

УДК 624.15

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ С ТВЕРДЫМИ ГЛИНИСТЫМИ ГРУНТАМИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЛАХТА ЦЕНТР

**Шулятьев Олег Александрович**, д.т.н., Лауреат Государственной премии, заместитель директора НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО НИЦ «Строительство», Москва, Россия, e-mail: [niiosp35@yandex.ru](mailto:niiosp35@yandex.ru)

**Шулятьев Станислав Олегович**, к.т.н., научный сотрудник НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО НИЦ «Строительство», Москва, Россия e-mail: [shulyatevs@yandex.ru](mailto:shulyatevs@yandex.ru)

**Ставницер Леонид Рувимович**, д.т.н., профессор, начальник экспертно-аналитического отдела НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО НИЦ «Строительство», Москва, Россия e-mail: [stav@niiosp.ru](mailto:stav@niiosp.ru)

**Орехов Вячеслав Валентинович**, доктор технических наук, Главный специалист экспертно-аналитического отдела НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ Строительство», Москва, Россия; e-mail: [v.orehov@rambler.ru](mailto:v.orehov@rambler.ru)

**Аннотация.** В статье приводятся результаты испытания буронабивных свай диаметром 2 метра длиной 55 и 65 метров при строительстве башни Лахта Центр. Испытания проводились двунаправленной нагрузкой с помощью опускных домкратов. В результате испытаний получено, что сопротивление грунта как по боковой поверхности, так и по нижнему концу. Сопротивление по нижнему концу составляет в среднем не более 10% (при перемещении 40мм) от сопротивления по боковой поверхности, имеет большой разброс и может не учитываться в запас надёжности при расчёте. Также получено, что модуль деформации грунта, определённый путём обратных расчётов по результатам испытания свай в 2...3 раза выше значений, определённых в процессе стандартных испытаний грунтов, а сопротивление грунта сдвигу, рассчитанное по СНиП 24.13330.2016, в несколько раз больше экспериментальных значений. В связи с этим предлагается определять его с учетом зависимости Кулона-Мора с учётом переуплотнения грунта.

**Ключевые слова:** буронабивные сваи, нагрузка, перемещение, сопротивление грунта, боковая поверхности и нижний конец сваи

## EXPERIMENTAL STUDIES OF THE INTERACTION OF BORED PILES WITH HARD CLAY SOILS DURING THE CONSTRUCTION OF LAKHTA CENTER

**Shulyatyev Oleg A.**, Doctor of Technical Sciences, Laureate of the State Prize, Deputy Director of the N.M. Gersevanov NIIOSP, JSC SIC "Construction", Moscow, Russia, e-mail: [niiosp35@yandex.ru](mailto:niiosp35@yandex.ru)

**Shulyatyev Stanislav Olegovich**, Candidate of Technical Sciences, Researcher at the N.M. Gersevanov Research Institute of Research and Development, JSC SIC "Construction", Moscow, Russia e-mail: [shulyatevs@yandex.ru](mailto:shulyatevs@yandex.ru)

**Stavnitzer Leonid Ruvimovich**, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Expert and Analytical Department of the N.M. Gersevanov NIIOSP, JSC SIC "Construction", Moscow, Russia

e-mail: [stav@niiosp.ru](mailto:stav@niiosp.ru)

**Orekhov Vyacheslav V.**, Doctor of Technical Sciences, Chief Specialist of the Expert and Analytical Department of the N.M. Gersevanov NIIOSP, JSC "SIC Construction", Moscow, Russia;

e-mail: [y.orehov@rambler.ru](mailto:y.orehov@rambler.ru)

**Annotation.** The article presents the results of testing bored piles with a diameter of 2 meters and a length of 55 and 65 meters during the construction of the Lakhta Center tower. The tests were carried out with a bidirectional load using lowering jacks. As a result of the tests, it was found that the resistance of the soil both along the side surface and along the lower end. The resistance along the lower end is on average no more than 10% (when moving 40 mm) of the resistance along the side surface, has a large spread and may not be taken into account in the margin of reliability when calculating. It is also found that the soil deformation modulus determined by reverse calculations based on the results of pile testing is 2...3 times higher than the values determined during standard soil tests, and the soil shear resistance calculated according to SNiP 24.13330.2016 is several times higher than the experimental values. In this regard, it is proposed to determine it taking into account the Coulomb-Mohr dependence, taking into account the over-compaction of the soil.

**Keywords:** bored piles, load, displacement, soil resistance, lateral surface and lower end of the pile

## **Введение**

В настоящее время закончено строительство многофункционального комплекса «Лакhta Центр» в г. Санкт-Петербург. Вертикальной доминантой комплекса является 86-ти этажное высотное здание высотой 462м. Высотное здание объединено общей стилобатной частью, предназначенной для размещения автостоянки, с двумя офисными зданиями высотой до 100 м [1].

Участок строительства МФК «Лакhta Центр» расположен на территории, которая ранее использовалась в целях промышленного хранения песка и представляет собой ровную поверхность, с преимущественно плоским рельефом, со средней отметкой поверхности земли +1.800 м БСВ.

Фундамент высотного здания МФК «Лакhta» запроектирован как фундамент глубокого заложения в виде монолитных железобетонных свай диаметром 2,0 м, объединенных монолитным железобетонным плитным ростверком толщиной 3,6 м. Отметка заложения низа свай -71,9...- 81,9 м БСВ. Фундамент Башни выполнен в форме пятиугольника со стороной ~58.5

м, Площадь подошвы фундамента 5688 м<sup>2</sup>. Площадь надземных этажей переменная, равна в среднем ~ 1300 м<sup>2</sup>.

В качестве несущего слоя для свайного фундамента башни МФК «Лахта», как и на ранее предполагаемом месте строительства башни «Охта – Центр», приняты вендские глины, которые являются относительно прочным грунтом и классифицируются как твердая глина [2...4].

В настоящей статье рассматриваются результаты испытания буронабивных свай (далее сваи) диаметром 2,0 м, длиной 55 и 65 м с максимальным заглублением их от поверхности земли более 80 м.

Испытания свай производились для достижения следующих целей:

- Определение несущей способности одиночной сваи;
- Определение зависимости «нагрузка-осадка» одиночной сваи при приложении к ней вертикальной статической нагрузки;
- Определение физико-механических характеристик вендских глин путем отбора образцов ненарушенной структуры ниже подошвы сваи на глубину 5 м;
- Определение механических характеристик вендских глин путем обратного расчета;
- Длительные испытания свай для определения реологических параметров грунта;
- Подтверждение, что принятая технология устройства свай обеспечивает требуемую несущую способность сваи в грунтовых условиях площадки строительства.

Experimental studies of the interaction of bored piles with hard clay soils during the construction of Lakhta Center Bored pile-hard clay interaction in Lakhta Center cite.

## **1. Инженерно-геологические условия.**

В геолого-литологическом строении в пределах глубины бурения (153,4 м) принимают участие четвертичные отложения различного генезиса: техногенные насыпные, намывные отложения, морские и озерные отложения

(ИГЭ 1,2), озерно-ледниковые отложения (ИГЭ 3,4), ледниковые отложения Лужской стадии оледенения (ИГЭ 5,6) и верхнепротерозойские котлинские отложения ( $Vkt_2$ ).

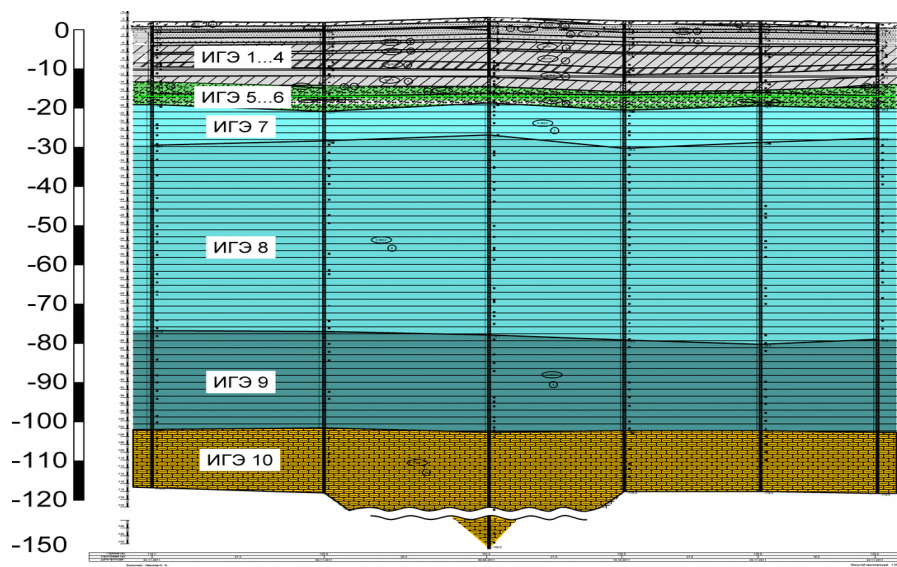


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез по линии 3-3

## 2. Методика и программа испытания

Для испытаний был выбран метод нагружения двунаправленной статической нагрузкой, создаваемой домкратами, установленными в теле сваи, широко известный как метод Остерберга [5], который успешно применялся при строительстве в России на Москва – СИТИ и других объектах [6...14], а также за рубежом при строительстве высотных зданий [15,16].

Изготовление свай производилось компанией ЗАО «Геострой», испытания свай выполнялось фирмой LoadTest. Разработка программы, конструкции свай и научно-техническое сопровождение работ выполнялось НИИОСП им. Н.М. Герсевича. Сотрудники института выполняли круглосуточное научно-техническое сопровождение всего испытания и в случае необходимости вносили в его ход коррективы.

Все опытные сваи были оснащены нагружающими устройствами, установленными в двух уровнях. На первом этапе испытания проводились на нижнем уровне, прикладывая нагрузку к нижнему домкрату (рис.3). На

втором этапе, после сброса нагрузки с нижнего домкрата выполнялись испытания на верхнем уровне путём приложения нагрузки к верхнему домкрату.

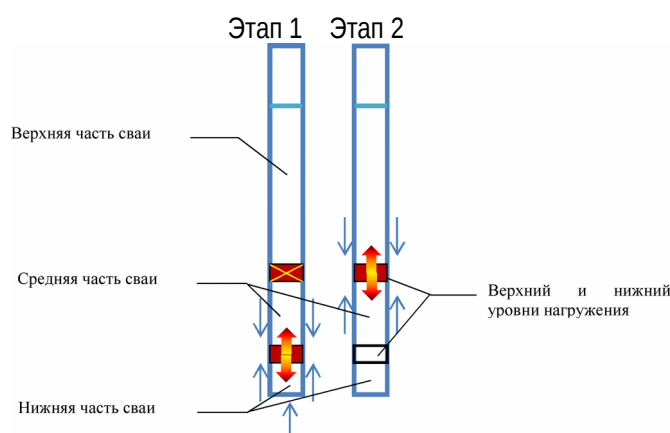


Рис. 3. Схема испытания свай.

Для свай рабочей длиной 55 и 65 м были приняты одинаковые величины максимальной нагрузки на испытываемую часть сваи (М.Н.С) 40 МН.

Нагрузка прикладывалась ступенями. На каждой ступени она выдерживалась пока скорость перемещения не станет ниже 0,1 мм за последние 2 часа наблюдения.

В рамках полевого реологического испытания [14] (результаты которого в настоящей работе не рассматриваются) на последней ступени нагружения нижнего уровня за критерий стабилизации принималось перемещение каждой из плит домкрата (и верхней, и нижней) на 0,1 мм за последние 16 часов наблюдения.

В ходе испытания нагружению подвергались 3 отдельные части сваи:

- нижняя – между нижним уровнем нагружения и пятой сваи;
- средняя – между верхним и нижним уровнями нагружения;
- верхняя – выше верхнего уровня нагружения.

## 2. Технология выполнения работ по устройству свай

Опытные сваи были изготовлены с поверхности грунта. Рабочая часть свай длиной 55...65 м была изготовлена из бетона (В40, W10, F100) с отметок -71,2...-81,2 м до отметки -15,9 м. Верхняя часть свай, до отметки

поверхности земли, с целью экономии бетона и облегчения его удаления при разработке котлована, изготовлена из бетона класса В12,5.

Большая требуемая по проекту глубина устройства свай (85м с поверхности грунта) создавало сложности выполнения скважины под обсадкой на всю глубину.

В связи с этим изготовление свай осуществлялось с частичной обсадкой (до вендских глин) обсадными трубами до глубины  $\approx$ -25м (рис. 4). Далее до глубины  $\approx$ -80м работы выполнялись в вендских глинах без крепления. Опускание, подъем, приведение в действие бурового инструмента и извлечение грунта осуществлялось с помощью телескопической штанги, оснащенной «доборной» десятиметровой секцией. Внедрение и извлечение обсадных труб производилось с помощью «вращающего стола».

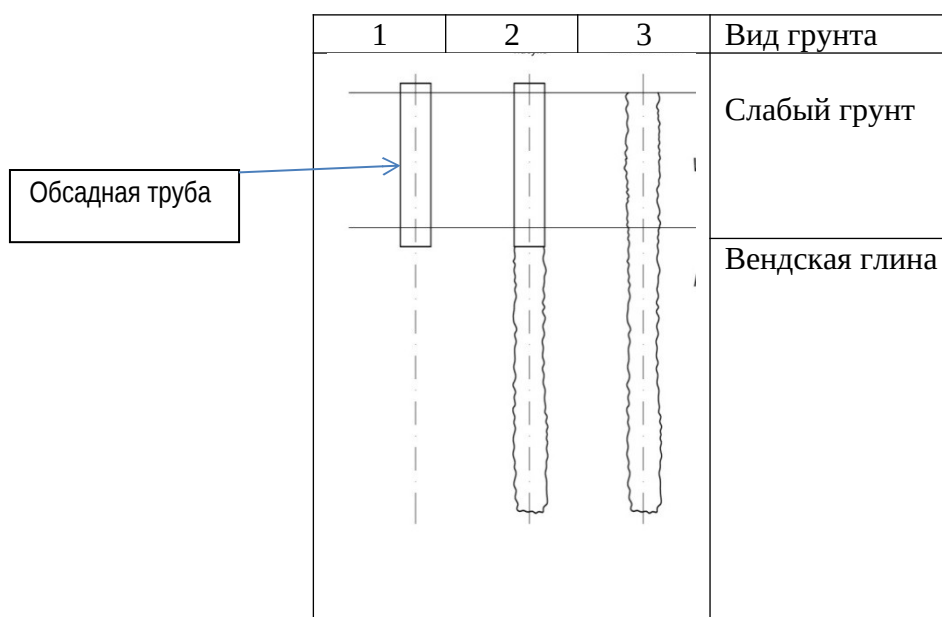


Рис. 4. Этапы устройства буронабивных свай «насухо» в твёрдых глинистых грунтах ниже УПВ 1 – бурение под обсадкой; 2 – бурение без обсадки; 3 - бетонирование

Разработка грунта в скважине производилась с помощью шнекового рабочего органа. Разработка заключительного метра скважины и зачистка забоя производилась с помощью «ковшебура».

При выполнении первых двух свай (сваи 2 и 4) отмечалась инфильтрация воды в скважину через стыки обсадных труб, что привело к замачиванию грунта в основании свай. Возможно, что этот процесс оказал

большое влияние на результаты испытания нижней части свай ТР2 и ТР4. В дальнейшем технология герметизации стыков обсадных труб была изменена, что сократило инфильтрацию до минимума.

В связи с устройством свай без обсадных труб были проведены исследования взаимодействия твёрдых вендских глин с водой на площадке строительства. Образцы твёрдой вендской глины, извлечённые с глубин 66 и 80 м, прямо на площадке были погружены в ёмкости с водой (рис. 5). В результате в течение нескольких часов они практически полностью расструктурились и перешли в текучее состояние.

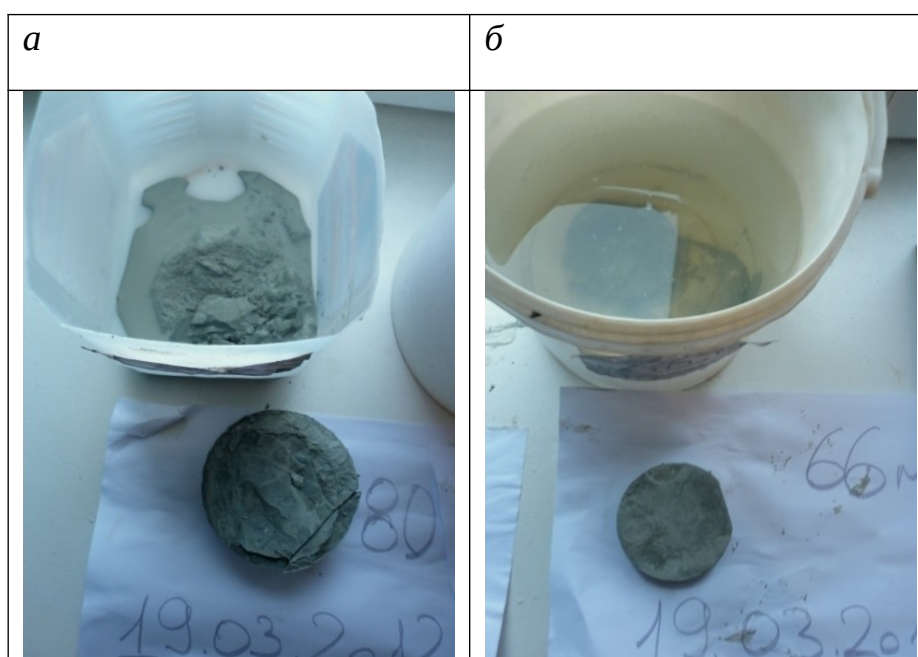


Рис. 5. Результаты исследования расструктуривания образцов вендской глины при взаимодействии с водой на площадке строительства «Лахта Центр»: а – образец, отобранный с глубины 80 м; б – то же с глубины 66 м

В связи с этим, учитывая высокую зависимость механических характеристик грунта от наличия воды, в процессе устройства рабочих свай необходимо было исключить взаимодействие вендских глин с водой. Для этого проводился контроль качества подготовки забоя и наличие шлама и воды, а также качество контакта обсадной трубы с вендскими глинами. В каждую скважину опускался зонд, а его погружение в слой разрушенного грунта фиксировалось с помощью камеры с подсветкой (рис. 6). На рис. 7



представлена фотография, на которой отчётливо видно отсутствие фильтрации воды на стыке обсадной трубы и вендских глин.



Общая продолжительность изготовления свай составила приблизительно 30 дней. Среднее время изготовления одной сваи было 3...4 дня (рис.8). Наибольший срок изготовления сваи составил 19 дней и отмечен у сваи ТР4, изготовленной первой. Продолжительность изготовления сваи ТР4 обусловлена как отсутствием опыта устройства столь глубоких свай, так и дополнительными сложностями производства работ в зимних условиях при температурах ниже -20 градусов (существенную часть времени установка простаивала).



Рис. 8. Распределение времени затраченного на изготовление свай по технологическим процессам.



### **3. Измерительная аппаратура.**

Расположение нагружающих устройств, датчиков и измерительных приборов ниже уровня поверхности земли приводит к необходимости использования измерительных приборов с дистанционным считыванием показаний. Управление нагружающей системой осуществлялось с персонального компьютера (ПК). Данные о ходе испытания записывались в собственную память многоканального регистрирующего запоминающего устройства (даталоггер) и одновременно дублировались непосредственно на управляющий ПК.

Раскрытие домкрата измерялось датчиком, концы которого заделаны в верхнюю и нижнюю части домкрата. Величина раскрытия стандартного домкрата и, как следствие, максимальное перемещение, достигаемое при испытании, ограничена и составляет 100...120 и 220...240 мм для домкратов с коротким и длинным рабочим ходом соответственно. Домкраты с длинным рабочим ходом были установлены в нижнем уровне нагружения.

Перемещение части сваи измерялось датчиком типа «стержень в трубе» и регистрировалось на поверхности относительно реперной балки либо путем суммирования показаний датчиков сжатия бетона и перемещения верха сваи.

Датчики для измерения усилий и деформаций были заложены по длине сваи в вендских отложениях (ИГЭ 7...9, рис. 2). Каждая свая была оснащена датчиками для измерения усилий (деформаций) в бетоне на 7-ми уровнях. В каждом уровне было установлено 4 датчика струнного типа, равномерно распределенных по периметру сваи через 90 градусов.

Помимо периода испытания, показания датчиков были сняты через 1 сутки после устройства сваи, перед началом испытания, а также через сутки после окончания испытания.

Информация о перемещении и сжатии испытуемых фрагментов позволяет определить перемещения частей сваи, а также вычислить, какая

доля нагрузки воспринимается за счет трения по боковой поверхности, а какая - пятой.

Все перечисленные датчики закрепляли на арматурный каркас перед бетонированием.

В качестве опорной нулевой точки, относительно которой производились измерения перемещений частей сваи была использована реперная балка, установленная на временные опоры расположенные зоной влияния перемещения сваи. За перемещениями реперной балки и временных опор было установлено наблюдение высокоточными автоматическими нивелирами Leica NA 3003 с точностью 0,1 мм с автоматическими измерениями 1 раз в 10 минут. Для коррекции погрешностей при измерении перемещений относительно реперной балки, вызванных колебанием температур, вели наблюдения за температурой реперной балки. Реперная балка и наземное измерительное оборудование были установлены под тент с поддержанием положительной температуры внутри.

#### **4. Результаты испытаний.**

##### **Испытание нижнего уровня нагружения.**

Испытание нижнего уровня нагружения, в первую очередь, нацелено на определение сопротивления по пяте сваи, модуля деформации и реологических характеристик грунта под пятой сваи. Основные результаты испытания нижнего уровня нагружения представлены на рис. 12.

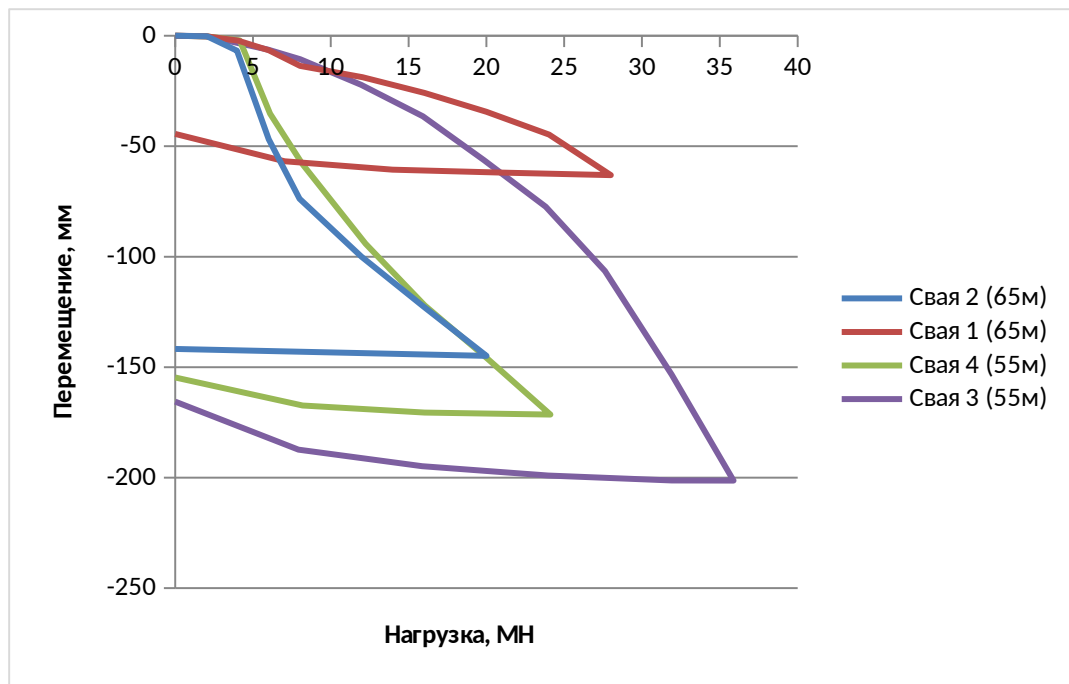


Рис. 12. Зависимости «нагрузка-осадка» при испытании нижней части свай для свай 1...4.

Наибольшая величина нагрузки, достигнутая при испытании нижнего уровня нагружения, составила 36МН (свая 3), наименьшая 24 МН (свая 4).

Для всех свай характерна большая величина неупругой составляющей осадки, достигающей 70...90% от полной осадки (70, 82 и 90 % для свай 1, 3 и 4 соответственно). Указанный факт говорит о том, что грунт под пятой и по боковой поверхности нижней части свай испытал значительные пластические деформации.

На кривых, приведенных на рис. 7, можно выделить несколько стадий работы грунта:

- На первой стадии, при нагрузке до 5МН, приложенная нагрузка удерживается силами бокового трения по поверхности фрагмента сваи, а перемещения составляют до 2...3 мм.
- Вторая стадия работы грунта характеризуется сдвижением фрагмента сваи по боковой поверхности и началом уплотнения грунта под пятой сваи, разуплотненного при бурении. В зависимости от количества рыхлого грунта под пятой линии «нагрузка-осадка» разделяются на 2 группы. Для свай 1 и 3 (с малым количеством рыхлого грунта) уплотнение происходит

практически сразу, работа грунта происходит в соответствии с классическими представлениями, с присутствием условно - линейного участка до величин нагрузки 12...16 МН (2,7...4,1 МПа). Для второй группы свай, характеризующейся наличием существенного количества рыхлого грунта, под пятой свай сразу после сдвига фрагмента по боковой поверхности происходит «провал», характеризующийся значительно большим приращением осадки на каждой ступени нагружения.

- На третьей стадии работы все большее количество грунта переходит в область пластических деформаций, что характеризуется увеличением кривизны линий 1 и 3 и началом перегиба линий 2 и 4. Рассматривая все линии вместе можно предположить, что при дальнейшем увеличении нагрузки все линии будут стремиться к близкому асимптотическому значению предельного сопротивления.

При разгрузке после первого этапа испытания величины перемещений по всем сваям сопоставимы, за исключением сваи 2, при разгрузке которой не был выдержан критерий стабилизации (по технологическим причинам).

### **Сопротивление грунта по пяте свай**

С целью определения зависимости сопротивления по пяте свай от осадки, его предельного значения и для уточнения деформационных характеристик грунта основания нижний уровень нагружения был размещен на минимально допустимом расстоянии 2 м от пяты сваи. Расположение уровня нагружения на расстоянии 2 м от пяты сваи приводит к необходимости принимать во внимание трение, возникающее по боковой поверхности нижней части сваи. На рис. 8 приведены зависимость сопротивления по пяте от осадки сваи. При анализе графиков можно отметить, что линейные участки зависимостей для свай 2 и 4 имеют одинаковый наклон, а наклон линейного участка сваи 1 существенно меньше. Такую разницу для сваи 1 можно объяснить тем, что пята сваи 1 находится

на отметке - 83 м, и грунт на этой глубине менее сжимаем и предположить, что наклон линейного участка зависимости для сваи 4, пята которой находится на этой же глубине, при увеличении станет таким же, как для сваи 1. Другим возможным объяснением существенного отличия может быть тот факт, что при испытании сваи 1 один из домкратов вышел из строя, что привело к перекосу и передаче части нагрузки на стенку скважины.

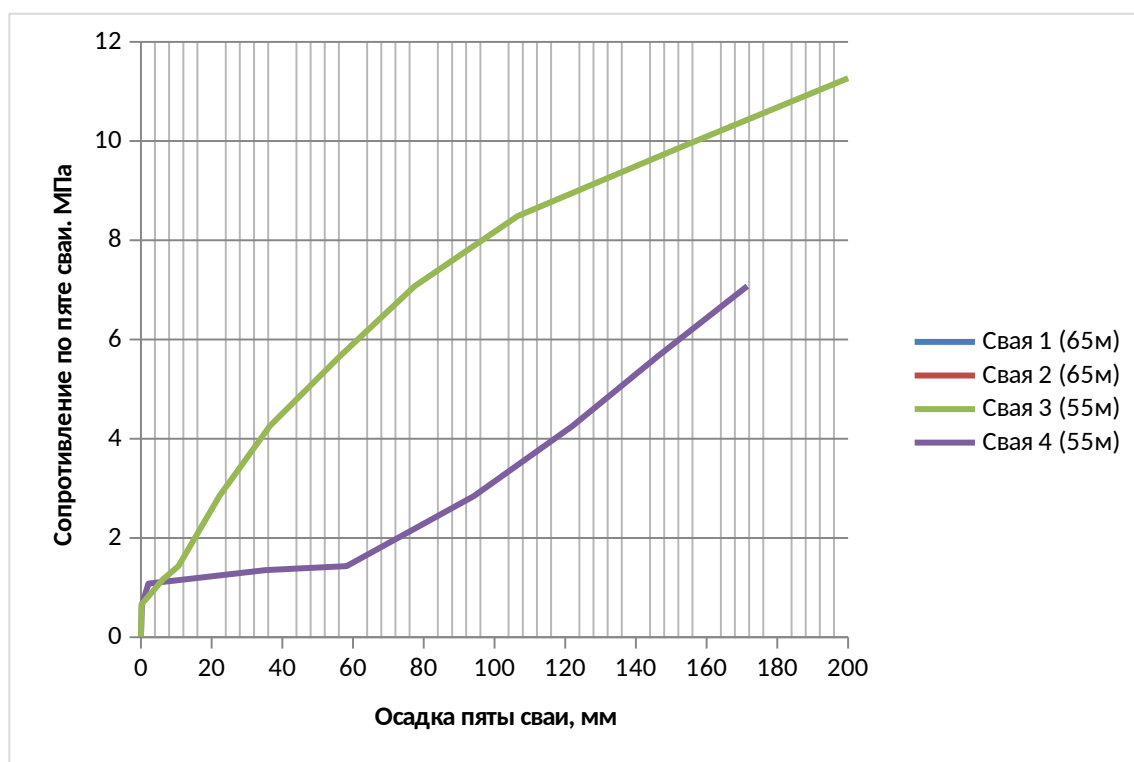


Рис. 13. Зависимости «сопротивление по пяте-осадка пяты» для свай 1...4.

Данные результаты показали, что сопротивление грунта по подошве сваи имеет различные значения: при осадке 25мм максимальная разница (между сваями 1 и 2) достигает 4-х раз!

### **Сопротивление по боковой поверхности свай**

Сопротивление по боковой поверхности свай исследовалось при нагружении средней части сваи при приложении нагрузки в верхнем уровне. Угол наклона линий графика «нагрузка-осадка» для свай 1 и 3 начинает значительно увеличивается после приложении нагрузки 20...25 МН, а свай 2 и 4 лишь после 50 МН (рис. 14).

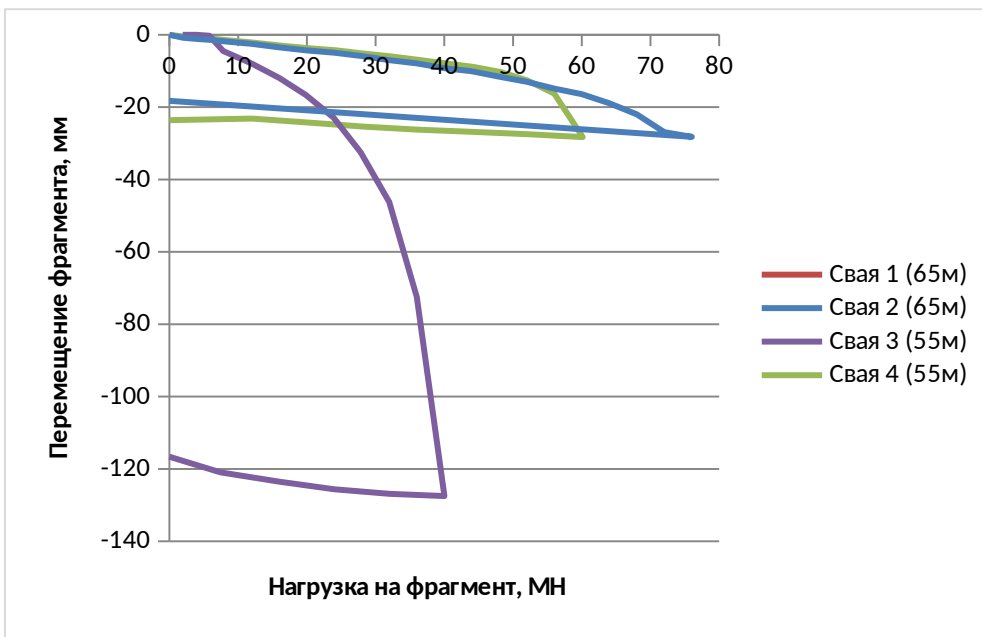


Рис. 14. Перемещение средней части сваи в зависимости от нагрузки

На рис. 15 представлены результаты определения сопротивления по боковой поверхности сваи по результатам испытания верхнего уровня.

При анализе графика мобилизации удельного трения по боковой поверхности для свай 2 и 4 (рис. 15) можно отметить, что при перемещении до 20 мм сопротивление по боковой поверхности резко возрастает до 350... 450 кПа, а затем, при дальнейшем росте перемещений до 30 мм, сопротивление также увеличивается, но с существенно меньшей интенсивностью.

Для линий 1 и 3 картина резко отличается. Перемещения после приложения первой ступени нагрузки близки к нулю, а при применении второй ступени и далее происходит значительное увеличение осадки. Нарастание величины сопротивления происходит практически линейно, при этом интенсивность нарастания весьма мала и соответствует величине приблизительно 200 кПа на 30 мм.

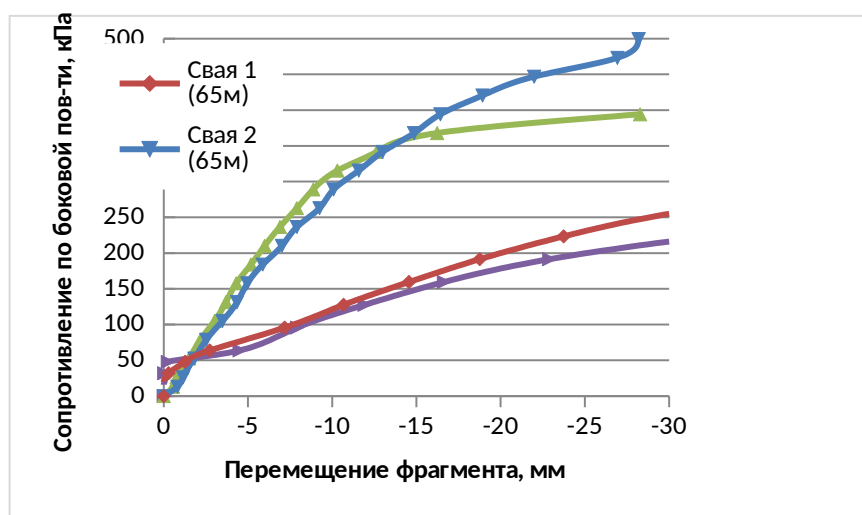


Рис. 15. Сопротивление по боковой поверхности сваи в зависимости от перемещения

При анализе испытания второго уровня следует принять во внимание историю нагружения свай. Отличие свай 2 и 4 от свай 1 и 3 заключается в том, что грунт под пятнами свай 1 и 3 работал, обеспечивая высокую жесткость основания и большую величину сопротивления по пяте сваи. Для обеспечения возможности приложения большой нагрузки в уровне пяты сваи «анкерную» функцию выполняла верхняя и средняя часть сваи. При нагружении нижнего уровня, перемещения верхней плиты домкрата достигли величин 10...15 мм (табл. 2), что как видно из графика на рисунке 15 соответствует мобилизации сопротивления по боковой поверхности приблизительно на 50%. В сваях 4 и 2 такого явления не отмечено, так как из-за наличия слабого грунта под пятой сваи больших величин нагрузки на среднюю и верхнюю часть сваи не передавалось.

Упрощенно предполагаемое взаимодействие свай с грунтом показано на рис.16.

Таблица 2.

Результаты первого этапа испытания свай 1 - 4.

№ сваи	Ступени приложения нагрузки	Максимально прикладываемая нагрузка в обоих направлениях, МН	Средняя нагрузка, МН	время приложения нагрузки, час	Перемещение плит ячейки (мм)	
					вниз	вверх
1	9	28	28,0	543	-54,4	7,08
2	8	24	24,2	1,5	-149,60	1,55
3	11	36	36,0	136,5	-190,91	10,48
4	8	24	24,2	121	-171,49	0,61



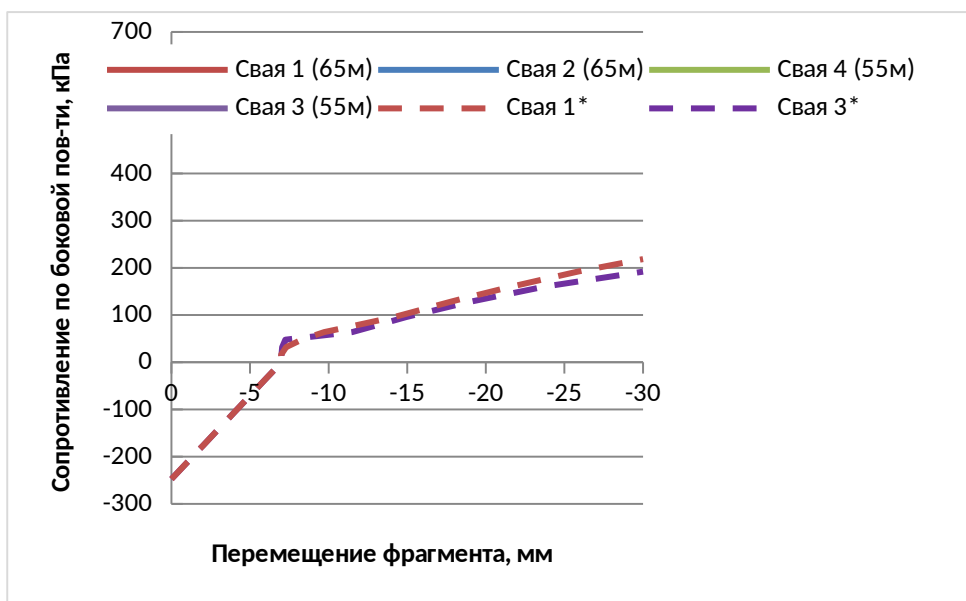


Рис. 16. Удельное сопротивление по боковой поверхности средней части сваи в зависимости от перемещения. Предполагаемые кривые взаимодействия для свай 1 и 3 (показаны пунктиром)

Если перенести вверх предполагаемые кривые свай 1 и 3 (рис. 16), то нетрудно заметить, что они будут близки к кривым 2 и 4.

Таким образом, на величину сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности средней части свай оказывает существенное влияние перемещение сваи при приложении нагрузки на нижнем уровне, что необходимо учитывать при интерпретации результатов.

### **Сравнение результатов определения сопротивления по боковой поверхности свай, определенной на основе эксперимента и по расчёту**

В настоящее время в практике проектирования сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности буронабивной сваи рассчитывается в соответствии с СП 24.13330.2016.

Известен также метод, одновременно учитывающий трение и сцепление грунта и представленный в Руководстве по проектированию свайных фундаментов к СНиП II-17-77 (1980). Его суть состоит в разбиении массива грунта на элементарные слои по длине, определении действующего горизонтального напряжения в каждом из элементарных слоев и последующем определении предельного сопротивления по боковой поверхности сваи с использованием критерия прочности Кулона–Мора. При

этом к прочностным характеристикам грунта может быть применен коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности, учитывающий влияние способа производства работ. В общем виде в этом случае формула для определения расчетного сопротивления по боковой поверхности сваи  $f_i$  имеет вид

$$f_i = (\sigma'_x \tan \varphi + c), \quad (1)$$

где  $c$  и  $\varphi$  – прочностные характеристики грунта, определенные для расчета по 1-му предельному состоянию;

Величина горизонтальных напряжений  $\sigma'_x$ , зависящая от вертикальных напряжений, может быть определена по формуле:

$$\sigma'_x = K_o \sigma'_v, \quad (2)$$

где  $K_o$  – коэффициент бокового давления грунта

$$K_o = (1 - \sin \varphi) \quad (3)$$

В случае переуплотненного грунта  $K_o$  может быть определен в соответствии с [17] по формуле:

$$K_o = (1 - \sin \varphi) OCR^{\sin \varphi}. \quad (4)$$

Из формулы (1) видно, что на величину  $f_i$  большое воздействие оказывают горизонтальные напряжения в массиве грунта, на которые влияют, кроме природных напряжений, ещё и процессы устройства скважины, бетонирования и нагружения сваи.

Сравнение результатов определения  $f_i$  описанными выше 2-мя способами с экспериментальными данными представлено в таблице 3. В результате анализа данной таблицы получено, что значения  $f_i$ , полученные по СП в 4 раза меньше экспериментальных данных, а полученные по формуле 4 практически совпадают.

Таблица 3.

Значения $f_i$	
Способ определения	Значения $f_i$ , кПа*
Экспериментально	400...450
Расчётом по СП 24.13330.2016	109
По формуле 1с учётом формулы 4	455

--	--

\* Расчёт выполнен с коэффициентом, учитывающим технологию производства работ, принятым для свай устраиваемых сухим способом равным 0,7.

Таким образом, для определения сопротивления грунта по боковой поверхности свай рекомендуется применять критерий прочности Кулона-Мора с учётом переуплотнения грунта.

### **Анализ показаний датчиков деформации, установленных по длине свай.**

Для определения усилий, действующих вдоль свай, была произведена интерпретация показаний датчиков деформации, установленных в нескольких сечениях. Для измерения относительной деформации в каждой из свай было установлено 7 уровней датчиков по глубине, по 4 датчиков в каждом. Определение относительной деформации сечения выполнялось путем осреднения показаний функционирующих датчиков.

Усилие, действующее в сечении, определялось по закону Гука:  $\sigma = \epsilon \times E$ , где  $\sigma$  – напряжение, действующее в сечении,  $\epsilon$  – относительная деформация в сечении и  $E$  – модуль деформации бетона. Модуль деформации бетона, может быть принят по таблицам действующих нормативных документов по железобетонным, либо по опытным данным, полученным в процессе испытания. Как видно из уравнения закона Гука, модуль деформации бетона играет критическую роль при анализе распределения усилий. Определенный, путем прямых испытаний, модуль деформации бетона составляет 35,1...43,2 ГПа и близок к принятому в нормах модулю деформации бетона класса В40 - 36 ГПа.

Результаты измерений усилий, действующих вдоль ствола свай при испытании нижнего и верхнего уровня нагружения для свай 1, в качестве примера представлены соответственно на рисунках 17,18. По вертикальной оси отложена абсолютная высотная отметка, а по горизонтальной - усилие в сечении свай.

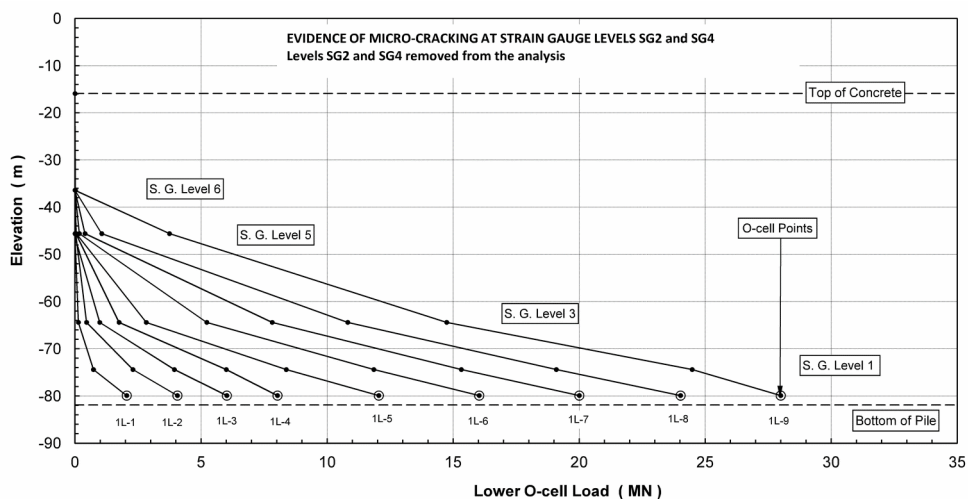


Рис. 17. Распределение усилий, действующих по глубине сваи 1 при нагружении нижнего уровня домкратов

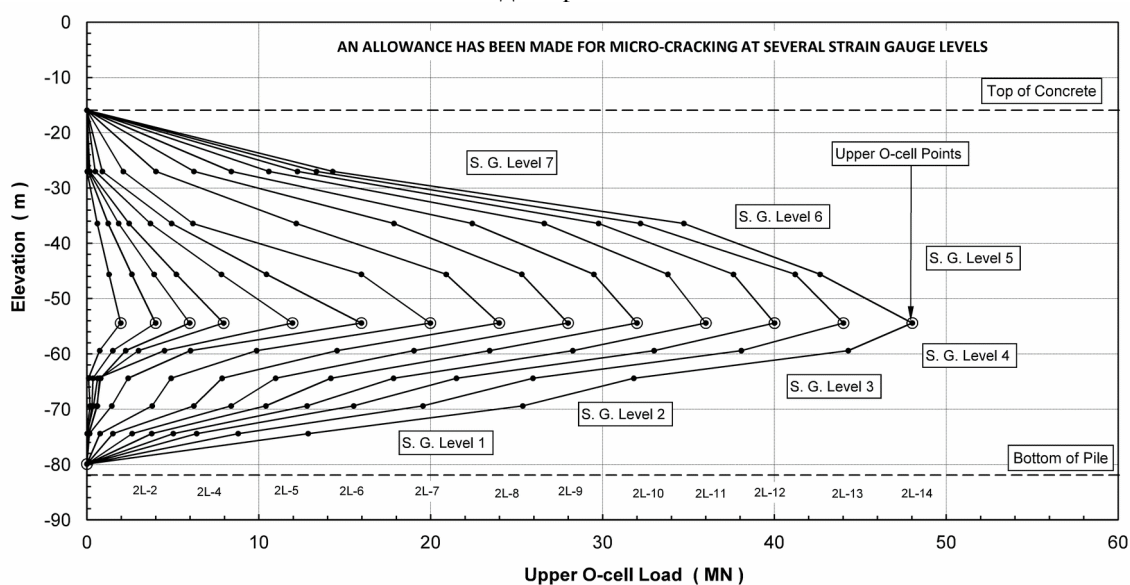


Рис. 18. Распределение усилий, действующих по глубине сваи 1 при нагружении верхнего уровня домкратов

При анализе графиков нагружения нижнего уровня можно отметить, что практически вся нагрузка, приложенная в нижнем уровне нагружения, воспринимается боковой поверхностью в интервале отметок -40 м и отметкой установки нижнего домкрата, а также пятой сваи. Прочные и малодеформируемые вендские глины воспринимают большую часть приложенной нагрузки.

При нагружении верхнего уровня домкратов наблюдается резкое затухание напряжений в прочных слоях грунта на отметках -25...-80 м. С увеличением нагрузки происходит перераспределение усилий по стволу сваи и вовлечение в работу относительно слабых грунтов на отметках (+3...-40).

Результаты определения несущей способности свай по результатам испытаний представлены в таблице 3.

Таблица 3

Несущая способность свай по результатам испытаний					
	Осадка, мм	Номер сваи			
		1	2	3	4
		Несущая способность, МН			
Несущая способность верхней части сваи	40	44	72	40	60
	100	44	72	40	60
	Макс.	44	72	40	60
Несущая способность средней части сваи	40	36	72	30	60
	100	48	72	40	60
	Макс.	48	72	40	60
Несущая способность нижней части сваи	40	22.5	5.5	16.5	6.5
	100	28	12	27	13
	Макс.	28	20	36	24
Суммарно	40	102.5	149.5	86.5	126.5
	100	120.0	156.0	107.0	133.0
	Макс.	120.0	164.0	116.0	144.0

## 5. Численное моделирование проведенного испытания. Оценка несущей способности сваи по схеме испытания сверху-вниз.

В процессе численного моделирования решалась обратная задача по экспериментальным данным для уточнения следующих параметров грунта:

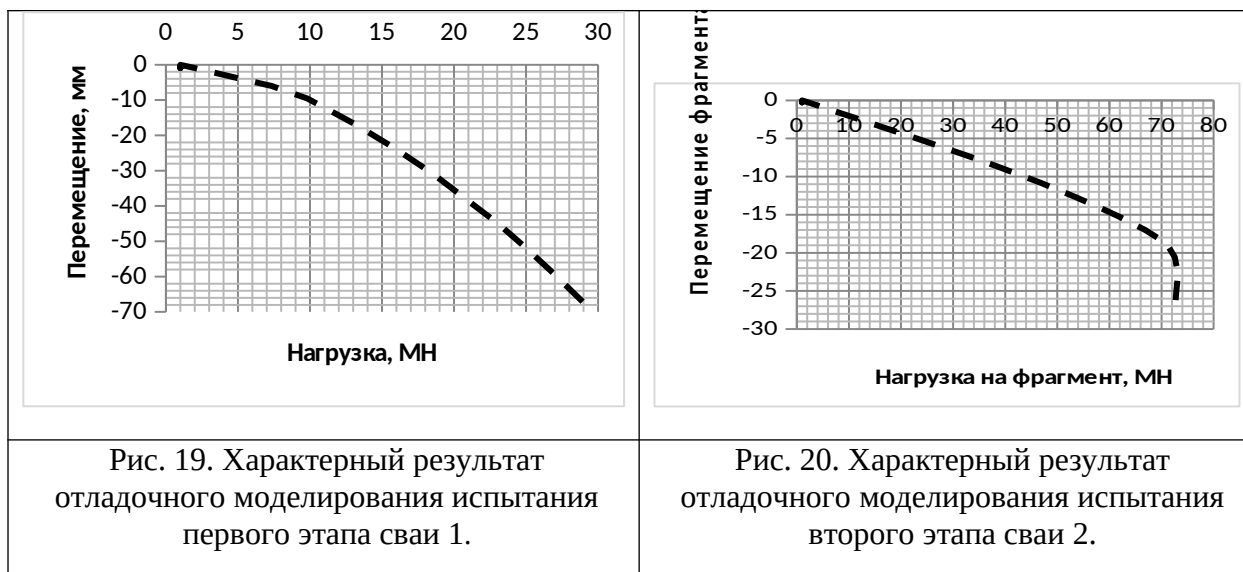
- $E$  – модуль деформации грунта;
- $c, \varphi$  – удельное сцепление, угол внутреннего трения;
- наличие и характеристики слабого грунта под подошвой сваи;
- коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности сваи;
- модуль деформации железобетона.

Моделирование проводилось с использованием программного комплекса Plaxis 2D 8.2. Осесимметричная расчетная область размерами 30 м шириной и 100 м глубиной была разбита на 1828 15-ти узловых элементов. Под пятой сваи учитывалось наличие грунта со свойствами отличными от свойств основного массива грунта.

Для расчётов была выбрана упругая идеально-пластическая модель с условием текучести Кулона-Мора. Использование этой модели позволяет с достаточной точностью и в рамках действующих нормативных документов, оценить взаимодействие свай с грунтом.

Результаты моделирования приведены на рис.19 и 20. Сплошная линия соответствует экспериментальным данным, пунктирная – расчётным.\*

\*/ В выполнении расчётов принимал участие Боков И.В.



В результате расчётов было получено, что механические характеристики грунта, определённые в результате обратных расчётов по результатам испытания свай, существенно отличаются от параметров, определённых в процессе инженерно – геологических расчётов (до 2...3 раз по модулю деформации грунта) [4].

С учетом характеристик грунта, полученных в процессе обратных расчётов, было проведено моделирование испытания сваи по схеме сверху-вниз.

Результаты моделирования испытания сверху-вниз приведены на рис.21 и в табл. 4.

Таблица 4

Несущая способность свай по расчёту.

Метод расчёта	Осадка, мм	Несущая способность, МН. Свая №			
		1	2	3	4
СНиП	40	35	35	31	31
СНиП экстр	40	59	59	51	51
Plaxis	40	70		65	
	60	101		93	

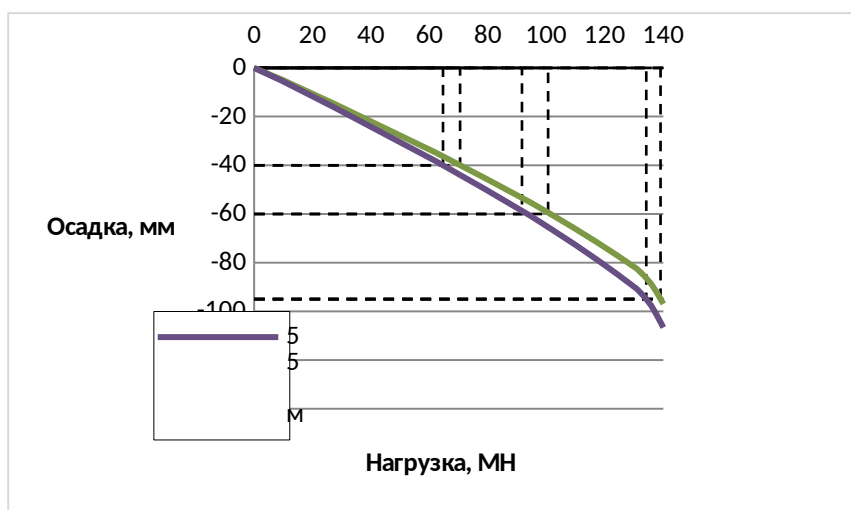


Рис. 21. Результаты расчета несущей способности свай при испытании по схеме сверху-вниз

### Выводы и рекомендации

1. Учитывая большой разброс и непредсказуемость, а также низкие значения несущей способности грунта по нижнему концу свай (при осадке, соответствующей максимальному значению несущей способности по боковой поверхности) его значение следует не учитывать. Здесь также необходимо принимать во внимание допускаемые низкие значения осадки для высотных зданий, в связи с чем дополнительные осадки от продавливания являются недопустимыми.
2. Несущая способность по боковой поверхности буронабивных свай, определённая экспериментально, в целом в несколько раз выше рассчитанной по СНиП. В связи с этим рекомендуется её рассчитывать с использованием критерия прочности Кулона-Мора с учётом переуплотнения грунта
3. Механические характеристики грунта, в частности модуль деформации, определённые обратным расчётом по результатам испытания свай могут получаться в 2...3 раза выше модуля



деформации, определённого в процессе инженерно-геологических испытаний.

4. При анализе результатов испытания свай, снабженных опускными домкратами в 2-х уровнях, необходимо учитывать историю перемещения сваи в процессе испытаний.

#### Литература

1. Травуш В.И., Анализ результатов геотехнического мониторинга башни «Лахта Центр»/ В.И. Травуш, О.А. Шулятьев, С.О. Шулятьев, и др.// Основание, фундаменты и механика грунтов. — 2019. — № 2. — С. 15 - 21.
2. Труфанов А.Н., Шулятьев О.А. Новые подходы к новым задачам. Высотные здания. №5/10, 2010.
3. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Боков И. В. Шулятьев С.О. Геотехнические аспекты проекта башни ОДЦ «Охта». Высотные здания. №6/10, 2010.
4. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий: Научное издание. – Изд. 2-е, перераб. и доп. - М.: Издательство АСВ, 2020. – 442 с.
5. Osterberg, J. O. New Device for Load Testing Driven Piles and Drilled Shafts Separates Friction and End Bearing / J. O. Osterberg / Proc. Int. Conf. on Pilling and Deep Foundation, London, A.A. Balkena, 1989. 159 p.
6. Петрухин В.П., Шулятьев О.А. Геотехнические особенности проектирования и строительства высотных зданий в Москве/ Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Том XIII. Строительство высотных зданий и сооружений, 2010г.
7. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Научно-техническое сопровождение геотехнического проектирования и строительства высотных зданий. Мониторинг/ Российская архитектурно-строительная энциклопедия, Том XIII, Строительство высотных сооружений 2010.
8. Шулятьев, О. А. Особенности взаимодействия свай с грунтом и между собой в условиях свайного поля / О. А. Шулятьев, И. А. Боков // Вестник НИЦ «Строительство». НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. Геотехника и подземное строительство. — 2014. — № 10. — С. 166–176.
9. Шулятьев, О. А. Геотехнические особенности проектирования высотных зданий в Москве / О. А. Шулятьев // Промышленное и гражданское строительство. — 2016. — №10. — С. 17–25
10. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Колыбин И.В., Мозгачёва О.А., Безволев С.Г., Кисин Б.Ф. Строительство ММДЦ «Москва –СИТИ»/ Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Том XII. Строительство подземных сооружений, 2008г.
11. Shuljatjev, O. Correction of Soil Design Parameters for the Calculation of the Foundation Based on the Results of Barrettes Static Load Test / O. Shuljatjev, A. Dzagov, I. Bokov, S. Shuljatjev / Proc. of the 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. — Paris. — 2013. — P. 615–618
12. Shuljatjev, O. A. Skyscrapers of «Moscow-City» Business Center – Testing of Bore Piles / O. A. Shuljatjev, I. G. Ladyzhensky, P. I. Yastrebov / Proc. of the 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. — Paris. — 2013. — P. 2869–2862.
13. Шулятьев, О. А. Фундаменты высотных зданий / О. А. Шулятьев / Тр. Всерос. конф. с междунар. участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства», посвященной 80-летию со

- дня рождения профессора Бартоломея Адольфа Александровича (1934-2003 гг.) / Пермский нац. иссл. политехн. ун-т. — Пермь, 2014. — С. 202–244.
14. Шулятьев, О. А. Натурные исследования влияния реологического фактора при высотном строительстве на твёрдых глинах. Достижения, проблемы и перспективные направления развития для теории и практики механики грунтов и фундаментостроения / О. А. Шулятьев, С. Г. Безволев, И. А. Боков, С. О. Шулятьев / Матер. XIII Междун. симп. по реологии грунтов. — Казань, 2012. — С. 33–36.
  15. Poulos, H. G. Tall Building Foundation Design / H. G. Poulos / CRC Press. — 2017. P. 532.
  16. Katzenbach, R. Foundation Systems for High-Rise Structures / R. Katzenbach, S. Leppa, D. Choudhury / CRC Press, - 2017. — 298 p.
  17. Sivakumar, V (2001). Relationship between  $K_0$  and overconsolidation ratio: a theoretical approach. / V. Sivakumar, I. G. Doran, J. Graham, & T. Navaneethan/ Geotechnique 52, No. 3 — 2001 — P. 225–230.