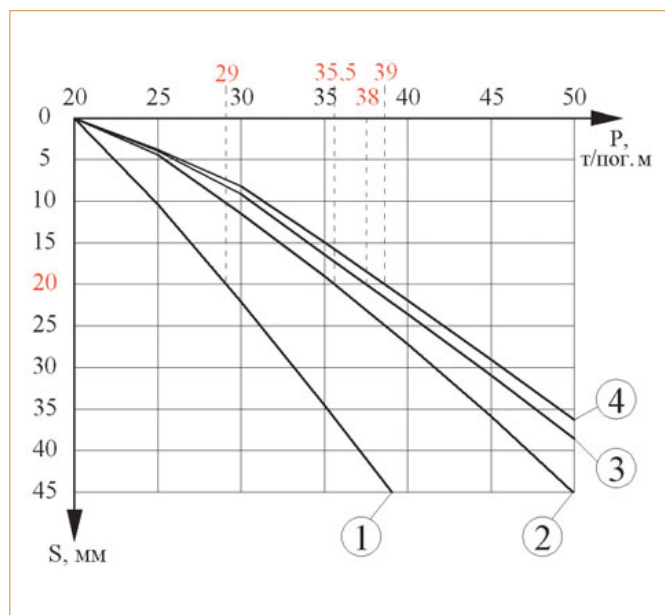


Рис. 10. Графики зависимостей «нагрузка P — осадка S » для ленточного фундамента: 1 — без усиления; 2, 3, 4 — с усилением щебеночными скважинами при глубине их погружения от подошвы фундамента $H_{ш.с.}$, равной соответственно $1,0B_0$, $1,5B_0$ и $2,0B_0$. Красным цветом обозначены параметры для определения оптимальной глубины погружения скважин (в данном случае оптимальной является глубина, составляющая $2,0B_0$)

То есть для определения допустимой нагрузки на усиленное щебеночными скважинами основание принимаем:

$$B_{щ.у.} = B_0 + 2B_\alpha, \quad (5)$$

где $B_{щ.у.}$ — принятая для расчета ширина фундамента на усиленном основании; B_0 — ширина существующего ленточного фундамента; B_α — приращение подошвы опирания, определяемое по совокупности оптимальных параметров усиления основания щебеночными скважинами, определенных путем математического моделирования.

Значение величины B_α не является постоянным. Оно зависит от угла внутреннего трения (φ) грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента.

При $\varphi = 30^\circ$:

$$B_\alpha = R_{щ.у.} / \sin \alpha, \quad (6)$$

где $R_{щ.у.}$ — радиус щебеночного уширения, α — угол наклона щебеночной скважины.

При $\varphi = 20^\circ$:

$$B_\alpha = 2R_{щ.у.} / \sin \alpha. \quad (7)$$

Исходя из того что среднее давление под подошвой фундамента P не должно превышать расчетное сопротивление грунта основания R , максимально допустимую нагрузку на фундамент N (т/пог. м) можно рассчитать следующим образом:

$$N = R_B B_{щ.у.}, \quad (8)$$

где $B_{щ.у.}$ — принятая для расчета ширина усиленного фундамента; R_B — сопротивление грунтов основания, усиленных щебеночными скважинами, которое рассчитывается с учетом изменившейся ширины подошвы опирания, а также удельного веса грунтов под подошвой (который необходимо принимать как среднее для уплотненной толщи).

Выводы

В результате выполненных экспериментальных исследований методами математического моделирования были определены оптимальные значения параметров щебеночных скважин для усиления ленточного фундамента (горизонтального шага между скважинами, угла их наклона, отступа от края подошвы фундамента, длины и глубины погружения). Результаты моделирования показали возможность увеличения допустимой нагрузки на усиленный таким образом фундамент на 40–70% по сравнению с исходным.

Список литературы

1. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М.: Бумажная галерея, 2000. 320 с.
2. Крутов В.И., Багдасаров Ю.А., Рабинович И.Г. Фундаменты в вытрамбованных котлованах. М.: Стройиздат, 1985. 164 с.
3. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Новые способы геотехнического проектирования и строительства. М.: Изд-во АСВ, 2015. 224 с.
4. Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве. М.: Правительство Москвы, 1997.
5. Шишкин В.Я., Шишкин П.В. Способ усиления оснований симметрично нагруженных фундаментов: патент РФ № 2026926 // Банк патентов. 1995. URL: <http://bankpatentov.ru/node/260631>.



Саморегулируемая организация
**Ассоциация
«Инженерные изыскания
в строительстве»**

В СРО «АИИС» входят около 2000 организаций из 83 регионов России, а также филиалы из Белоруссии, Украины, Норвегии, Англии, Турции и США. Среди организаций-участниц АИИС — ведущие отраслевые вузы и университеты, выпускающие специалистов профильных специальностей, крупные российские компании.

Ведется выдача свидетельств о допуске к работам по выполнению инженерных изысканий в строительстве, в том числе к работам на особо опасных, технически сложных и уникальных объектах капитального строительства, объектах использования атомной энергии.

КРУПНЕЙШАЯ ИЗЫСКАТЕЛЬСКАЯ СРО В РОССИИ

Документы на вступление в ассоциацию принимаются в исполнительной дирекции в Москве и в филиалах в следующих городах

Санкт-Петербург, Измайловский проспект, дом 4 (комнаты 222, 414).

Тел.: +7 (812) 575-37-85, +7 (921) 316-61-18. E-mail: spb@oaiis.ru.

Ростов-на-Дону, ул. Текучева, дом 234, этаж 5, оф. 504.

Тел.: +7 (863) 201-27-57. E-mail: rostov@oaiis.ru.

Краснодар, ул. Котовского, дом 42.

Тел.: +7 (861) 216-82-33; факс: +7 (861) 277-31-69. E-mail: krasnodar@oaiis.ru.

Самара, ул. Галактионовская, дом 157, оф. 610.

Тел.: +7 (846) 205-76-03. E-mail: samara@oaiis.ru.

Уфа, ул. 50 лет СССР, дом 39, б/ц «Промсвязь», этаж 3, каб. 66.

Тел.: +7 (347) 241-53-44. E-mail: ufa@oaiis.ru.

Пермь, ул. Куйбышева, дом 52.

Тел.: +7 (342) 239-33-73, 239-31-12. E-mail: perm@oaiis.ru.

Тюмень, ул. Луначарского, дом 28.

Тел.: +7 (3452) 42-23-90. E-mail: tumen@oaiis.ru.

Томск, ул. Пушкина, дом 40/1.

Тел.: +7 (3822) 66-05-49. E-mail: tomsk@oaiis.ru.

Владивосток, ул. Пограничная, дом 15а.

Тел.: +7 (423) 261-32-24. E-mail: dv@oaiis.ru.

Воронеж, ул. Солнечная, дом 31а, оф. 401.

Тел.: +7 (473) 269-57-28. E-mail: voronezh@oaiis.ru.

107076, Москва, ул. Электrozаводская, дом 60.

Тел./факс: +7 (495) 228-08-68.

E-mail: mail@oaiis.ru. **Web:** www.oaiis.ru, www.aiis.pф



ДИНАМИЧЕСКИЙ КРИТЕРИЙ ПРЕДЕЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАЙ УДЕРЖИВАЮЩЕГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С ОПОЛЗНЕВЫМ ГРУНТОМ

A DYNAMIC CRITERION OF THE ULTIMATE RESISTANCE OF PILES OF A RETAINING STRUCTURE AT INTERACTION WITH LANDSLIDE SOIL

ДЕРЕВЕНЕЦ Ф.Н.

Доцент кафедры оснований и фундаментов Кубанского государственного аграрного университета им. И.Т. Трубилина, к. т. н., г. Краснодар, derevenets.fn@yandex.ru

DEREVENETS F.N.

Associate professor of the Foundation Engineering Department of the Trubilin Kuban State Agrarian University, PhD (candidate of science in Technics), Krasnodar, derevenets.fn@yandex.ru

МАЦИЙ С.И.

Профессор кафедры строительных материалов и конструкций Кубанского государственного аграрного университета им. И.Т. Трубилина, д. т. н., г. Краснодар, matsiy@mail.ru

MATSIY S.I.

Professor of the Department of Building Materials and Structures of the Trubilin Kuban State Agrarian University, DSc (doctor of science in Technics), Krasnodar, matsiy@mail.ru

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Оползневый грунт; свайное удерживающее сооружение; взаимодействие грунта со сваями; предельное давление; поэтапное динамическое нагружение; релаксация напряжений в грунте.

АННОТАЦИЯ

Предельное сопротивление свай удерживающего сооружения смещению оползневой почвы предлагается определять на основе анализа релаксации напряжений в грунте во время стабилизации между стадиями нагружения. В статье приведены результаты анализа предельного давления на сваи однорядного удерживающего сооружения в пространственной постановке. Показана удовлетворительная устойчивость динамического критерия предельного давления на сваи при различных свойствах оползневой почвы и конфигурациях численной модели указанного сооружения.

KEYWORDS

Landslide soil; pile retaining structure; soil-pile interaction; ultimate pressure; stepwise dynamic loading; stress relaxation in soil.

ABSTRACT

The authors propose to determine the ultimate resistance of piles of a retaining structure to landslide soil displacement on the basis of analysis of stress relaxation in soil during stabilization between stages of loading. The article presents results of 3D analysis of the ultimate pressure on piles of a single-row retaining structure. Satisfactory stability of the dynamic criterion of the ultimate pressure on piles at various properties of the landslide soil and various numerical model configurations of the structure is shown.

Введение

Эффективность проектируемых свайных противооползневых сооружений во многом зависит от оценки взаимодействия свай с оползневым грунтом. Важным фактором выбора конфигурации свайного поля является степень сопротивления конструкции смещению (продавливанию) грунта между сваями под действием оползневого давления.

Мощный инструментарий для анализа взаимодействия строительных конструкций с грунтом предоставляет метод конечных элементов. Численные модели на его основе позволяют учесть влияние множества факторов — физико-механических свойств грунтов в массиве и на контакте со сваями, конфигурации свайного поля, характера и величины нагружения и т.д. Определение критической нагрузки на модель часто производится из условия сходимости решений систем соответствующих численных уравнений.

Однако для определения предельной оползневой нагрузки на сваи из условия сопротивления смещению околосвайного грунта существующий критерий на основе сходимости решений систем численных уравнений [5, 6] не всегда дает удовлетворительные результаты [2]. Решение задачи в плоской постановке при небольших значениях угла внутреннего трения грунта (до 20°) достаточно хорошо соотносится с известными аналитическими и экспериментальными данными [4]. Погрешность определения предельного давления существенно увеличивается при больших

углах внутреннего трения (рис. 1). А при пространственной постановке задачи сходимость решения может обеспечиваться вплоть до «глобального» развития областей пластических деформаций околосвайного грунта, смыкающихся даже при редком расположении свай (рис. 2). Необходимо отметить, что при больших расстояниях между сваями они должны работать отдельно [3, 4], а рассматривать совместное сопротивление смежных свай смещению (продавливанию) грунта между ними недопустимо.

Возможным выходом, на взгляд авторов, является применение динамического критерия предельной оползневой нагрузки, основанного на оценке изменений напряжений в грунте в периоды стабилизации внешних нагрузок между этапами динамического нагружения.

Средства для осуществления поставленной задачи численными методами предоставляет программа FLAC3D, разработанная компанией Itasca Consulting Group [7], которая основана на методе конечных разностей. Она построена на решении динамических уравнений, в том числе для расчетов статических состояний. Это позволяет рассматривать не только конечное напряженно-деформированное состояние грунта после приложения нагрузки, но и его изменение в процессе нагружения и стабилизации нагрузок.

Предельное сопротивление свай смещению грунта предлагается определять на основе анализа релаксации напряженного состояния свайно-грунтово-

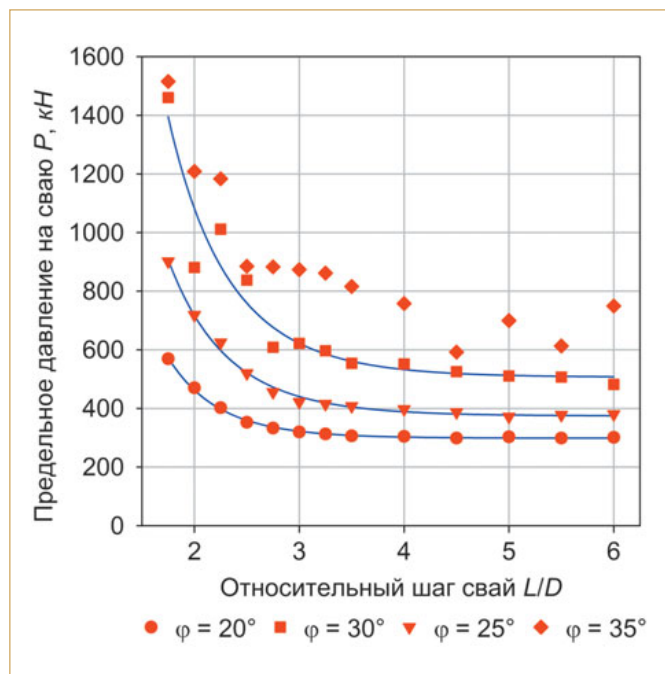


Рис. 1. Графики зависимостей предельного давления грунта P на сваи удерживающего сооружения от их относительного шага (отношения расстояния между осями свай L к их диаметру D) при больших углах внутреннего трения ϕ

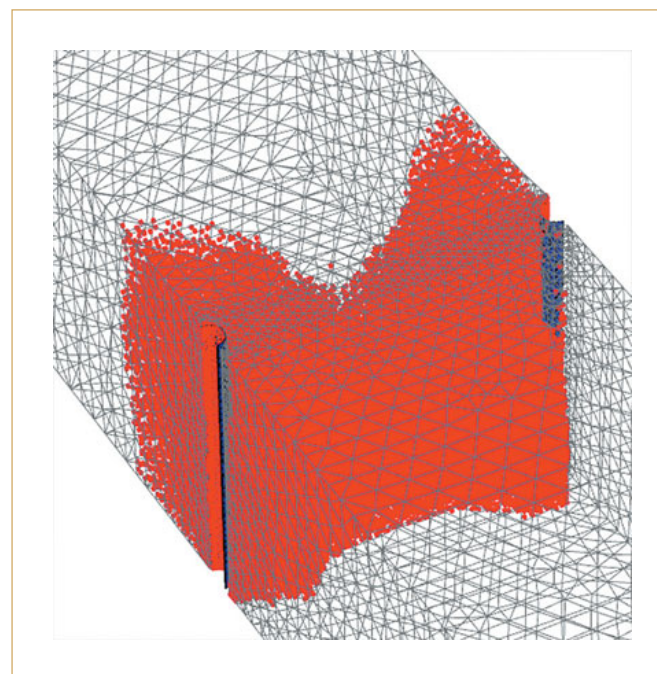


Рис. 2. Области пластических деформаций околосвайного грунта при редком шаге свай, равном их 12 диаметрам, и глубине захвата грунтов оползневым процессом, равной их 10 диаметрам

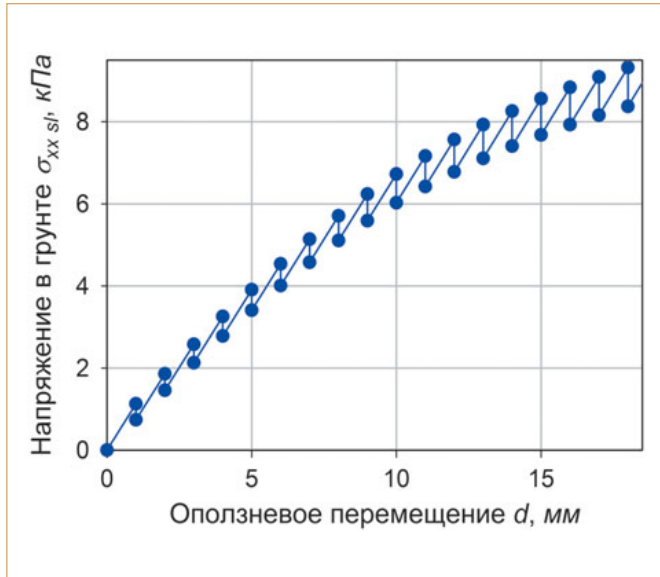


Рис. 3. Зависимость осредненных дополнительных боковых напряжений в грунте в процессе нагружения от оползневое перемещения при редком шаге свай, равном их 15 диаметрам

го массива в период стабилизации между стадиями динамического нагружения с увеличением оползневой нагрузки. Увеличение разницы между динамическим давлением грунта на сваи в процессе нагружения и остаточным давлением в периоды покоя следует интерпретировать как приближение к состоянию пластического течения грунта в околосвайном пространстве.

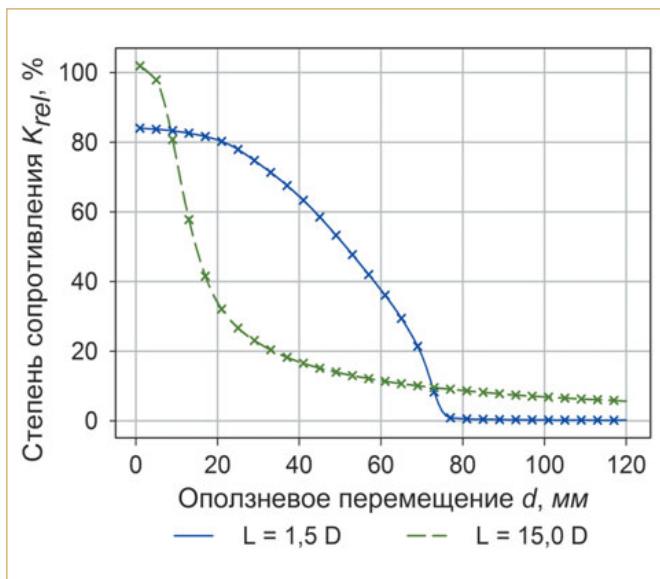


Рис. 5. Зависимости степени сопротивления системы «оползневой грунт — свая» смещению грунта между сваями от оползневое перемещения при разных относительных шагах свай (L — расстояние между осями свай; D — диаметр свай)

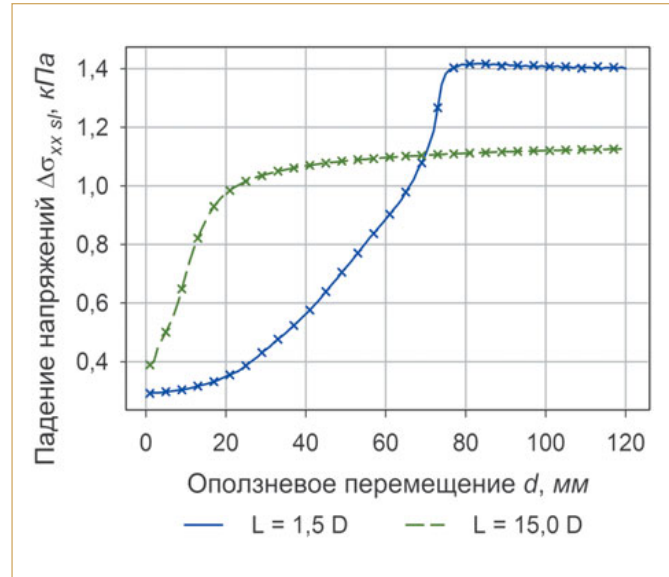


Рис. 4. Зависимости падения средних дополнительных боковых напряжений в грунте между этапами нагружения от оползневое перемещения при разных относительных шагах свай (L — расстояние между осями свай; D — диаметр свай)

Оценку напряженного состояния модели предлагается выполнять с использованием обусловленного оползневым давлением дополнительного бокового напряжения $\sigma_{xx sl}$ в грунте, осредненного для всего грунтового массива модели. Увеличение оползневой нагрузки на этапе динамического нагружения сопровождается ростом напряжений $\sigma_{xx sl}$ в грунте (рис. 3). В процессе статического уравнивания модели между этапами нагружения наблюдается падение напряжений в грунте до некоторых остаточных значений. С увеличением оползневое перемещения падение напряжений $\Delta\sigma_{xx sl}$ стабилизируется, приближаясь к некоторому предельному значению (рис. 4).

В относительном выражении релаксацию напряжений в модели удобно оценивать по степени сопротивления системы «грунт — свая» K_{rel} смещению грунта между сваями, представленной отношением приращений динамических и остаточных напряжений на этапе нагружения (рис. 5). В случае состояния пластического течения грунта модели значение K_{rel} снижается до минимальных значений. При тесном расположении свай критическая величина K_{rel} в практических целях может быть принята равной до 3–5%. При редком размещении свай значения K_{rel} асимптотически стремятся к нулю и заметно зависят от скорости нагружения. В этом случае для определения критического оползневое перемещения предлагается искать начало участка кривой, который является практически линейным и стремящимся к горизонтальному. Соответствующее давление грунта на сваи следует оценивать в качестве их предельного сопротивления смещению этого грунта.

Методика исследований

С целью исследования поведения грунта при взаимодействии со сваями удерживающего сооружения с учетом динамического характера нагружения был выполнен ряд пространственных численных экспериментов в программе FLAC3D [1, 7].

В плане использованная численная модель представляет собой фрагмент однорядного сооружения, ограниченного в направлении оси конструкции плоскостями симметрии по центру сваи и в середине межсвайного пространства (рис. 6). Сваи в расчетной схеме представлены симметричными половинами оболочек в виде полуокружностей. Для учета возможности проскальзывания или отрыва грунта на контакте со сваями к оболочкам применены контактные поверхности.

Приняты следующие граничные условия:

- в плоскостях симметрии и по поверхности скольжения — ограничение перемещений в нормальном направлении;
- дневная поверхность — свободная;
- закрепление свай — жесткое по всей площади оболочек.

При этом приняты следующие размеры модели в направлении смещения грунта (рис. 6):

- со стороны верхового склона — не менее $1,5H$ и не менее $(L+2,5D)$ (где L — расстояние между осями свай; D — диаметр свай; H — глубина захвата грунтов оползневым процессом);
- со стороны низового склона — не менее H и не менее $(L+0,5D)$.

Локальная крупность конечных элементов на контакте со сваями принята равной $0,15D$. «Глобальная» крупность элементов в модели принята переменной — от $0,25D$ в околосвайной области до $0,5D$ на удалении от свайного сооружения. Принято, что ширина околосвайной области — не меньше $(L-D)/3$ и не больше $2,0D$.

Поведение грунта описывалось моделью Кулона — Мора. Расчеты проводились для типичного оползневой глинистого грунта со следующими характеристиками:

удельный вес γ	19 кН/м ³
удельное сцепление c	20 кПа
угол внутреннего трения ϕ	10 град.
модуль деформации E	30 МПа
коэффициент Пуассона μ	0,38
коэффициент контактной прочности ¹ η	0,6

¹ Под коэффициентом контактной прочности η понимается степень снижения прочностных характеристик грунта на контакте с конструкцией по отношению к прочности грунта в массиве [5, 6].

При этом рассматривались конфигурации свайного поля со следующими характеристиками:

диаметр свай D	1,0 м
тесный относит. шаг свай в ряду L/D . . .	1,5 и 2,5
разреженный относит. шаг свай в ряду L/D . . .	5,0
редкий относит. шаг свай в ряду L/D	15,0
относит. глубина захвата грунтов оползневым процессом H/D	10,0

Моделирование оползневой нагрузки выполнялось путем создания граничного условия в плоскости активного оползневого давления (выше сооружения по склону) в форме заданного перемещения (как узловой скорости за расчетный цикл).

Отпор грунта учитывался величиной боковой составляющей бытового давления грунта в дооползневом состоянии в плоскости пассивного отпора ниже сооружения по склону.

Нагружение производилось ступенями с постоянным приращением перемещений. Каждый этап нагружения включал динамическое увеличение оползневого смещения (фазу А) и статическое уравнивание модели (фазу Б).

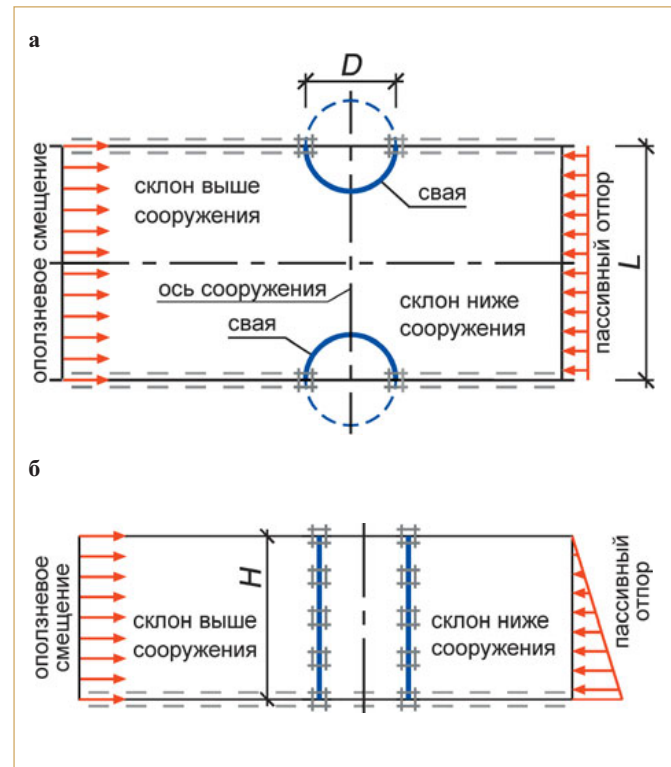


Рис. 6. Расчетная схема для решения задачи смещения (продавливания) грунта между сваями однорядного подпорного сооружения в плане (а) и в разрезе (б). Буквенные обозначения: D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду; H — глубина захвата грунтов оползневым процессом

Были приняты следующие основные параметры нагружения:

ступень нагружения d 1,0 мм
 скорость нагружения v 14,4 мм/ч

В процессе нагружения фиксировались величины:

- давления в плоскости приложения оползневой нагрузки (оползневого давления);
- результирующего оползневого давления на сваи;
- средних боковых напряжений в грунте в направлении оползневого смещения ($\sigma_{xx sl}$).

С учетом этих величин рассчитывалась степень сопротивления свай смещению грунта K_{rel} и оценивалось пластическое состояние околосвайного грунта. Давление грунта на сваю, соответствующее критическому значению K_{rel} , расценивалось как предельное сопротивление свай смещению грунта.

Результаты моделирования и их анализ

Напомним, что для оценки влияния различных факторов на предельное сопротивление свай смещению оползневого грунта был выполнен ряд численных экспериментов. В каждой серии производилось изменение величины изучаемого фактора при постоянных значениях остальных параметров численной модели, приведенных в предыдущем разделе. Рассмотрим результаты моделирования.

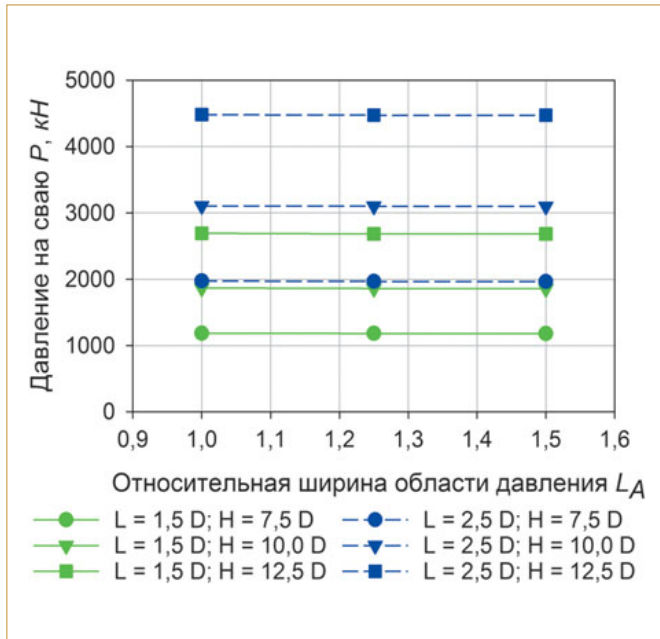


Рис. 7. Зависимости предельного давления грунта на сваи от относительной ширины области оползневого давления при тесном расположении свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду; H — глубина захвата грунтов оползневым процессом)

Геометрия модели

Анализ влияния геометрических размеров модели был выполнен с учетом изменений ширины области оползневого давления относительно базового значения с коэффициентами 1,25 и 1,50 при глубине захвата грунтов оползневым процессом 7,5, 10,0 и 12,5 м.

Результаты моделирования показывают, что при тесном расположении свай (рис. 7) геометрические размеры модели практически не оказывают влияния на предельное сопротивление свай смещению грунта (коэффициенты вариации k_v не превышают 0,1–0,3%). При разреженном и редком расположении свай (рис. 8) погрешность определения предельного сопротивления увеличивается, но остается в допустимых пределах (значения k_v составляют от 1,3% при $L = 5D$ до 3,9% при $L = 15D$).

Размер конечных элементов

Оценка влияния степени разбивки модели на конечные элементы производилась при изменениях локальной и «глобальной» крупности сетки конечных элементов.

Локальные изменения размеров элементов производились по контакту со сваями в пределах от 0,05D до 0,25D. Результаты моделирования (рис. 9) показывают, что при тесном расположении свай локальная крупность конечных элементов практически не оказывает влияния на предельное сопротивление

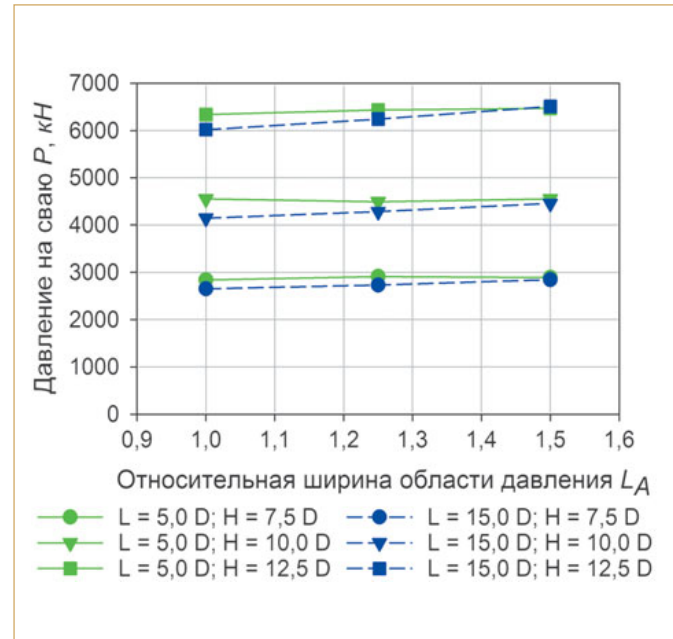


Рис. 8. Зависимости предельного давления грунта на сваи от относительной ширины области оползневого давления при редком расположении свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду; H — глубина захвата грунтов оползневым процессом)

свай смещению грунта (коэффициенты вариации k_v составляют не более 0,02–0,03%). При разреженном и редком расположении свай влияние степени разбивки выражается более явно (однако величины k_v не превышают 2,95–3,0%).

«Глобальная» крупность элементов численной модели изменялась относительно базового значения с коэффициентами от 0,5 до 1,5. При тесном расположении свай (рис. 10) ее влияние на предельное сопротивление свай смещению оползневого грунта незначительно (значения k_v — не более 0,14%). Однако при разреженном и редком шаге свай коэффициенты вариации увеличиваются до 7,1 и 8,6% соответственно. С уменьшением «глобальной» крупности конечных элементов предельное давление грунта на сваи практически монотонно падает, а затраты машинного времени на расчет нелинейно возрастают.

Прочностные свойства грунта

Основной проблемой при определении предельного сопротивления свай смещению грунта с учетом критерия сходимости численных уравнений являлось прогрессирующее увеличение погрешности при больших значениях угла внутреннего трения. С другой стороны, как подсказывают логика и расчеты [3, 4], при достаточно редком расположении свай предельное давление на них не зависит от расстояния между ними. В этом плане предлагаемый

динамический критерий показывает хорошую устойчивость.

Оценка влияния прочностных свойств грунтов производилась при изменениях угла внутреннего трения в диапазоне 0–35° и удельного сцепления грунта в пределах 0–50 кПа. Результаты моделирования представлены на рис. 11 и 12. При редком расположении свай погрешность определения предельного сопротивления свай смещению грунта незначительна (коэффициенты вариации k_v не превышают 2,6% для серии «угол внутреннего трения» и составляют не более 1,6% для серии «сцепление в грунте»). Здесь необходимо отметить, что разброс данных зависит от величин прочностных характеристик случайным образом.

Деформационные свойства грунта

Исследование зависимости предельного сопротивления свай оползневого смещению от деформационных свойств грунта производилось при изменениях модуля общей деформации от 10 до 50 МПа. Результаты моделирования (рис. 13) показывают следующее. При тесном расположении свай величина модуля деформации практически не влияет на предельное сопротивление свай (коэффициенты вариации k_v не превышают 0,06%). При разреженном и редком расположении свай значения k_v достигают 1,8 и 5,9% соответственно. При этом для более жестких грунтов (с модулем деформации 25–50 МПа) величины k_v составляют не более 3%.

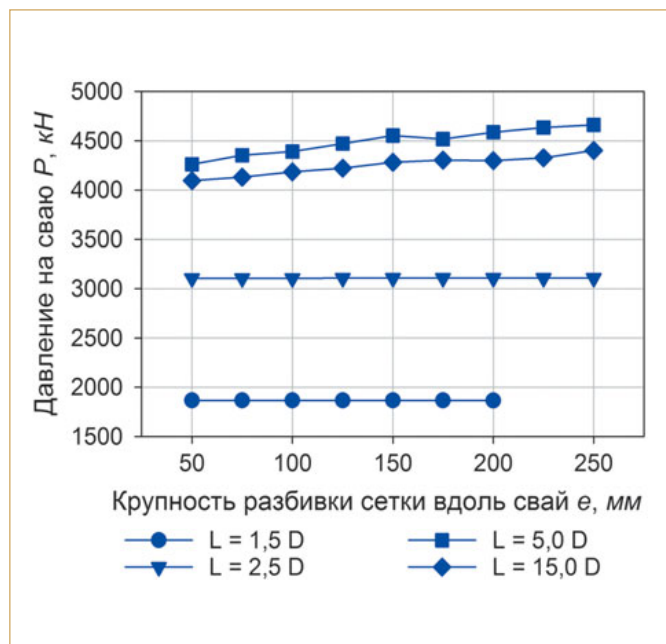


Рис. 9. Зависимости предельного давления грунта на сваи от крупности разбивки сетки конечных элементов вдоль поверхности свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду; H — глубина захвата грунтов оползневым процессом)

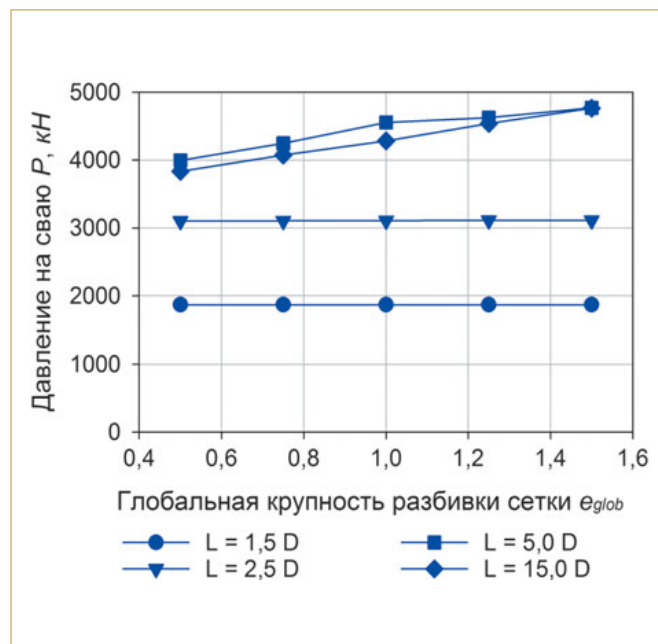


Рис. 10. Зависимости предельного давления грунта на сваи от «глобальной» крупности конечных элементов численной модели (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду; H — глубина захвата грунтов оползневым процессом)

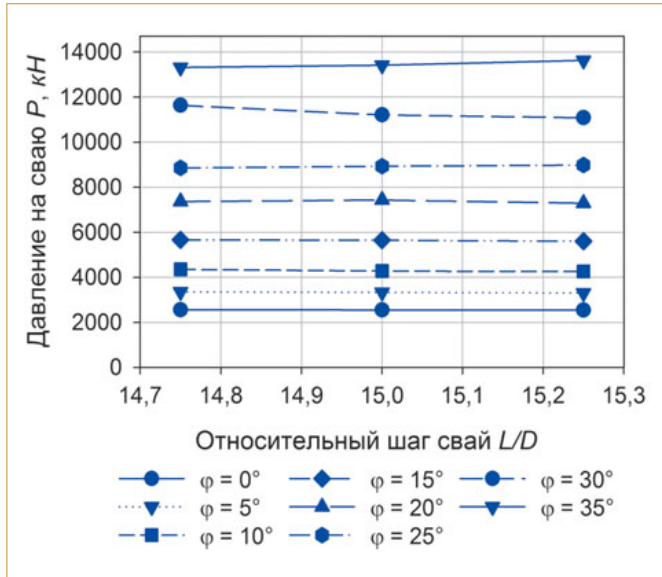


Рис. 11. Зависимости предельного давления грунта на сваи от величины угла внутреннего трения в грунте φ при редком расположении свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду)

Контактная прочность грунта

Влияние прочности контакта системы «свая — грунт» оценивалось при изменениях коэффициента контактной прочности грунта η в диапазоне 0,5–0,7. Результаты моделирования показывают (рис. 14), что предельное сопротивление свай смещению грунта практически не зависит от значений η (коэффициенты вариации k_v составляют не более 1,2%). При редком шаге свай величины k_v не превышают 0,4–1,3%.

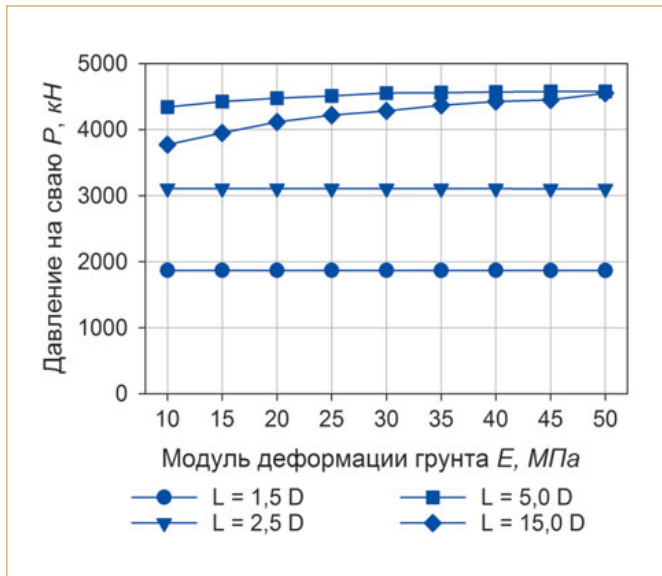


Рис. 13. Зависимости предельного давления грунта на сваи от модуля деформации грунта (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду)

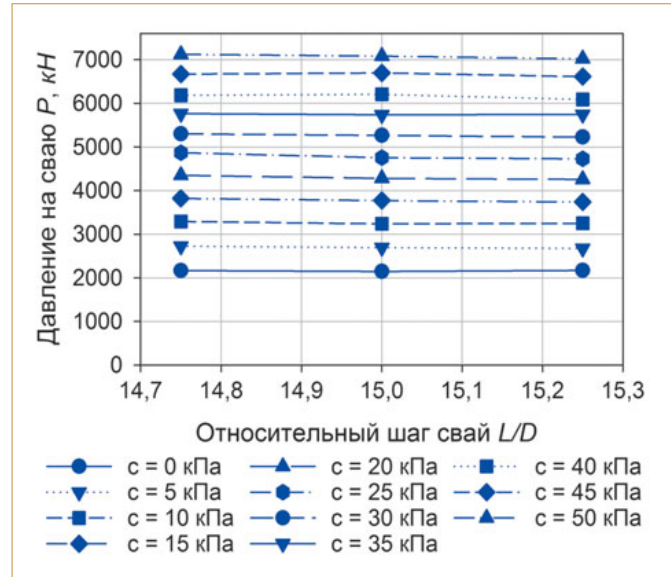


Рис. 12. Зависимости предельного давления грунта на сваи от величины удельного сцепления грунта c при редком расположении свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду)

Режим динамического нагружения

Влияние режима динамического нагружения исследовалось при изменениях скорости динамического нагружения в диапазоне 7,2–72 мм/с и смещения на ступени нагружения от 0,25 до 5 мм. Результаты моделирования (рис. 15, 16) показывают, что при тесном расположении свай оба указанных фактора практически не оказывают влияния на предельное сопротивление свай смещению грунта (значе-

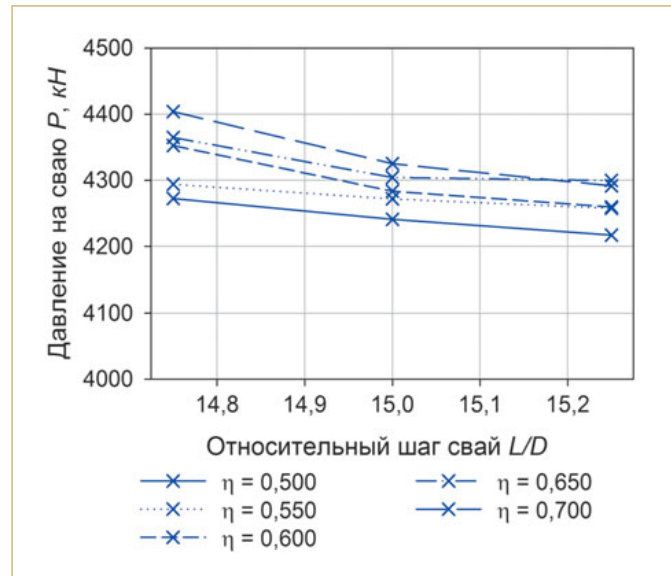


Рис. 14. Зависимости предельного давления грунта на сваи от коэффициента прочности грунта η на поверхности свай при редком расположении свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду)

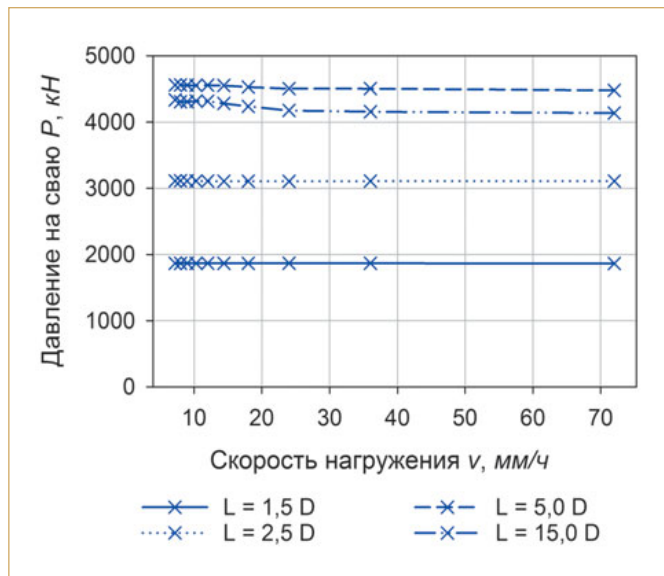


Рис. 15. Зависимости предельного давления грунта на сваи от скорости роста оползневой нагрузки при редком расположении свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду)

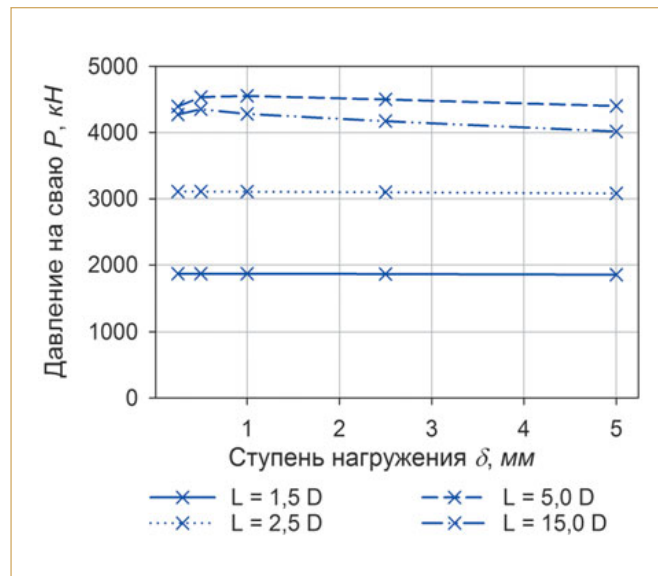


Рис. 16. Зависимости предельного давления грунта на сваи от смещения на ступени нагружения при редком расположении свай (D — диаметр свай; L — расстояние между осями свай в ряду)

ния k_v , составляют не более 0,05–0,38%). При разреженном и редком расположении свай размах погрешности увеличивается, но значения k_v находятся в диапазоне 0,66–1,67% и 1,74–3,1% соответственно. Необходимо отметить, что при относительно невысокой скорости динамического нагружения (до 14,4 мм/ч) и небольшом смещении на ступени нагружения (до 1,0 мм) коэффициенты вариации k_v не превышают 1–2%.

Выводы

1. Для определения предельного сопротивления свай удерживающего сооружения при взаимодействии с оползневом грунтом предлагается использовать динамический подход, основанный на анализе изменений напряжений в грунте во время на-

гружения и в периоды стабилизации внешних нагрузок.

2. Предложенный динамический критерий позволяет избежать прогрессирующего роста погрешности в определении предельного сопротивления свай смещению оползневому грунту при его высоких прочностных характеристиках, а также ограничить физически неадекватное взаимодействие смежных свай при достаточно редком их расположении.

3. Предложенный динамический критерий обладает достаточно высокой устойчивостью в различных грунтовых условиях и при разных условиях нагружения.

4. Поведение относительно мягких грунтов (с модулем деформации $E < 20$ МПа), а также грунтов в условиях быстрого нагружения требует дополнительного изучения и соответствующего объяснения.

Список литературы

1. Деревенец Ф.Н. Soil-pile interaction in 3D — landslide only 2R (SPI3D-LO2R) // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2015661290 от 22.10.2015 г. М.: Роспатент, 2015.
2. Деревенец Ф.Н., Маций С.И. Оценка предельного сопротивления свай при взаимодействии с оползневом грунтом // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2016. № 4. С. 14–18.
3. Маций С.И., Деревенец Ф.Н. Взаимодействие оползневому грунту со сваями с учетом конфигурации удерживающего сооружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. № 2. С. 8–12.
4. Маций С.И., Деревенец Ф.Н. Применение метода конечных элементов для исследования взаимодействия грунтов оползнем со сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. М.: Стройиздат, 2005. № 4. С. 8–12.
5. Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M. PLAXIS 2D 2012. Reference manual. The Netherlands: PLAXIS Inc., 2012.
6. Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M. PLAXIS 3D 2011. Reference manual. The Netherlands: PLAXIS Inc., 2011.
7. FLAC3D. Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions. Command reference. Itasca Consulting Group Inc., 2013.

ПРИМЕНЕНИЕ СВАЙ ЭРТ ДЛЯ ЛИКВИДАЦИИ ПРЕДАВАРИЙНОЙ СИТУАЦИИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ФУНДАМЕНТА

USING CFA PILES MANUFACTURED BY THE ELECTRIC DISCHARGE TECHNOLOGY
TO OVERCOME A PRE-EMERGENCY SITUATION DURING CONSTRUCTION OF A FOUNDATION

СОКОЛОВ Н.С.

Декан строительного факультета Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова, директор ООО НПФ «ФОРСТ», член РОМГГиФ, к. т. н., г. Чебоксары, forstnpt@mail.ru

НИКИФОРОВА Н.С.

Ведущий научный сотрудник Научно-исследовательского института строительной физики (НИИСФ РААСН), профессор Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ), член ISSMGE и президиума РОМГГиФ, д. т. н., г. Москва, nikiforova@mail.ru

СОКОЛОВ С.Н.

Заместитель директора ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, forstnpt@mail.ru

СОКОЛОВ А.Н.

Заместитель директора ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, forstnpt@mail.ru

SOKOLOV N.S.

Dean of the Civil Engineering Faculty of the Ulyanov Chuvash State University, director of the "Forst" LLC research and production company, member of the RSSMGFE, PhD (candidate of science in Technics), Cheboksary, forstnpt@mail.ru

NIKIFOROVA N.S.

Leading researcher of the Research Institute of Construction Physics, professor of the Moscow State University of Civil Engineering, member of the ISSMGE, member of the RSSMGFE presidium, DSc (doctor of science in Technics), Moscow, nikiforova@mail.ru

SOKOLOV S.N.

Deputy director of the "Forst" LLC research and production company, Cheboksary, forstnpt@mail.ru

SOKOLOV A.N.

Deputy director of the "Forst" LLC research and production company, Cheboksary, forstnpt@mail.ru

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Несущая способность свай; буроинъекционная свая; электроразрядная технология (ЭРТ); свая ЭРТ; многемстные уширения; окружающая застройка.

АННОТАЦИЯ

Изготовление буроинъекционных свай с использованием электроразрядной технологии (свая ЭРТ) является сложным технологическим процессом, включающим ряд этапов — бурение, бетонирование, электрогидравлическую обработку, армирование. Отсутствие должного контроля качества и нарушения технологии производства работ могут привести к недопустимым неравномерным осадкам строящегося объекта и окружающих зданий. В статье рассмотрен случай из практики, когда пришлось использовать дополнительные сваи ЭРТ с многемстными уширениями для ликвидации возникшей по этим причинам предаварийной ситуации.

KEYWORDS

Bearing capacity of a pile; continuous flight auger pile (CFA pile); electric discharge technology; CFA pile manufactured by the electric discharge technology; multiplace broadenings (enlargements); surrounding buildings.

ABSTRACT

Manufacturing continuous flight auger piles by the electric discharge technology (EDT piles) is a complex process involving a number of stages: drilling, concreting, electro-hydraulic processing, reinforcement. Lack of proper quality control and procedural violations can lead to inadmissible differential settlements of a constructed object and the surrounding buildings. The paper considers a case history, when it was necessary to use additional EDT piles with multiplace broadenings for elimination of a pre-emergency situation occurred due to these causes.

Практика показала высокую эффективность работы буринъекционных свай с многоместными уширениями, изготавливаемых с применением электроразрядной технологии (ЭРТ), что подробно рассмотрено в публикациях [1–13]. Создание таких свай представляет собой сложный технологический процесс, состоящий из четырех этапов — бурения скважины, ее бетонирования мелкозернистым бетоном, электрогидравлической обработки, армирования. При этом каждая из этих стадий требует строгого контроля качества. Рассмотрим подробнее их особенности.

1. Бурение скважины в зависимости от типа инженерно-геологических условий может выполняться простыми шнеками, в обсадных трубах или проходными шнеками (по буринъекционной технологии), реже — с промывкой. Использование того или иного метода проходки продиктовано необходимостью обеспечения устойчивости стенок скважины и доведения до минимума количества шлама на ее дне.

При использовании электроразрядной технологии наиболее часто используется бурение простыми или проходными шнеками. Контролируемым параметром при этом является объем извлекаемого из скважины грунта. Если он больше геометрического объема пробуренной скважины, то это говорит о вероятности разрыхления основания и возникновения неравномерных осадок окружающих зданий вплоть до их разрушения, поэтому следует срочно пересмотреть технологию и параметры бурения.

2. При приготовлении мелкозернистого бетона для последующего бетонирования ствола скважины следует четко проконтролировать степень крупности используемого песка — диаметр его частиц не должен превышать 2 мм, так как он не должен выпадать в осадок. Кроме того, технология приготовления бетона не должна допускать его насыщения воздухом, приводящим к уменьшению прочности. Заполнение скважины свежеприготовленным бетоном производится из бетоносмесительной установки по резиновым или пожарным шлангам методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ), который позволяет очистить устье скважины от шлама. Контролируемым показателем правильности выполнения второго этапа является прочность кубиков бетона после 28 суток его твердения.

3. Для электрогидравлической обработки стенок скважины используется генератор импульсных токов (ГИТ). Энергия от ГИТ в заполненную бетоном скважину передается по высоковольтному импульсному малоиндуктивному кабелю (КВИМ) через излучатель. Использование именно такого кабеля обусловлено малым сопротивлением его поперечного сечения. При этом энергию воздействия на стенки скважины можно регулировать в пределах

1–80 кДж. На этом этапе контролируются энергия импульсного воздействия и вертикальные перемещения поверхности мелкозернистого бетона в скважине («уходы»). На каждой отметке обработка стенок скважины производится до доведения «уходов» до нулевых значений. При использовании технологии ЭРТ возможно выявление вдоль ствола сваи участков с максимальными «уходами» бетона. Путем тщательной электрогидравлической обработки таких участков можно создавать дополнительные опоры (уширения) вдоль ствола сваи, что не представляется возможным при использовании механических уширителей [1].

4. Контролируемым признаком на этапе армирования ствола сваи является то, что колонка из круглых пространственных каркасов должна свободно опускаться в бетонную смесь. Затрудненное опускание может говорить об оплывании грунтовых стенок скважины (образовании «шеек») или о пересыхании бетона вследствие его длительной электрогидравлической обработки или капиллярного «отсасывания» воды из его структуры. В этом случае следует перебурить скважину, заново забетонировать ее ствол мелкозернистым бетоном с измененной рецептурой (с другими ингредиентами в составе пластификаторов) и заново опустить в него армокаркасы.

Качество устройства буринъекционных и буронабивных свай при строительстве нулевой части зданий и сооружений часто вызывает сильное беспокойство, особенно если прерывается технологическая цепочка и не обеспечивается должный контроль качества при выполнении разных этапов работ разными подрядными организациями. Данная статья посвящена рассмотрению подобного случая из строительной практики.

Нарушение технологии производства работ при изготовлении свай ЭРТ, вызванное отсутствием необходимого технического контроля, которое привело к негативным последствиям, имело место при возведении нулевой части многоэтажной гостиницы в старом русле реки Ковалиха в городе Нижний Новгород.

Геологический разрез на этом участке представлен следующими инженерно-геологическими элементами (ИГЭ) (сверху вниз):

- ИГЭ-1 — насыпной грунт (неслежавшийся суглинок с супесью и строительным мусором);
- ИГЭ-2 — непросадочный туго- и мягкопластичный лессовый суглинок;
- ИГЭ-3 — непросадочный текучепластичный лессовый суглинок;
- ИГЭ-4 — туго- и мягкопластичный суглинок;
- ИГЭ-5 — твердая и полутвердая пестроцветная глина;
- ИГЭ-6 — глинистый полимиктовый песок.

Для площадки строительства характерен высокий уровень грунтовых (ненапорных) вод (на глубине 3,0 м от поверхности).

Строительство гостиницы было начато с возведения ограждения котлована глубиной 9,0 м из двух рядов буровых свай диаметром 450 мм с шагом 1,0 м. Ограждение котлована было выполнено вдоль улиц Ковалихинская, Белинского, Максима Горького. Непосредственно со стороны улицы М. Горького к котловану примыкал 10-этажный крупнопанельный жилой дом, возведенный на забивных сваях (рис. 1).

Недостатком построенного ограждения оказалось отсутствие монолитного обвязочного железобетонного пояса по верху буровых свай. Это выявилось лишь при откопке котлована. Ряд свай ограждения со стороны примыкающего здания наклонился в сторону котлована (максимальное перемещение достигло 35 мм). В результате создавшейся ситуации на наружных стенах жилого дома возникли деформационные трещины. При этом установленные гипсовые маяки разорвались и продолжали раскрываться.

Созданная в связи с этим чрезвычайная комиссия поручила генподрядной проектной организации раз-

работать противоаварийные мероприятия для стабилизации деформаций как ограждения котлована, так и примыкающего здания. В качестве таких мер была разработана схема усиления подпорной стены котлована в виде распорных конструкций из труб диаметром 1 000 мм, расположенных на двух уровнях во взаимно перпендикулярных направлениях. Эти мероприятия позволили стабилизировать ситуацию. Гипсовые маяки на жилом доме перестали рваться, горизонтальные перемещения подпорной стены были приостановлены. При этом геотехнический мониторинг продолжался.

При проектной глубине котлована 9,0 м распорные крепления были размещены на глубине 4,5–6,5 м. Поэтому во избежание негативных последствий для примыкающего жилого дома при дальнейшей выемке грунта ООО НПФ «ФОРСТ» был разработан проект устройства монолитных железобетонных контрфорсов на дополнительных буроинъекционных сваях ЭРТ диаметром 0,35 м и длиной от 12 до 19 м в зависимости от инженерно-геологических условий в той или иной части строительной площадки (рис. 2, 3). Контрфорсы, опирающиеся на сваи ЭРТ, были необходимы



Рис. 1. Котлован и примыкающий к нему десятиэтажный жилой дом

для защиты (уменьшения осадок) соседнего здания путем увеличения жесткости ограждающих конструкций и снижения их горизонтальных перемещений [1].

Для обеспечения безопасной эксплуатации подпорной стены при строительстве нулевого цикла, а также в целях создания условий для демонтажа стальных труб распорных конструкций был разработан технологический регламент на устройство контрфорсов. Реализация этого регламента позволила поэтапно демонтировать распорные трубы. Перемещения подпорной стены и осадки жилого дома прекратились.

На рисунке 3 показана схема узла стыка конструкций контрфорса с существующим фундаментом жилого дома, а на рис. 4 — фотография возведенных монолитных железобетонных контрфорсов.

Устройство буроинъекционных свай ЭРТ под фундаментами контрфорсов, самих контрфорсов и ростверков производилось одной и той же подрядной организацией. При этом мониторинг горизонтальных перемещений подпорной стены и деформаций осадочных марок соседнего жилого дома выполнялся ежедневно, благодаря чему на данном участке не было нарушений в технологической цепочке «буре-

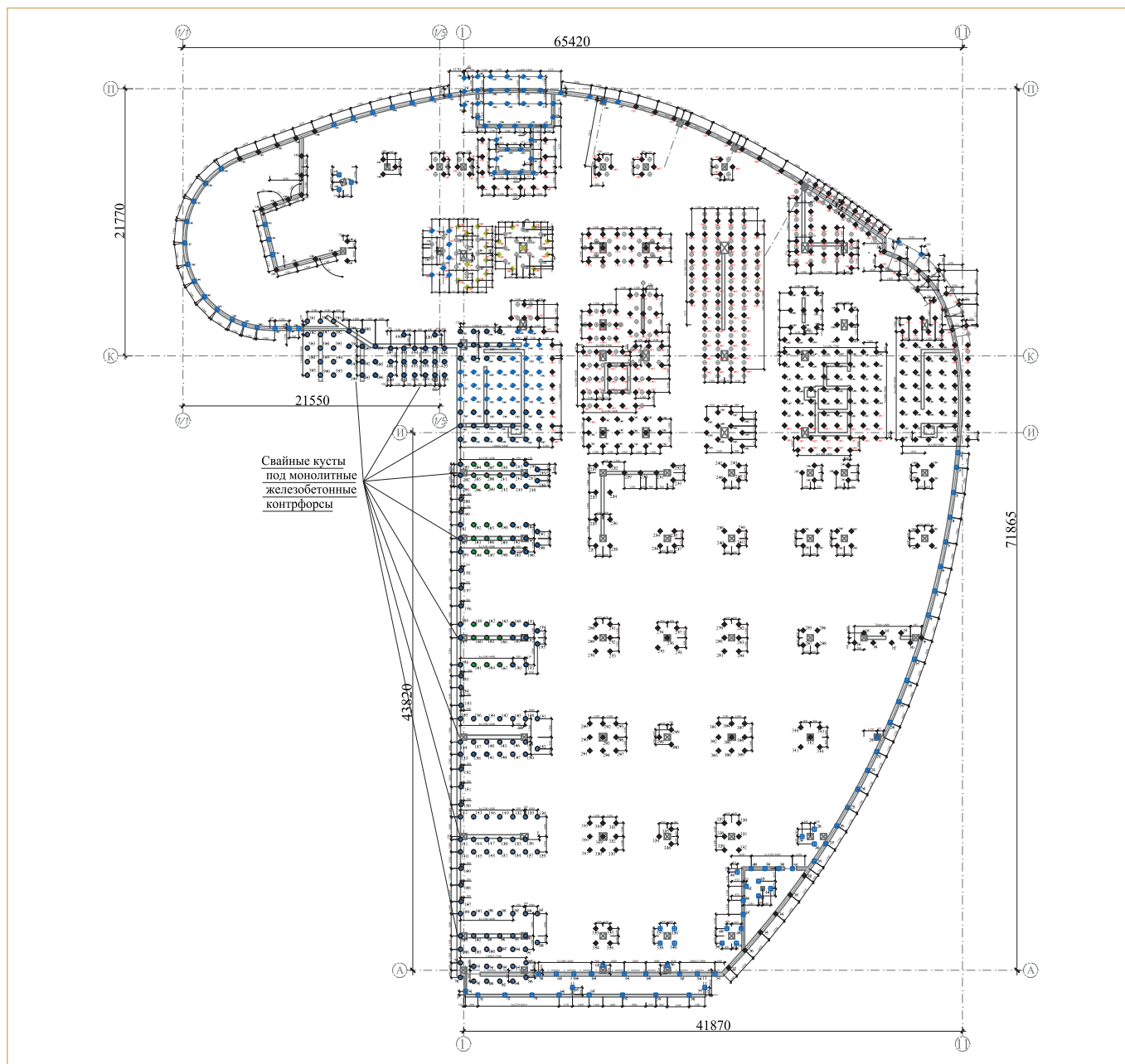


Рис. 2. Разработанный план расположения монолитных железобетонных контрфорсов на буроинъекционных сваях, изготавливаемых по электроразрядной технологии (вдоль оси 1)

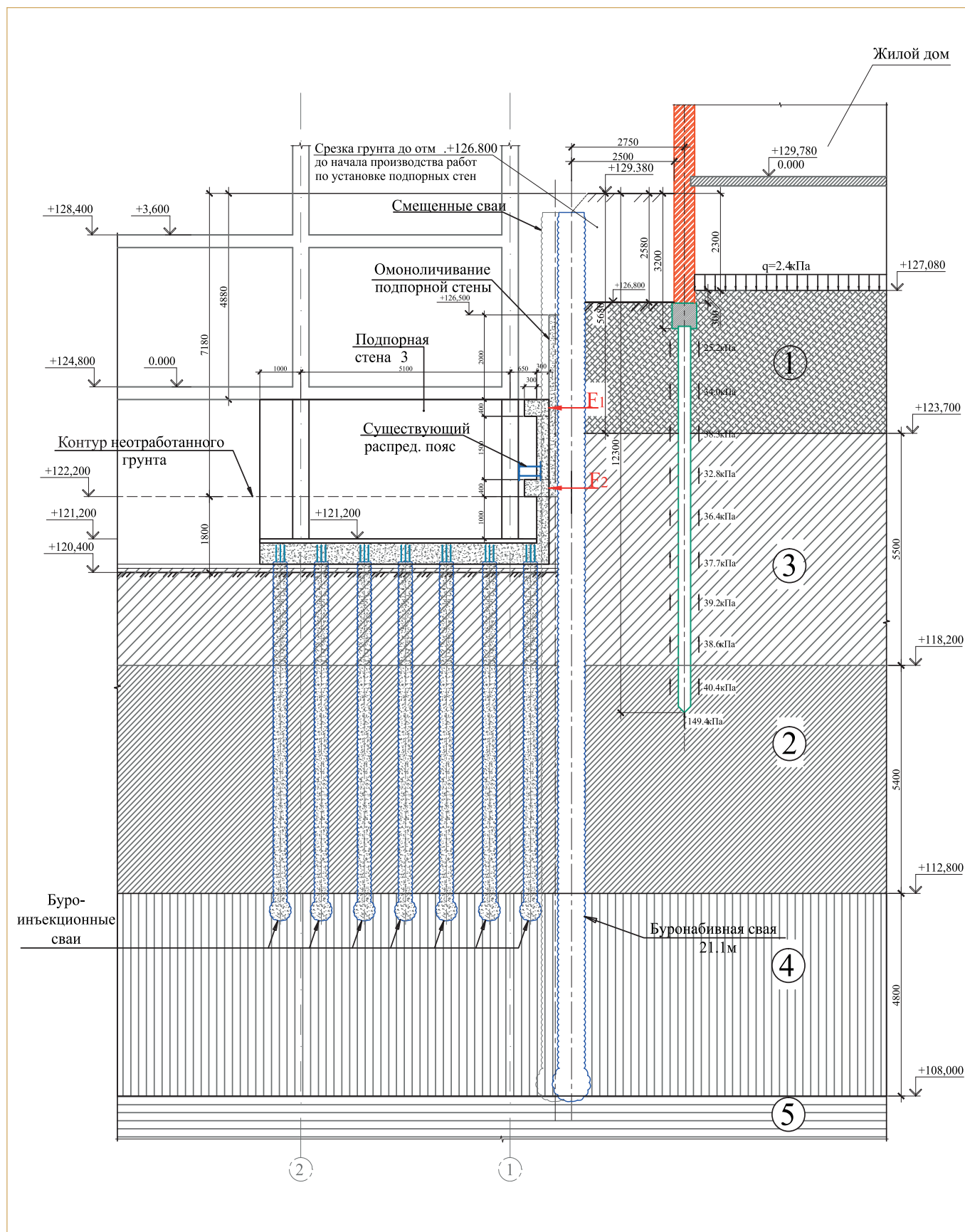


Рис. 3. Узел стыка конструкций контрфорса с существующим фундаментом жилого дома

ние — бетонирование — электрогидравлическая обработка — армирование».

Обязательными этапами, подтверждающими соответствие проекту запроектированных свай ЭРТ под фундаменты контрфорсов, были испытания на прочность заранее изготовленных кубиков мелкозернистого бетона, предназначенного для изготовления свай, и испытания опытных свай ЭРТ вертикальной сжимающей статической нагрузкой.

На испытательном полигоне, находящемся рядом с участком изготовления контрфорсов в тех же инженерно-геологических условиях, были выполнены два свайных куста с использованием электроразрядной технологии. В одном из них сваи были изготовлены без уширений, в другом — с множественными уширениями. Результаты испытаний опытных свай ЭРТ на статическую нагрузку приведены на рис. 5. Анализируя эти данные, можно сделать вывод о том, что несущая способность по грунту для свай с тремя уширениями превышает таковую для свай с одним уширением под пятой в 1,5–1,7 раза.

По мере удаления распорных конструкций высвободилась значительная часть площади котлована для устройства свайного поля.

В связи с сокращением инвестором сроков строительства здания заказчик решил увеличить скорость возведения нулевой части, разделив устройство буронагнетательных свай ЭРТ на этапы. При этом одна



Рис. 4. Фрагменты выполненных контрфорсов

строительная организация подрядилась выполнить буровые работы, другая — бетонирование мелкозернистым бетоном, третья — электрогидравлическую обработку стенок и пяты скважины, четвертая — изготовление и погружение армокаркасов в готовые скважины, заполненные мелкозернистым бетоном и обработанные по электроразрядной технологии.

Соответственно, качество выполнения работ на разных этапах контролировалось разными организа-

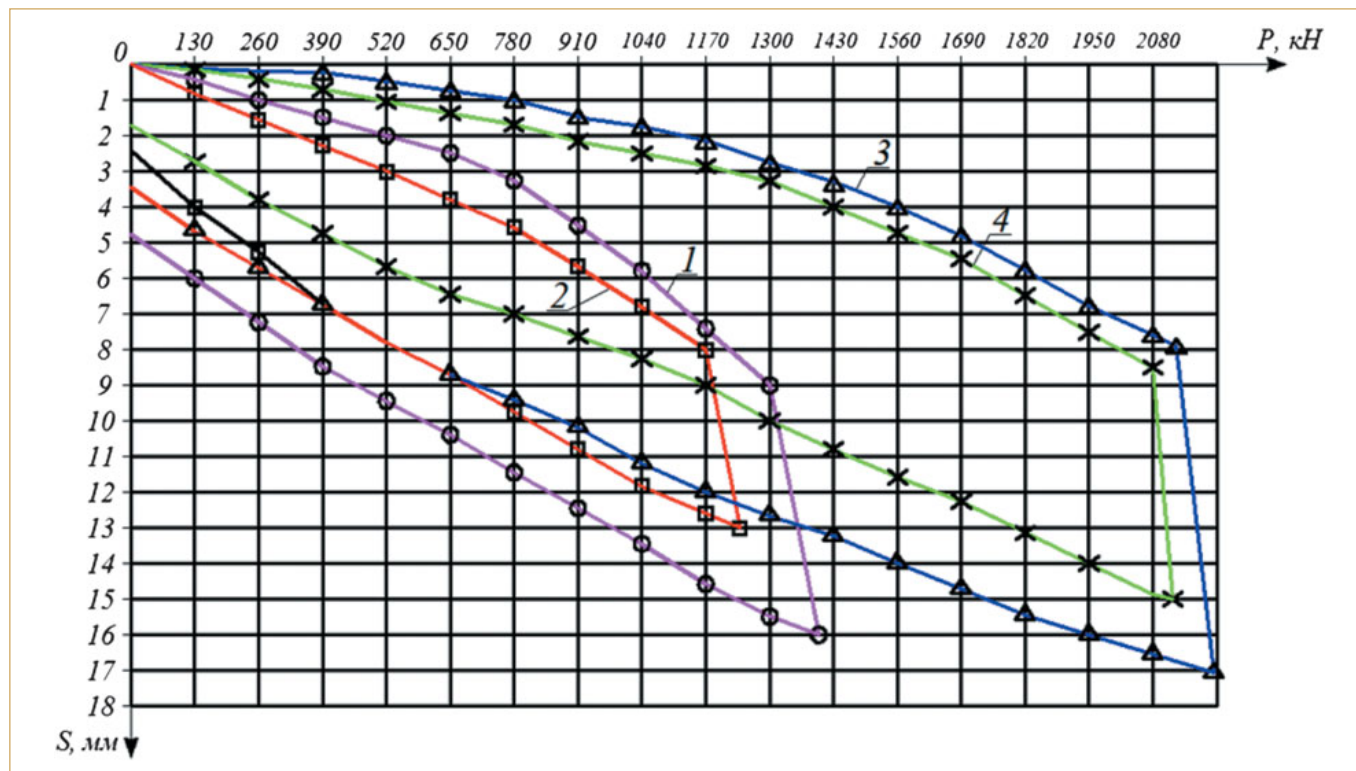


Рис. 5. Графики результатов испытаний статической нагрузкой буронагнетательных свай ЭРТ: 1, 2 — только с уширенной пятой; 3, 4 — с тремя уширениями. Буквенные обозначения: P — нагрузка на сваю; S — вертикальное перемещение сваи

циями и резко повысилась вероятность его снижения. Результаты испытаний свай на статическую нагрузку подтвердили эти опасения. Для более чем 50% испытанных свай не была достигнута проектная несущая способность. Основной причиной этого оказалась низкая прочность мелкозернистого бетона вследствие отсутствия должного надзора за ее набором. Следует отметить, что одна из подрядных организаций, ответственная за бетонирование свай, использовала бетоносмесительную установку РМ-750, которая при больших оборотах вала смесителя насыщает бетон воздухом, что приводит к резкому снижению прочности бетона.

Для обеспечения проектной несущей способности ростверков с бракованными сваями было принято решение дополнить их сваями с многоместными уширениями, что привело в полному изменению проекта фундаментов гостиницы с учетом результатов испытаний опытных свай на вертикальную сжимающую нагрузку.

В заключение хотелось бы еще раз подчеркнуть, что нарушение технологии изготовления свай ЭРТ приводит к недопустимым неравномерным осадкам возводимого объекта с подземной частью и зданий в зоне его влияния. В рассмотренном случае из-за выполнения разных этапов устройства таких свай четырьмя подрядными организациями были допущены нарушения технологии и не был обеспечен необходимый поэтапный контроль качества. Это привело к негативным последствиям, для ликвидации которых были потрачены значительные материальные средства.

Создание же дополнительных свай ЭРТ одной и той же организацией с выполнением должного мониторинга всех этапов работ позволило ликвидировать предаварийную ситуацию, возникшую вследствие ошибок при проектировании ограждающей и распорной систем ограждения котлована, и усилить существующие кусты свай в основании здания сваями ЭРТ с многоместными уширениями, обеспечив требуемую несущую способность его фундамента.

Список литературы

1. *Никифорова Н.С.* Обеспечение сохранности зданий в зоне влияния подземного строительства. М.: Изд-во МГСУ, 2016. 150 с.
2. *Соколов Н.С.* Метод расчета несущей способности буроинъекционных свай-РИТ с учетом «подпятников» // Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР-2014)». Чебоксары: Изд-во Чувашского университета, 2014. С. 407–411.
3. *Соколов Н.С.* Определение несущей способности буроинъекционных свай РИТ со сформированными подпятниками // Материалы 7-й Всероссийской (1-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР-2014)». Чебоксары: Изд-во Чувашского университета, 2012. С. 289–292.
4. *Соколов Н.С.* Технологические приемы устройства буроинъекционных свай с многоместными уширениями // Жилищное строительство. № 10. С. 1–6.
5. *Соколов Н.С., Викторова С.С., Федорова Т.Г.* Сваи повышенной несущей способности // Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР-2014)». Чебоксары: Изд-во Чувашского университета, 2014. С. 407–411.
6. *Соколов Н.С., Петров М.В., Иванов В.А.* Проблемы расчета буроинъекционных свай, изготовленных с использованием разрядно-импульсной технологии // Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР-2014)». Чебоксары: Изд-во Чувашского университета, 2014. С. 415–420.
7. *Соколов Н.С., Рябинов В.М.* Об одном методе расчета несущей способности буроинъекционных свай ЭРТ // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2015. № 2. С. 10–13.
8. *Соколов Н.С., Рябинов В.М.* Об эффективности устройства буроинъекционных свай с многоместными уширениями с использованием электроразрядной технологии // Геотехника. 2016. № 2. С. 28–34.
9. *Соколов Н.С., Рябинов В.М.* Особенности устройства и расчета буроинъекционных свай с многоместными уширениями // Геотехника. 2016. № 3. С. 60–66.
10. *Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н.* Опыт восстановления аварийного здания Введенского кафедрального собора в г. Чебоксары // Геотехника. 2016. № 1. С. 60–65.
11. *Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н.* Случай восстановления аварийного памятника истории и культуры федерального значения в г. Чебоксары // Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР-2014)». Чебоксары: Изд-во Чувашского университета, 2014. С. 328–335.
12. *Соколов Н.С., Уиков С.М., Викторова С.С.* Опыт применения плитно-свайных фундаментов при строительстве жилых зданий // Материалы 7-й Всероссийской (1-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР-2012)». Чебоксары: Изд-во Чувашского университета, 2012. С. 293–298.
13. *Тетиор А.Н.* Прогрессивные конструкции фундаментов для условий Урала и Тюменской области. Свердловск: Среднеуральское книжное издательство, 1971. С. 84–94.

ПОДПИСКА НА ЖУРНАЛЫ

«ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ», «ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ»,
«ГЕОТЕХНИКА» И «ГЕОРИСК»



Реклама

Стоимость годовой подписки на журналы (через редакцию) с учетом почтовых расходов и НДС

- «Инженерные изыскания» (14 номеров) – 8280 рублей.
- «Инженерная геология» (6 номеров) – 3600 рублей.
- «Геориск» (4 номера) – 2400 рублей.
- «Геотехника» (6 номеров) – 3900 рублей.

Полный комплект журналов — 18 180 рублей.

ОТДЕЛ ПОДПИСКИ
И РАСПРОСТРАНЕНИЯ

+7 (495) 210-89-92

PR@GEOMARK.RU
WWW.GEOMARK.RU

Подписку на журналы можно оформить через подписные агентства

Оформление подписки на журналы возможно через агентства «Роспечать» и «Урал-пресс». Стоимость подписки устанавливается агентствами самостоятельно и может отличаться от стоимости, указанной редакцией.

Подписные индексы ОАО «Агентство "Роспечать"»

«Инженерные изыскания»	71509
«Инженерная геология»	36611
«ГеоРиск»	71510
«Геотехника»	22780

Подписку через агентство «Урал-пресс» можно оформить на официальном сайте — www.ural-press.ru

ВТОРАЯ РОССИЙСКАЯ УЧЕБНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ МОЛОДЕЖНАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ ПО ГЕОТЕХНИКЕ

THE SECOND RUSSIAN TRAINING AND PRACTICE YOUTH CONFERENCE ON GEOTECHNICS

ЧЕПУРНОВА А.А.

Ведущий инженер НИИОСП им. Н.М. Герсеванова,
г. Москва, chepurnova@eccpf.ru

ТЕР-МАРТИРОСЯН А.З.

Руководитель научно-образовательного центра
«Геотехника», доцент кафедры механики грунтов
и геотехники НИУ МГСУ, к. т. н., г. Москва,
gic-mgsu@mail.ru

ТУПИКОВ М.М.

Старший научный сотрудник НИИОСП
им. Н.М. Герсеванова, ученый секретарь РОМГГиФ,
к. т. н., г. Москва, tupikov@mail.ru

ШУЛЯТЬЕВ С.О.

Научный сотрудник НИИОСП им. Н.М. Герсеванова,
к. т. н., г. Москва, shulyatevs@yandex.ru

CHEPURNOVA A.A.

Leading engineer of the Gersevanov Research Institute of Bases
and Underground Structures, Moscow, chepurnova@eccpf.ru

TER-MARTIROSYAN A.Z.

Head of the "Geotechnics" research and education center, associate professor
of the Soil Mechanics and Geotechnics Department of the Moscow State University
of Civil Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, gic-mgsu@mail.ru

TUPIKOV M.M.

Senior researcher of the Gersevanov Research Institute of Bases and Underground
Structures, academic secretary of the Russian Society for Soil Mechanics, Geotechnics
and Foundation Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow,
tupikov@mail.ru

SHULYATYEV S.O.

Researcher of the Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures,
PhD (candidate of science in Technics), Moscow, shulyatevs@yandex.ru



GEO GAMES II



Рис. 1. Участники Второй российской учебно-практической молодежной конференции по геотехнике

30 июня и 1 июля 2016 года в актовом зале НИИОСП¹ им. Н.М. Герсеванова в г. Москве прошла Вторая российская учебно-практическая молодежная конференция по геотехнике. Ее организатором выступило бюро по работе с молодыми учеными РОМГГиФ² при поддержке НОЦ «Геотехника» НИУ МГСУ³, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова (АО «НИЦ «Строительство»») и участия ООО «Геомаркетинг», ООО «Хюскер», а также компании Midas IT (Южная Корея). Целью организационного комитета было привлечение внимания как можно большего числа молодых специалистов к основным проблемам геотехники как комплексной дисциплины.

В поддержку начинающей складываться традиции работа конференции открывалась серией корот-

ких докладов о жизни и направлениях научной деятельности выдающихся геотехников — Карла Терцаги (1883–1963) и Адольфа Александровича Бартоломея (1934–2003).

Одной из основных задач конференции было создание благоприятных условий для обмена опытом и знаниями между молодыми инженерами и старшими коллегами. Именно поэтому каждый из ее блоков открывали лекции ведущих российских ученых, носящие как академический, так и практический характер:

- «История развития теоретической механики грунтов» (профессор кафедры механики грунтов и геотехники Московского государственного строительного университета, доктор технических наук З.Г. Тер-Мартirosян);
- «Особенности проектирования фундаментов высотных зданий» (заместитель директора НИИОСП им. Н.М. Герсеванова по научной работе, кандидат технических наук О.А. Шулятьев);
- «Опыт экспериментальных исследований НДС грунтовых оснований в лабораторных и полевых условиях» (доцент кафедры геотехники Тюменского индустриального университета, кандидат технических наук Я.А. Прозозин);

¹ Научно-исследовательского, проектно-изыскательского и конструкторско-технологического института оснований и подземных сооружений.

² Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению.

³ Научно-образовательного центра «Геотехника» Национального исследовательского университета «Московский государственный строительный университет».



Рис. 2. Приветственное слово президента РОМГГиФ В.А. Ильичева на открытии конференции

- «Современное состояние и пути развития отечественного тоннелестроения» (профессор кафедры механики грунтов и геотехники Московского государственного строительного университета, доктор технических наук В.Е. Меркин);
- «История создания и развития СНиПа по свайным фундаментам» (главный научный сотрудник лаборатории свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, доктор технических наук Б.В. Бахолдин).

За два дня напряженной работы конференции было заслушано 39 докладов молодых специалистов, разделенных на 5 блоков. При этом общее количество участников составило 80 человек из разных городов нашей страны — Астрахани, Перми, Пензы, Тюмени, Новочеркаска, Уфы, Москвы. Кроме того, был представлен доклад геотехников из Казахстана (г. Караганды). Каждому молодому докладчику было отведено 10 минут для презентации работы и ответов на вопросы слушателей.

Лучшими докладчиками были названы:

- 1) *Д.В. Рачков* (Тюменский индустриальный университет) — за доклад «Уточненный метод послойно-



Рис. 3. Выступление докладчика

- го суммирования для определения осадки фундаментов мелкого заложения»;
- 2) *И.Н. Лузин* (Московский государственный строительный университет) — «Экспериментально-теоретические основы расчета осадок фундаментов с учетом исходного НДС основания»;
- 3) *А.А. Аникьев* (Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова) — «Способ усиления основания фундаментов путем пробивки скважины с неоднократной подачей жесткого материала»;
- 4) *А.О. Кузнецов* (Сибирский государственный университет путей сообщения) — «Определение параметров предельного равновесия грунтового массива при взаимодействии с армоэлементом теоретическим и численным методами»;
- 5) *Д.Д. Сабирзянов* (Казанский государственный архитектурно-строительный университет) — «Расчет осадки основания фундаментов при режимном длительно-статическом и циклическом нагружении»;
- 6) *В.С. Маций* (Кубанский государственный аграрный университет) — «Инженерная защита участка автомобильной дороги от оползня».

Сделавшие лучшие доклады молодые специалисты были награждены грамотами РОМГГиФ. Кроме того, А.А. Аникьеву (г. Москва) был вручен сертификат на годовую подписку на журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов».

Авторам докладов, отмеченных научным комитетом конференции, было предложено подготовить статьи для опубликования в журналах, рекомендуемых Высшей аттестационной комиссией при Министерстве образования и науки Российской Федерации (ВАК РФ), чему организаторы мероприятия пообещали всячески содействовать. На данный момент уже подготовлены две статьи для публикации в журнале «Геотехника».



Рис. 4. Участники блицвикторины геотехнических игр



Рис. 5. Вручение ценных призов победителям геотехнических игр

Участникам конференции также было предложено предоставить материалы для публикации в недавно созданном разделе для молодых ученых (Young Members' Arena) «Бюллетеня Международного общества по механике грунтов и геотехнике» (ISSMGE Bulletin) направив статью на английском языке по электронному адресу youngburo@mail.ru. Одна статья уже была опубликована в этом издании в октябре 2016 года.

В качестве продолжения прошлогоднего опыта для всех участников конференции были проведены

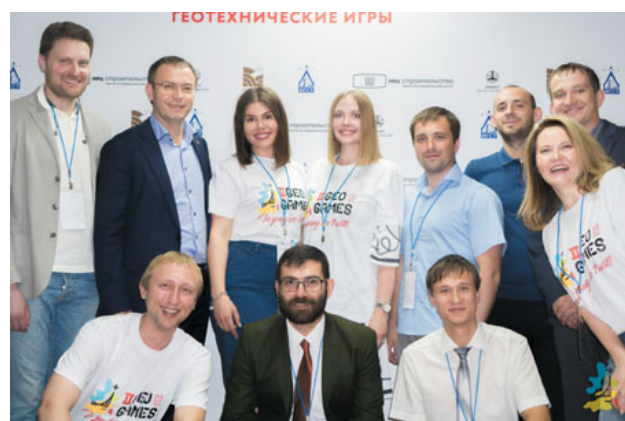


Рис. 6. Участники, члены научного комитета и организаторы конференции и геотехнических игр

вторые геотехнические игры. За звание лучшего молодого геотехника боролись 27 человек из 10 городов, включая Москву, Уфу, Томск, Астрахань, Новосибирск, Краснодар, Пермь, Пензу, Тюмень и Караганду. Молодым ученым было предложено решить четыре задания возрастающей сложности. Первые две задачи были на знание общих законов физики, третья — на знание механики грунтов, четвертая — на умение использовать теоретические основы для проведения расчетов (бланки этих заданий и ответы



Рис. 7. Участники конференции на технической экскурсии на площадку реконструкции стадиона «Динамо»

на них приведены на официальных интернет-ресурсах РОМГГиФ).

По результатам решенных задач на третье место претендовали семь человек. После отборочного тура осталось двое — В.В. Бахмисов (г. Москва) и Д.В. Рачков (г. Тюмень). Борьба за третье место продолжилась во время геотехнической викторины, в которой победил В.В. Бахмисов.

За второе место боролись Н.Ю. Киселев (г. Тюмень) и Д.Н. Сурсанов (г. Пермь). Победу одержал Н.Ю. Киселев, набравший больше очков на викторине.

В борьбе за первое место сошлись двое сильнейших — А.С. Гришина (г. Пермь) и Е.В. Марков (г. Тюмень). Со значительным перевесом в очках по результатам викторины победителем молодежных геотехнических игр была признана А.С. Гришина.

Все участники конференции также получили возможность побывать на технической экскурсии, которая в этом году проводилась на площадке реконструкции стадиона «Динамо».

Прошедшая конференция показала, что молодых специалистов в области геотехники интересуют (и находят отражение в их работах):

- большинство актуальных областей исследований — определение свойств грунтов, особенности расчетов плитно-свайных фундаментов, расчеты и проектирование тоннелей, определение несущей способности свай в различных грунтовых условиях, самоуплотнение насыпей, выравнивание кренов зданий и сооружений, геотехнический прогноз и применение наблюдательного метода, неразрушающие методы исследований и др.;
- современные программные комплексы, способные увеличивать точность расчетов, эффективность принятых решений и сводить к нулю неопределенность поставленных задач;
- разнообразные технологии, которые могут быть адаптированы и применены на строительных площадках различной сложности;
- совершенствование решений нестандартных задач;
- мнения более опытных коллег при освоении расчетно-теоретических основ геотехники и решении сложных и комплексных задач.

По результатам конференции было принято решение о расширении состава ее участников путем приглашения молодых специалистов из других стран СНГ.

Участники мероприятия, как и организационный комитет, выразили желание продолжать проводить его ежегодно. Были утверждены даты и место проведения Третьей российской учебно-практической молодежной конференции по геотехнике (29 и 30 июля 2017 г., НИУ МГСУ).

С материалами Второй российской учебно-практической молодежной конференции по геотехнике можно ознакомиться на официальном сайте РОМГГиФ.

GEO GAMES II

30.06
01.07

МОСКВА

НИИОСП ИМЕНИ Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

Российская учебно-практическая молодежная конференция по геотехнике

РОМГГиФ МГСУ НИЦ строительства ИИОСП НИУ МГСУ



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
УИМ Н.М. ПЕРСЕВАНОВА



university

Тюменский
индустриальный
университет



**III GEO
GAMES**

29.06

30.06

III РОССИЙСКАЯ

УЧЕБНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ

МОЛОДЕЖНАЯ

КОНФЕРЕНЦИЯ

2017, НИУ МГСУ

- Подача аннотаций до 01.03.2016 г.
- Уведомление о приеме до 15.03.2016 г.
- Подача статей до 10.05.2016 г.

С более подробной информацией можно
ознакомиться на сайте РОМГГиФ www.rssmgfe.ru

САМОЕ ПОЛНОЕ В ЕВРОПЕ ОТДЕЛЬНОЕ ИЗДАНИЕ ПО ГЕОТЕХНИКЕ

THE MOST COMPLETE SEPARATE EDITION IN EUROPE ON GEOTECHNICS

МАНГУШЕВ Р.А.

Заведующий кафедрой геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета (СПбГАСУ), д. т. н., профессор, член-корр. Российской академии по архитектуре и строительным наукам (РААСН), г. Санкт-Петербург, ramangushev@yandex.ru

MANGUSHEV R.A.

Head of the Geotechnics Department of the Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, DSc (doctor of science in Geotechnics), professor, corresponding member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Saint Petersburg, ramangushev@yandex.ru

СПРАВОЧНИК ГЕОТЕХНИКА
ОСНОВАНИЯ
ФУНДАМЕНТЫ
ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

СПРАВОЧНИК ГЕОТЕХНИКА

ОСНОВАНИЯ
ФУНДАМЕНТЫ
ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ



В октябре 2016 года в издательстве Ассоциации строительных вузов (АСВ) вышло второе (дополненное и переработанное) издание книги «Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения» под общей редакцией академика РААСН В.А. Ильичева и члена-корреспондента РААСН Р.А. Мангушева.

В этом издании объемом 1040 страниц в сводном виде представлены основные вопросы инженерно-геологических изысканий, проектирования, устройства и реконструкции оснований и фундаментов, в том числе в сложных инженерно-геологических условиях. Особое внимание уделено современным нормативно-техническим документам, а также новым видам конструкций и технологиям устройства оснований и фундаментов, методам их расчета и проектирования, в том числе прошедшим производственную апробацию, но еще не получившим отражения в существующих нормативных материалах. Освещены актуальные вопросы по проведению геотехнического мониторинга и использованию численных методов для геотехнических расчетов при проектировании.

Справочник предназначен для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, студентов строительных вузов и факультетов.

Во втором издании по сравнению с первым (2014 г.) выполнены следующие изменения и дополнения:

- в главе 1 расширены сведения об организации и составе работ при инженерно-геотехнических изысканиях, камеральной обработке и представлении материалов инженерных изысканий;
- в главе 5 приведены материалы по конструкциям и технологиям создания некоторых новых типов свай, изготавливаемых в грунте;
- в главе 6 более подробно представлены вопросы расчетов для проектирования как отдельных свай, так и свайных фундаментов; приведены примеры их расчета;
- в главу 9 включен новый раздел, касающийся проектирования и устройства оснований и фундаментов на насыпных грунтах;
- в главу 11 добавлены материалы по методам расчета устойчивости неоднородных откосов и склонов произвольных очертаний и раздел по мерам обеспечения их устойчивости;
- в главу 14 дополнительно включены расчетные схемы для проектирования опускных колодцев в строительный и эксплуатационный периоды и примеры расчетов;
- в главу 16 добавлены схемы и расчеты, применяемые при усилении оснований и фундаментов.

Отдельно следует отметить включенную во второе издание дополнительную главу 19 под названием «Фундаменты сооружений, эксплуатирующиеся в условиях динамических воздействий». В ней представлены материалы по динамическим свойствам грунтов,

методам оценки несущей способности оснований при сейсмических воздействиях, мероприятиям для уменьшения распространения по грунту колебаний от фундаментов-источников и сейсмических нагрузок.

В ряде глав устранены опечатки и неточности в тексте и на рисунках, имевшиеся в первом издании.

Решение о подготовке второго издания было принято Научным советом РААСН по механике грунтов, основаниям, фундаментам, геотехнике и инженерно-геологическим и инженерно-экологическим изысканиям для строительства в октябре 2015 года и утверждено научным советом отделения строительных наук РААСН. Для участия в этой работе были приглашены 24 доктора наук и 16 кандидатов наук и инженеров — известных специалистов в соответствующих разделах геотехники.

Приведем краткое содержание 2-го издания справочника.

Предисловие ко второму изданию.

Глава 1. Основы организации и производства инженерно-геологических и инженерно-геотехнических изысканий в строительстве.

Глава 2. Происхождение и состав грунтов. Физические и механические свойства грунтов.

Глава 3. Основные положения проектирования оснований и фундаментов по предельным состояниям. Общие принципы выбора типа оснований и фундаментов.

Глава 4. Конструирование и расчет фундаментов на естественном основании.

Глава 5. Конструкции свай и свайных фундаментов. Основные технологии устройства.

Глава 6. Конструирование и проектирование свайных фундаментов.

Глава 7. Проектирование и устройство искусственных оснований.

Глава 8. Проектирование и устройство оснований, армированных геосинтетическими материалами.

Глава 9. Фундаменты на структурно-неустойчивых грунтах и в особых условиях.

Глава 10. Сезоннопромерзающие и многолетнемерзлые грунты.

Глава 11. Расчет устойчивости откосов и склонов.

Глава 12. Проектирование подпорных стенок.

Глава 13. Устройство и проектирование котлованов.

Глава 14. Фундаменты глубокого заложения.

Глава 15. Влияние нового строительства и реконструкции на существующие здания и сооружения.

Глава 16. Усиление оснований и фундаментов зданий и сооружений.

Глава 17. Проведение геотехнического мониторинга при новом строительстве и реконструкции.

Глава 18. Численные методы при геотехнических расчетах и проектировании.

Глава 19. Фундаменты сооружений, эксплуатирующихся в условиях динамических воздействий.

Заключение.

SOIL VISCOSIMETER

TER-MARTIROSYAN Z.G.

Chief researcher of the “Geotechnics” research and education center, professor of the Soil Mechanics and Geotechnics Department of the Moscow State University of Civil Engineering, DSc (doctor of science in Technics), Moscow, gic-mgsu@mail.ru

TER-MARTIROSYAN A.Z.

Head of the “Geotechnics” research and education center, associate professor of the Soil Mechanics and Geotechnics Department of the Moscow State University of Civil Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, gic-mgsu@mail.ru

MIRNYY A.Yu.

Senior researcher of the “Geotechnics” research and education center of the Moscow State University of Civil Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, reg@oconnor.ru

SOBOLEV E.S.

Researcher of the “Geotechnics” research and education center, senior lecturer of the Soil Mechanics and Geotechnics Department of the Moscow State University of Civil Engineering, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, e.s.sobolev@mail.ru

There are several widespread methods for determining soil viscosity now. The standard shear test device is the most commonly used installation for that. However, application of it has a number of disadvantages. This device is widely used to obtain soil strength parameters, but it is not suitable for studying deformation processes. In this apparatus the sample is small and the shear zone is uncertain, so the relative shear deformation can not be determined with sufficient accuracy. The disadvantages of this device include variability of

the sample area, limitation of possible displacements and volatility of the gap between the upper and lower carriages.

The torsion test apparatus is also widespread for determining soil viscosity during shearing tests. This machine permits to create almost unlimited deformations without changing the working area of the sample. But it is difficult to create complex stress states of soils (as in natural conditions) in this device.

Therefore specialists of the Moscow State University of Civil Engineering proposed a new device for determining disperse soil viscosity on the basis of the stabilometer with the B-type camera (viscosimeter). The paper considers the construction of the viscosimeter, the technique for determining soil viscosity in it and some experimental verification results of its work.

The purposes of development of the new device were: adapting its structure for studying soil properties; reducing laboriousness of special laboratory tests; extending the range of application of the apparatus in the field of determining rheological properties of disperse soils.

On the basis of tests in the experimental apparatus the following conclusions can be drawn.

1. The viscosity of sandy soils depends on the rate of vertical movement of the rod. The viscosity decreases with growth of the rate.

2. The viscosity of sandy soils depends on the degree of lateral compression of the soil. The viscosity increases with growth of the lateral compression.

3. These test results allow predicting the soil viscosity at any values of the rate of vertical movement of the rod.

~~The proposed soil viscosimeter construction can be used to calibrate modern rheological models using the parameter of viscosity.~~

References

1. *Birger B.I.* Reologiya litosfery i skladkoobrazovanie, vyzyvaemoe gorizontaľnym szhatiem [Rheology of the lithosphere and folding caused by horizontal compression] // *Fizika Zemli* [Physics of the Earth]. 2015. № 3. S. 122–133 (Rus.).
2. *Boldyrev G.G.* Metody opredeleniya mekhanicheskikh svoystv gruntov s kommentariyami k GOST 12248-2010 [Methods of determination of soil mechanical properties with commentaries on the GOST 12248-2010]. M.: OOO «Prondo», 2014. 812 s. (Rus.).
3. *Vyalov S.S.* Reologicheskie osnovy mekhaniki gruntov [Rheological basics of soil mechanics]. M.: Vysshaya shkola, 1978. 447 s. (Rus.).
4. *Maslov N.N.* Osnovy mekhaniki gruntov i inzhenernoy geologii [Fundamentals of soil mechanics and engineering geology]. M.: Vysshaya shkola, 1968. 630 s. (Rus.).
5. *Ter-Martirosoyan Z.G., Mirnyy A.Yu., Sobolev E.S.* O trenii kacheniya v gruntakh [On rolling friction in soils] // *Vestnik MGSU* [Bulletin of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2011. № 5. S. 134 (Rus.).
6. *Ter-Martirosoyan Z.G., Ter-Martirosoyan A.Z., Mirnyy A.Yu., Sobolev E.S.* Gruntovyy viskozimetr: patent RF № 2578514 (zayavitel' i pravoobladatel' — FGBOU VPO «MGSU») [Soil viscosimeter: RF patent № 2578514 (the applicant and right holder is the Moscow State University of Civil Engineering)] // Gosudarstvennyy reestr izobreteniy Rossiyskoy Federatsii [The State Register of Inventions of the Russian Federation]. M.: Rospatent, 2016 (Rus.).
7. *Ter-Martirosoyan Z.G., Ter-Martirosoyan A.Z., Mirnyy A.Yu., Sobolev E.S.* Eksperimental'nye issledovaniya vibropolzuchesti peschanykh gruntov osnovaniy zdaniy i sooruzheniy [Experimental studies of vibrocreep of sandy soil bases of buildings and structures] // *Estestvennye i tekhnicheskie nauki* [Natural and Technical Sciences]. 2014. № 11/12 (78). S. 369–371 (Rus.).

8. *Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Sobolev E.S.* Polzuchest' i vibropolzuchest' peschanykh gruntov [Creep and vibrocreep of sandy soils] // *Inzhenernye izyskaniya* [Engineering survey]. 2014. № 5/6. S. 24–28 (Rus.).
9. *Hardin B.O., Drnevich V.P.* Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE, 1972. V. 98. № SM6. P. 603–624.
10. *Li J.* Soil viscous behavior in response to torsional cyclic loading // *Proceedings of the International conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Rolla, Missouri, USA: 26–31 March 2001. Paper 1. URL: <http://scholars-mine.mst.edu/icrageesd/04icrageesd/session01/1>.
11. *Mahajan S., Budhu M.* Shear viscosity of clays to compute viscous resistance // *Proceedings of the 12-th International conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*. Goa, India: 1–6 October 2008. P. 1516–1523.

ON DATA INTERPRETATION OF STATIC PROBING OF SOILS

BOLDYREV G.G.

Professor of the Road Building and Geotechnics Department of the Penza State University of Architecture and Construction, director for research and innovation of the “Geotek” LLC research and production enterprise, DSc (Doctor of Science in Technics), Penza, g-boldyrev@geotek.ru

KASHIRSKIY V.I.

Director of the “GrandGEO” LLC, PhD (candidate of science in Technics), Pushkino (Moscow Region), kvi4908@gmail.com

MELNIKOV A.V.

Research engineer of the “Geotek” LLC research and production enterprise, PhD (candidate of science in Technics), Penza, alexvmuller@gmail.com

The paper considers some problems of determination of soil characteristics by the static probing method using correlation dependences between these characteristics and

probing parameters. Ambiguity in national and foreign approaches to identification of soil types is shown.

The authors draw the following main conclusions.

It is expedient to use the Microsoft Excel program to facilitate data processing of static probing of soils. This program permits to change a template without any specific knowledge in programming.

The known correlation dependences for determination of the deformation modulus and strength parameters give different values and can not be used in different regions without correction of their parameters and coefficients.

It is advisable to develop regional correlation dependences using the known equations from the current normative documents (CII 47.13330) and papers by various authors (including foreign sources of information) as models.

References

1. GOST 19912-2012. Grunty. Metody polevykh ispytaniy staticheskim i dinamicheskim zondirovaniem [Methods of field tests by static and dynamic probing]. M.: MNTKS, 2012 (Rus.).
2. GOST 20522-2012. Grunty. Metody statisticheskoy obrabotki rezul'tatov ispytaniy [Soils. Methods of statistical processing of test results]. M.: MNTKS, 2012 (Rus.).
3. GOST 25100-2011. Grunty. Klassifikatsiya [Soils. Classification]. M.: MNTKS, 2011 (Rus.).
4. *Kashirskiy V.I.* Metodika issledovaniya sostava i svoystv dispersnykh gruntov polevymi metodami v usloviyakh megalopolisa (na primere g. Moskvy): avtoref. dis. ... kand. tekhn. nauk [A technique of studying composition and properties of disperse soils by field methods in the conditions of a megalopolis (by the example of Moscow): author's PhD thesis abstract]. M.: Izd-vo PNIIS, 2005. 27 s. (Rus.).
5. *Kashirskiy V.I.* Opyt ispol'zovaniya staticheskogo zondirovaniya i vintovykh shtampov na ploshchadkakh izyskaniy v g. Moskve [Application experience of static probing and screw plate testing in survey areas in Moscow] // *Akademicheskie chteniya N.A. Tsytoicha. 2-e Denisovskie chteniya. Materialy Mezhdunarodnogo (2-go Vserossiyskogo) soveshchaniya zaveduyushchikh kafedrami mekhaniki gruntov, inzhenernoy geologii, osnovaniy i fundamentov i podzemnogo stroitel'stva stroitel'nykh vuzov i fakul'tetov* [N.A. Tsytoich academic readings. 2-d Denisov readings. Proceedings of the International (the 2-d All-Russian) conference of heads of departments of soil mechanics, engineering geology, bases and foundations, and underground construction of building universities and faculties]. M.: Izd-vo MGSU, 2003. S. 117–130 (Rus.).
6. *Mariupol'skiy L.G.* Issledovaniya gruntov dlya proektirovaniya i stroitel'stva svaynykh fundamentov [Investigations of soils for designing and construction of pile foundations]. M.: Stroyizdat, 1989. 199 s. (Rus.).
7. *Mel'nikov A.V.* Eksperimental'no-teoreticheskie issledovaniya metoda staticheskogo zondirovaniya gruntov: avtoref. dis. ... kand. tekhn. nauk [Experimental and theoretical studies of the method of static probing of soils: author's PhD thesis abstract]. M.: Izd-vo NIU MGSU, 2015. 21 s. (Rus.).
8. SP 47.13330-2012. Inzhenernye izyskaniya dlya stroitel'stva. Osnovnye polozheniya [Engineering survey for construction. Basic principles]. M.: Gosstroy Rossii, 2012 (Rus.).

9. Trofimenkov Yu.G. Statische zondirovanie gruntov v stroitel'stve (zarubezhnyy opyt) [Static probing of soils in construction (the foreign experience)]. M.: Izd-vo VNIINTPI, 1995. 128 s. (Rus.).
10. TSN 50-304-2001 g. Moskvyy (MGSN 2.07-01). Osnovaniya, fundamenty i podzemnye sooruzheniya. M.: Pravitel'stvo Moskvyy, 2003 (Rus.).
11. ASTM D 2487-2000. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM, 2000.
12. Begemann H.K.S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile // Proceedings of the 6-th International conference on soil mechanics and foundation engineering. Montreal, 1965. V. 1. P. 17–20.
13. CPT interpretation software (NovoCPT) // The NovoTech software website. 2016. URL: <http://www.novotechsoftware.com/geotechnical-software/cone-penetration-test-software/>.
14. GeoStru static probing. Processes and archives penetrometric equipment readings for static penetrometers. Review of static probing // The software.informer website. 2016. URL: <http://geostru-static-probing.software.informer.com/>.
15. Hong S.J., Lee M.J., Kim J.J., Lee W.J. Evaluation of undrained shear strength of Busan clay using CPT // KSCE Journal of Civil Engineering. Korean Society of Civil Engineers (KSCE), 2012. V. 16. № 5. P. 733–741.
16. ISO 14688-2:2004. Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of soil. Part 2. Principles for a classification. 2013. ISO, 2004. 13 p.
17. Jamiolkowski M., Ladd C., Germaine J., Lancellotta R. New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the 11-th International conference on soil mechanics and foundation engineering. San Francisco, 1985. V. 1. P. 57–153.
18. Kulhawy K.K., Mayne P.W. Manual on estimating soil properties for foundation design: Electric Power Research Institute Report EL-6800. Palo Alto, 1990. 306 p.
19. Lunne T., Christoffersen H.P. Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands // Proceedings of the 15-th Annual offshore technology conference (OTC). Houston, Texas, USA, 1983. P. 181–192.
20. Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. Cone penetration testing in geotechnical practice. London — New York: Spon Press, Taylor & Francis Group, 1997. 312 p.
21. Robertson P.K. Soil classification using the cone penetration test // Canadian Geotechnical Journal. 1990. № 1. P. 151–158.
22. Robertson P.K., Cabal K.L. Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. Signal Hill, California, USA: Gregg Drilling & Testing Inc., 2015. 133 p.
23. Robertson P.K., Campanella R.E. Interpretation of cone penetration tests. Part 1. Sand // Canadian Geotechnical Journal. 1983. № 4. P. 718–733.
24. Robertson P.K., Campanella R.E. Interpretation of cone penetration test. Part 2. Clay // Canadian Geotechnical Journal. 1983. № 4. P. 734–745.

HEAT AND MASS TRANSFER IN FOUNDATION SOILS DURING OPERATION OF SEASONALLY ACTING COOLING DEVICES

EFIMOV V.M.

Deputy director for innovations and development of the Larionov Institute of Physical-Technical Problems of the North, SB RAS, Yakutsk, efimov_vm@mail.ru

POPENKO F.E.

Director of the «Geotechnology» Research and Innovation Center, PhD (candidate of science in Geology and Mineralogy), Yakutsk, geotechnologia@mail.ru

ROZHIN I.I.

Leading researcher of the Institute of Oil and Gas Problems, SB RAS, DSc (doctor of science in Technics), Yakutsk, i_rozhin@mail.ru

STEPANOV A.V.

Chief researcher of the Heat and Mass Transfer Processes Department of the Larionov Institute of Physical-Technical Problems of the North, SB RAS, DSc (doctor of science in Technics), Yakutsk, a.v.stepanov@iptpn.ysn.ru

Seasonally acting cooling devices (heat pipes) are widely used in the northern construction to strengthen foundations of buildings and their bases consisting of plastic-frozen and thawed disperse soils, as well as to create impervious and anti-frost screens. This work focuses on interaction between heat pipes and soils, heat and mass transfer processes and formation of cryogenic structures (cryotextures).

In general, formation of soil cryogenic structure depends on the freezing rate, moisture parameters, density and salinity of soils. They determine the temperature limits of crystallization onset of pore solutions and soil transition into the solid-frozen state providing the design bearing strength of the ground base.

The mandatory measures for efficient and safe operation of seasonally acting cooling devices for construction in difficult hydrogeological conditions are pre-construction drainage of soils in over-permafrost taliks. This will significantly reduce the freezing time of thawed soils and prevent development of such dangerous cryogenic processes as frost heave and thermal subsidences.

References

1. *Zhestkova T.N.* Formirovanie kriogenogo stroeniya gruntov [Formation of cryogenic soil structure]. M.: Nauka, 1982. 216 s. (Rus.).
2. *Makarov V.I.* Termosifony v severnom stroitel'stve [Thermosyphons in northern construction]. Novosibirsk: Nauka, 1985. 169 s. (Rus.).
3. *Popenko F.E.* Osnovy metodiki izucheniya sostava i svoystv allyuvial'nykh otlozheniy pri ispol'zovanii ikh v kachestve osnovaniy sooruzheniy: avtoref. dis. ... kand. geol.-miner. nauk [The basics of a technique of studying composition and properties of alluvial deposits used as foundation soils of engineering structures: author's PhD thesis abstract]. Yakutsk, 1991. 27 s. (Rus.).
4. *Stepanov A.V., Popenko F.E., Rozhin I.I.* Osnovy inzhenernoy zashchity ob'ektov stroitel'stva v kriolitozone [The fundamentals of engineering protection of construction objects in the permafrost zone]. Novosibirsk: Nauka, 2014. 448 s. (Rus.).
5. *Shumskiy P.A.* O narastanii kristallov l'da na tverdoe osnovanie [On growth of ice crystals on a solid base] // *Voprosy geologii Azii* [Asian Geology Problems]. M.: Izd-vo AN SSSR, 1955. T. 2. S. 51–59 (Rus.).

DETERMINING THE HEAT-TRANSFER CHARACTERISTICS OF A VERTICAL VAPOR-LIQUID HEAT STABILIZER OF SOILS WITH VARIOUS HEAT CARRIERS

IBRAGIMOV E.V.

Head of the Design Department of the “Sever” LLC research and production association, Moscow, eibragimov@nponorth.ru

GRAKOVICH L.P.

Senior researcher of the Lykov Heat and Mass Transfer Institute of the National Academy of Sciences of Belarus, PhD (candidate of science in Technics), Minsk, lpg@itmo.by

An effective method of maintaining or enhancing the frozen condition of foundation soils of buildings and engineering structures is application of low temperatures of the outside air via vapor-liquid thermosyphons (heat stabilizers, heat pipes) with various materials of supporting pipes, types of finning and heat carriers (heat-transfer agents).

Choice of a heat-transfer agent is a complex problem. To solve it, the following factors should be taken into account: the level of operating temperatures, input heat flows, thermophysical properties, toxicity, fire hazard, explosion hazard,

thermostability, cost. The best heat carrier in the desired temperature range is ammonia, but application of it is not allowed in many cases because of its properties. Until recently the R22 chladone has been commonly used as a heat carrier in heat stabilizers. Its characteristics have provided the required heat transfer conditions. But it belongs to the class of ozone-depleting compounds, and now its use is restricted by RF Government decree № 228 on 24.03.2014 “On measures of state regulation of consumption and circulation of substances depleting the ozone layer”.

The article considers results of laboratory tests of a two-phase thermosyphon that were carried out in the Porous Media Laboratory of the Lykov Heat and Mass Transfer Institute (Minsk, Belarus) using a certain set of non-ozone-depleting chladones (R125, R134A, R152, R32, R410) and the ozone-depleting R22 chladone for control. The obtained experimental and calculated data were compared, and the optimal non-ozone-depleting heat-transfer agents for vapor-liquid heat stabilizers of soils were selected from the above-mentioned list.

References

1. *Bezrodnyy M.K., Pioro I.L., Kostyuk T.O.* Protsessy perenosa v dvukhfaznykh termosifonnykh sistemakh [Transfer processes in two-phase thermosyphon systems]. Kiev: Fakt, 2005. 704 s. (Rus.).
2. *Kutateladze S.S.* Osnovy teorii teploobmena [Fundamentals of heat transfer theory]. M: Atomizdat, 1979. 416 s. (Rus.).
3. O merakh gosudarstvennogo regulirovaniya potrebleniya i obrashcheniya veshchestv, razrushayushchikh ozonovyy sloy: postanovlenie Pravitel'stva Rossiyskoy Federatsii ot 24.03.2014 № 228 [On measures of state regulation of consumption and circulation of substances depleting the ozone layer: RF Government decree № 228 on 24.03.2014]. M.: Pravitel'stvo RF, 2014 (Rus.).

INFLUENCE OF SELECTING THE STRENGTH PARAMETERS ON THE SLOPE STABILITY COEFFICIENT VALUE BY THE RESULTS OF NUMERICAL SIMULATION

MIRNYY A.Yu.

Senior researcher of the “Geotechnics” research and education center of the Moscow State University, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, reg@oconnor.ru

SIDOROV V.V.

Researcher of the “Geotechnics” research and education center of the Moscow State University, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, vitsid@mail.ru

The paper considers the most widely used yield conditions of soils and corresponding shear strength parameters. Applicability limitations of the Mohr-Coulomb yield conditions and fundamental distinctions of the Mises-Schleicher-Botkin and Drucker-Prager ones are shown. On the basis of analysis of these conditions, the authors draw the conclusion on inadmissibility of using the same shear strength parameters for calculations with various yield conditions.

The strength characteristics of four types of soils were determined by the results of laboratory tests. Then numerical simulation of slopes was carried out on the basis of these initial data. The obtained results were processed by the methods of mathematical statistics.

The authors conclude that application of the shear strength parameters corresponding to the chosen dimensionality (2D and 3D) of a task makes it possible to obtain the increment value of the slope stability coefficient equal up to 36% (depending on a type of soil). At that, this effect does not depend on the dimensionality of a task.

It was also found that for the two-dimensional task, the slope stability coefficient is underestimated due to neglecting influence of the intermediate principal stress (σ_2).

The authors conclude that separate application of the considered yield conditions and corresponding shear strength parameters is incorrect. They consider that engineering surveyors and designers should thoroughly develop survey programs and come to agreement with each other on the composition of surveys and used soil models.

References

1. *Boldyrev G.G.* Metody opredeleniya mekhanicheskikh svoystv gruntov. Sostoyanie voprosa [Methods of determining mechanical properties of soils. The state-of-the-art]. Penza: Izd-vo PGUAS, 2008. 696 s. (Rus.).
2. *Botkin A.I.* O prochnosti sypuchikh i khрупkikh materialov [On the strength of loose and brittle materials] // *Izvestiya NIIG* [Proceedings of the Research Institute of Hydraulic Engineering]. 1940. T. 26. S. 64–69 (Rus.).
3. GOST 12248-2010. Grunty. Metody laboratornogo opredeleniya kharakteristik prochnosti i deformiruемости [Soils. Laboratory methods for determining the strength and strain characteristics]. M.: MNTKS, 2010 (Rus.).
4. *Mirnyy A.Yu., Luzin I.N., Rakhmatullina E.V.* Metod opredeleniya prochnosti na rastyazhenie svyaznykh gruntov i ego ispol'zovanie v geotekhnicheskikh raschetakh [A method of determining the tensile strength of cohesive soils and using it for geotechnical calculations] // *Geotekhnika* [Geotechnics]. 2016. № 3. S. 26–33 (Rus.).
5. Rukovodstvo pol'zovatelya PLAXIS 3D 2012 [User's manual of the PLAXIS 3D 2012]. SPb.: OOO «NIP-Informatika», 2012 (Rus.).
6. *Strokova L.A.* Opredelenie parametrov dlya chislennogo modelirovaniya povedeniya gruntov [Determining parameters for numerical simulation of soil behavior] // *Izvestiya Tomskogo politekhnicheskogo universiteta* [Proceedings of the Tomsk Polytechnic University]. 2008. T. 313. № 1. S. 69–74 (Rus.).
7. *Ter-Martirosyan Z.G.* Mekhanika gruntov [Soil mechanics]. M.: Izd-vo ASV, 2009. 488 s. (Rus.).
8. *Ter-Martirosyan A.Z., Mirnyy A.Yu., Sidorov V.V.* Laboratornye ispytaniya gruntov v Moskovskom gosudarstvennom stroitel'nom universitete (MGSU-MISI) [Laboratory soil testing at the Moscow State University of Civil Engineering] // *Inzhenernye izyskaniya* [Engineering survey]. 2013. № 8. S. 60–65 (Rus.).
9. *Drucker D.C., Prager W.* Soil mechanics and plastic analysis for limit design // *Quarterly of Applied Mathematics*. 1952. V. 10. № 2. P. 157–165.
10. *Liu M., Gao Y., Liu H.* A nonlinear Drucker-Prager and Matsuoka-Nakai unified failure criterion for geomaterials with separated stress invariants // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2012. V. 50. № 2. P. 1–10.

A METHOD OF STRENGTHENING FOUNDATION SOILS BY PUNCHING WELLS WITH REPEATED FEED OF HARD MATERIAL

ANIKEYEV A.A.

Leading engineer of the Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP), Moscow, mizeri@bk.ru

One of methods of strengthening foundations soils for reconstruction of buildings and engineering structures is application of crushed stone wells (by punching wells with repeated supply of crushed stone).

Widespread implementation of this method is constrained by lack of techniques for calculation and design of ba-

ses strengthened by this way in the current normative documents. Techniques for determining the permissible loads on foundations strengthened by crushed stone wells and the field of efficient use of this method are also absent.

The article considers a method of strengthening the base of a strip foundation by crushed stone wells. The optimal values of geometric parameters of the wells are selected by mathematical modeling. A technique of determining the permissible load on the strengthened foundation is proposed.

References

1. *Kononov P.A.* Osnovaniya i fundamenti rekonstruirovannykh zdaniy [Bases and foundations of reconstructed buildings]. M.: Bumazhnaya galereya, 2000. 320 s. (Rus.).
2. *Krutov V.I., Bagdasarov Yu.A., Rabinovich I.G.* Fundamenti v vytrambovannykh kotlovanakh [Foundations in rammed pits]. M.: Stroyizdat, 1985. 164 s. (Rus.).
3. *Petrukhin V.P., Shulyat'ev O.A., Mozgacheva O.A.* Novye sposoby geotekhnicheskogo proektirovaniya i stroitel'stva [New methods of geotechnical designing and construction]. M.: Izd-vo ASV, 2015. 224 s. (Rus.).
4. Rekomendatsii po raschetu, proektirovaniyu i ustroystvu svaynykh fundamentov novogo tipa v g. Moskve [Recommendations for analysis, design and construction of new types of pile foundations in the city of Moscow]. M.: Pravitel'stvo Moskvy, 1997 (Rus.).
5. *Shishkin V.Ya., Shishkin P.V.* Sposob usileniya osnovaniy simmetrichno nagruzhenykh fundamentov: patent RF № 2026926 [A method of strengthening bases of symmetrically loaded foundations: RF patent № 2026926] // Bank patentov [Patent Bank]. 1995. URL: <http://bankpatentov.ru/node/260631>.

A DYNAMIC CRITERION OF THE ULTIMATE RESISTANCE OF PILES OF A RETAINING STRUCTURE AT INTERACTION WITH LANDSLIDE SOIL

Derevenets F.N.

Associate professor of the Foundation Engineering Department of the Trubilin Kuban State Agrarian University, PhD (candidate of science in Technics), Krasnodar, derevenets.fn@yandex.ru

Matsiy S.I.

Professor of the Department of Building Materials and Structures of the Trubilin Kuban State Agrarian University, DSc (doctor of science in Technics), Krasnodar, matsiy@mail.ru

Effectiveness of anti-slide pile structures largely depends on assessment of interaction between piles and landslide soil. The resistance of such sort of structure to landslide soil displacement between the piles is an important factor for choosing the pile field configuration.

The finite element method is a powerful tool to analyze interaction between building constructions and soil. A numerical model permits to take into account influence of many parameters: physical and mechanical properties of soils in the soil body and at the contact with piles, pile field configuration, the character and degree of loading, etc.

The ultimate load on the model is often determined on the assumption of convergence of the solution of numerical equation systems describing the task. However, this criterion does not always give satisfactory results for determination of the ultimate landslide load on piles.

Errors of determining the ultimate landslide pressure considerably increase at high internal friction angles. In

3D tasks, convergence of the solution can be provided up to global development of plastic areas between adjacent piles, even at rare placement of piles. It is important to note that piles should work independently in the case of great distance between them, and common resistance of adjacent piles to soil displacement between them is physically inadequate.

The dynamic approach is proposed to determine the ultimate resistance of piles of a retaining structure during interaction with landslide soil. This approach is based on analysis of changing soil stresses during loading and stabilization of external loads. Stress changes can be estimated by the resistance degree of the soil-pile system to soil displacement between piles. This degree is presented by the ratio of increments in dynamic and residual stresses at the loading stage. The resistance to displacement of soil in the state of plastic flow is reduced to the minimal values. To determine the ultimate landslide displacement, the authors propose to find the beginning of the curve section which is almost linear and trending to the horizontal direction.

The proposed dynamic criterion permits to avoid progressive growth of errors of determined ultimate resistances of piles to landslide soil displacement at high soil strength parameters. As well as this criterion permits to limit physically inadequate interaction of adjacent piles at great distances between them. The numerical experiments also confirmed enough high stability of the proposed dynamic criterion in various soils and loading conditions.

References

1. *Derevenets F.N.* Soil-pile interaction in 3D — landslide only 2R (SPI3D-LO2R) // Svidetel'stvo ob gosudarstvennoy registratsii programmy dlya EVM № 2015661290 ot 22.10.2015 g. [State registration certificate of a computer program № 22015661290 on 22.10.2015]. M.: Rospatent, 2015 (Rus.).

2. *Derevenets F.N., Matsiy S.I.* Otsenka predel'nogo soprotivleniya svay pri vzaimodeystvii s opolznevym gruntom [Estimation of the ultimate resistance of piles at interaction with landslide soil] // *Osnovaniya, fundamente i mekhanika gruntov* [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2016. № 4. C. 14–18 (Rus.).
3. *Matsiy S.I., Derevenets F.N.* Vzaimodeystvie opolznevoogo grunta so svayami s uchetom konfiguratsii uderzhivayushchego sooruzheniya [Interaction between landslide soil and piles taking into account the retaining structure configuration] // *Osnovaniya, fundamente i mekhanika gruntov* [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2007. № 2. C. 8–12 (Rus.).
4. *Matsiy S.I., Derevenets F.N.* Primenenie metoda konechnykh elementov dlya issledovaniya vzaimodeystviya gruntov opolznia so svayami [Application of the finite-element method to investigate interaction between landslide soils and piles] // *Osnovaniya, fundamente i mekhanika gruntov* [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. M.: Stroyizdat, 2005. № 4. C. 8–12 (Rus.).
5. *Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M.* PLAXIS 2D 2012. Reference manual. The Netherlands: PLAXIS Inc., 2012.
6. *Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M.* PLAXIS 3D 2011. Reference manual. The Netherlands: PLAXIS Inc., 2011.
7. FLAC3D. Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions. Command reference. Itasca Consulting Group Inc., 2013.

USING CFA PILES MANUFACTURED BY THE ELECTRIC DISCHARGE TECHNOLOGY TO OVERCOME A PRE-EMERGENCY SITUATION DURING CONSTRUCTION OF A FOUNDATION

SOKOLOV N.S.

Dean of the Civil Engineering Faculty of the Ulyanov Chuvash State University, director of the “Forst” LLC research and production company, member of the RSSMGFE, PhD (candidate of science in Technics), Cheboksary, forstnpf@mail.ru

NIKIFOROVA N.S.

Leading researcher of the Research Institute of Construction Physics, professor of the Moscow State University of Civil Engineering, member of the ISSMGE, member of the RSSMGFE presidium, DSc (doctor of science in Technics), Moscow, nikiforova@mail.ru

SOKOLOV S.N.

Deputy director of the “Forst” LLC research and production company, Cheboksary, forstnpf@mail.ru

SOKOLOV A.N.

Deputy director of the “Forst” LLC research and production company, Cheboksary, forstnpf@mail.ru

Manufacturing continuous flight auger piles using the electric discharge technology (EDT piles) is a complex process involving a number of stages: drilling, concreting, electro-hydraulic processing, reinforcement. Procedural violations and lack of proper quality control can lead to inadmissible differential settlements of a constructed object and the surrounding buildings. The paper considers a case history, when it was necessary to use additional EDT piles with multiplace broadenings for elimination of a pre-emergency situation occurred due to these causes during construction of the foundation of a multi-storey hotel building in the Nizhny Novgorod city.

Because of performing different stages of those works by four contractors, there was not proper step-by-step control. The piling field was redesigned, and additional EDT piles with multiplace broadenings were constructed. The designed bearing capacity of the building foundation was ensured in whole due to these measures.

References

1. *Nikiforova N.S.* Obespechenie sokhrannosti zdaniy v zone vliyaniya podzemnogo stroitel'stva [Ensuring safety of buildings in the zone of influence of underground construction]. M.: Izd-vo MGSU, 2016. 150 s. (Rus.).
2. *Sokolov N.S.* Metod rascheta nesushchey sposobnosti buroin>ektsionnykh svay-RIT s uchetom «podpyatnikov» [A method of calculating the bearing capacity of CFA piles constructed by the electric discharge technology taking into account foot bearings] // *Materialy 8-y Vserossiyskoy (2-y Mezhdunarodnoy) konferentsii «Novoe v arkhitekture, proektirovaniy stroitel'nykh konstruksiy i rekonstruksii (NASKR-2014)»* [Proceedings of the 8-th All-Russian (2-d International) conference “Innovations in architecture, design of building constructions and reconstruction”]. Cheboksary: Izd-vo Chuvashskogo universiteta, 2014. S. 407–411 (Rus.).
3. *Sokolov N.S.* Opredelenie nesushchey sposobnosti buroin>ektsionnykh svay RIT so sformirovannymi podpyatnikami [Determining the bearing capacity of CFA piles constructed by the electric discharge technology with foot bearings] // *Materialy 7-y Vserossiyskoy (1-y Mezhdunarodnoy) konferentsii «Novoe v arkhitekture, proektirovaniy stroitel'nykh konstruksiy i rekonstruksii (NASKR-2014)»* [Proceedings of the 7-th All-Russian (1-t International) conference “Innovations in architecture, design of building constructions and reconstruction”]. Cheboksary: Izd-vo Chuvashskogo universiteta, 2012. S. 289–292 (Rus.).
4. *Sokolov N.S.* Tekhnologicheskie priemy ustroystva buroin>ektsionnykh svay s mnogomestnymi ushireniami [Technological methods of constructing CFA piles with multiplace broadenings] // *Zhilishchnoe stroitel'stvo* [Residential Building]. № 10. S. 1–6 (Rus.).

5. Sokolov N.S., Viktorova S.S., Fedorova T.G. Svai povyshennoy nesushchey sposobnosti [Piles of increased bearing capacity] // Materialy 8-y Vserossiyskoy (2-y Mezhdunarodnoy) konferentsii «Novoe v arkhitekture, proektirovaniy stroitel'nykh konstruksiy i rekonstruksii (NASKR-2014)» [Proceedings of the 8-th All-Russian (2-d International) conference “Innovations in architecture, design of building constructions and reconstruction”]. Cheboksary: Izd-vo Chuvashskogo universiteta, 2014. S. 407–411 (Rus.).
6. Sokolov N.S., Petrov M.V., Ivanov V.A. Problemy rascheta buroinykh kontinnykh svay, izgotovlennykh s ispol'zovaniem razryadno-impul'snoy tekhnologii [Problems of calculation of CFA piles constructed using the electric discharge technology] // Materialy 8-y Vserossiyskoy (2-y Mezhdunarodnoy) konferentsii «Novoe v arkhitekture, proektirovaniy stroitel'nykh konstruksiy i rekonstruksii (NASKR-2014)» [Proceedings of the 8-th All-Russian (2-d International) conference “Innovations in architecture, design of building constructions and reconstruction”]. Cheboksary: Izd-vo Chuvashskogo universiteta, 2014. S. 415–420 (Rus.).
7. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. Ob odnom metode rascheta nesushchey sposobnosti buroinykh kontinnykh svay ERT [On a calculation method of the bearing capacity of CFA piles constructed by the electric discharge technology] // Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2015. № 2. S. 10–13 (Rus.).
8. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. Ob effektivnosti ustroystva buroinykh kontinnykh svay s mnogomestnymi ushireniami s ispol'zovaniem elektrorazryadnoy tekhnologii [On effectiveness of manufacturing continuous flight auger piles with multiplace broadenings using the electric-discharge technology] // Geotekhnika [Geotechnics]. 2016. № 2. S. 28–34 (Rus.).
9. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. Osobennosti ustroystva i rascheta buroinykh kontinnykh svay s mnogomestnymi ushireniami [Peculiarities of manufacturing and calculating continuous flight auger piles with multiplace broadenings] // Geotekhnika [Geotechnics]. 2016. № 3. S. 60–66 (Rus.).
10. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. Opyt vosstanovleniya avariynogo zdaniya Vvedenskogo kafedral'nogo sobora v g. Cheboksary [The experience of restoring the emergency building of the Vvedenskiy Cathedral in Cheboksary] // Geotekhnika [Geotechnics]. 2016. № 1. S. 60–65 (Rus.).
11. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. Sluchay vosstanovleniya avariynogo pamyatnika istorii i kul'tury federal'nogo znacheniya v g. Cheboksary [A case history of restoring an emergency historical and cultural monument of federal importance in the Cheboksary city] // Materialy 8-y Vserossiyskoy (2-y Mezhdunarodnoy) konferentsii «Novoe v arkhitekture, proektirovaniy stroitel'nykh konstruksiy i rekonstruksii (NASKR-2014)» [Proceedings of the 8-th All-Russian (2-d International) conference “Innovations in architecture, design of building constructions and reconstruction”]. Cheboksary: Izd-vo Chuvashskogo universiteta, 2014. S. 328–335 (Rus.).
12. Sokolov N.S., Ushkov S.M., Viktorova S.S. Opyt primeneniya plitno-svaynykh fundamentov pri stroitel'stve zhilykh zdaniy [Experience of using combined piled-raft foundations for construction of residential buildings] // Materialy 7-y Vserossiyskoy (1-y Mezhdunarodnoy) konferentsii «Novoe v arkhitekture, proektirovaniy stroitel'nykh konstruksiy i rekonstruksii (NASKR-2012)» [Proceedings of the 7-th All-Russian (1-t International) conference “Innovations in architecture, design of building constructions and reconstruction”]. Cheboksary: Izd-vo Chuvashskogo universiteta, 2012. S. 293–298 (Rus.).
13. Tetior A.N. Progressivnye konstruksii fundamentov dlya usloviy Urala i Tyumenskoj oblasti [Progressive constructions of foundations for the conditions of the Urals and Tyumen Region]. Sverdlovsk: Sredneural'skoe knizhnoe izdatel'stvo, 1971. S. 84–94 (Rus.).



ПОДПИСКА НА ЖУРНАЛЫ

«ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ»,
«ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ»,
«ГЕОТЕХНИКА» И «ГЕОРИСК»

+7 (495) 210-89-92
PR@GEOMARK.RU
WWW.GEOMARK.RU

www.geomark.ru

Реклама



Журнал «Инженерная геология»

стал одним из наиболее востребованных печатных изданий в нашем профессиональном сообществе. Сотрудники редакции постоянно работают над дальнейшим повышением качества журнала. Все статьи проходят рецензирование членами редакционной коллегии и внешними рецензентами, научное и литературное редактирование. Вы, читатели, можете внести свой вклад в развитие журнала, присылая в редакцию свои статьи, подписываясь на «Инженерную геологию».

E-mail: info@geomark.ru