

А. В. Новский, В. А. Новский, Ю. Ф. Тугаенко

ИЗВЕСТНЯК-РАКУШЕЧНИК
ИССЛЕДОВАНИЕ И ИСПОЛЬЗОВАНИЕ
В КАЧЕСТВЕ ОСНОВАНИЯ
ФУНДАМЕНТОВ

Одесса
«Астропринт»
2014

УДК 622.35(077.74):624.15

ББК 36.625.4

Н76

В монографии обобщены результаты полевых и лабораторных исследований известняка-ракушечника одесского региона, свойства которого, как материала для основания фундаментов, изучены недостаточно.

Изложена методика исследований, приведены значения показателей механических свойств известняка, описаны его особые свойства, к которым относится анизотропия, размягчаемость и трансформирование сопротивления сдвигу в трение вдоль боковой поверхности буронабивных свай. Установлена функциональная зависимость между пределом прочности на одноосное сжатие и другими механическими характеристиками известняка-ракушечника.

Даны рекомендации по определению несущей способности свай на вертикальную вдавливающую и выдергивающую нагрузки, а также приведены материалы внедрения результатов исследований в практику строительства.

Рецензенты:

В. М. Карпюк, д. т. н., профессор, заведующий кафедрой сопротивления материалов Одесской государственной академии строительства и архитектуры;

Н. В. Корниченко, к. т. н., профессор кафедры оснований и фундаментов Киевского национального университета строительства и архитектуры

Рекомендовано к печати ученым советом Одесской государственной академии строительства и архитектуры (*протокол № 2 от 31 октября 2013 г.*)

ISBN 978–966–190–883–2

© Новский А. В., Новский В. А.,
Тугаенко Ю. Ф., 2014

Предисловие

Грунтовая толща одесского региона, используемая в качестве оснований фундаментов зданий и сооружений, характеризуется напластованием комплекса лессовых грунтов, подстилаемых понтическими известняками, ниже которых залегают меотические глины.

В результате изрезанности территории города балками кровля известняков залегает на разных глубинах от дневной поверхности. На участках проведенных исследований кровля известняков зафиксирована на абсолютных отметках 18–27 м, с перепадом 9 м, а дневной поверхности 28–56 м, с перепадом 28 м.

Горизонт понтических известняков состоит из двух инженерно-геологических элементов (ИГЭ) — перекристаллизованного известняка с глинистым заполнителем и «пильного» известняка-ракушечника. «Пильный» известняк разрабатывался преимущественно для добычи камня и использовался в качестве стенового материала при застройке города. С повышением этажности зданий и устройством многоярусных подземных помещений возникла необходимость использования известняков в качестве несущего слоя фундаментов на естественном основании и свайных фундаментов.

В практике изысканий оценка известняков выполняется, как правило, по значению предела прочности на одноосное сжатие. Этот показатель является характеристикой, полученной при разрушении малогабаритного образца в условиях отсутствия сопротивления по внешней поверхности, что снижает его реальную прочность. Поэтому предел прочности на одноосное сжатие является условным показателем, значения которого позволяют качественно оценить прочность породы.

В монографии приведены результаты исследований показателей механических характеристик известняков, необходимых для оценки их сопротивления нагрузкам от фундаментных конструкций. К таким характеристикам относятся структурная прочность на сжатие; структурная прочность сдвигу и сопротивление трению вдоль боковой поверхности буронабивных свай, эти характеристики определены как поперек, так и вдоль слоистости в воздушно-сухом и водонасыщенном состоянии.

Определение структурной прочности в лабораторных и полевых условиях выполнено по специальной методике, позволившей учи-

тывать сопротивление породы, окружающей сжимаемый объем при приложении нормальных и касательных нагрузок. Сравнение значений характеристик прочности при сжатии и сдвиге, определенных в лабораторных условиях, подтвердило их близкую сходимость с данными полевых исследований. По результатам выполненных исследований построены графики зависимости значений структурной прочности при сжатии и сдвиге, а также сопротивления трению от прочности на одноосное сжатие.

Наряду с показателями прочностных характеристик начаты исследования показателей деформативных свойств известняка-ракушечника, результаты которых будут опубликованы по мере их изучения.

В работе приведены материалы практического применения выполненных исследований на объектах города при проектировании, усилении и реконструкции фундаментов. Такая возможность появилась благодаря созданию базы региональных показателей механических характеристик известняка-ракушечника и корректировки существующих методов расчета.

Авторы выражают благодарность за содействие в проведении натурных экспериментов и издании настоящей монографии НПЦ «Экострой» (директор В. Г. Суханов), ООО «Акваспецстрой» (директор И. Ю. Шаргородский), ЧП «Восстановление — Юг» (директор М. О. Сарафян).

ОСОБЕННОСТИ СТРОЕНИЯ ГРУНТОВОЙ ТОЛЩИ ОДЕССКОГО РЕГИОНА

Геологическое строение грунтовой толщи Причерноморского плато представлено отложениями четвертичного и третичного возраста. Под комплексом лессовых пород мощностью от 6 до 23 м залегают красно-бурая глина, подстилаемая понтическими известняками неогена.

Участок плато, относящийся к одесскому региону, представляет собой слабо-горбатую низменность, понижающуюся с северо-запада на юг и юго-восток. Его территория изрезана балками и долинами русел древних рек, остатками которых являются лиманы (Хаджибевский, Куяльницкий, Тилигульский и др.). Глубина эрозии речных долин и балок достигает 40–50 м. Этими реками был размыв горизонт понтических известняков на отдельные массивы.

На рис. 1.1 представлена карта геолого-литологического распространения известняков в пределах Одесского региона.

Речные долины, возможно, образовались в результате таяния последнего Евроазиатского ледового покрова. Его образование, начатое около 35 тыс. лет назад, продолжалось около 20 тыс. лет. На рис. 1.2 представлена схема изменения климата, из которой виден период последнего оледенения [3].

В результате оледенения северная часть Европы и Азии была покрыта ледником, мощность которого достигла 2–2,5 км. На рис. 1.3 представлена схема предполагаемого ледникового покрова [6].

Таяние ледников, которое продолжалось несколько тысячелетий, вызвало образование водоемов и потоков, что определило современную геоморфологию.

Дневная поверхность г. Одессы также разрезана балками и водораздельными массивами. Территории, расположенные на водоразделах, имеют высокие абсолютные отметки, равные 45–55 м, а на склонах балок — 28 м и менее. Наиболее возвышенной территорией является ул. Толстого и Новосельского в районе Кирхи.

На рис. 1.4 приведены колонки инженерно-геологического строения некоторых площадок в пределах города Одессы, на которых были

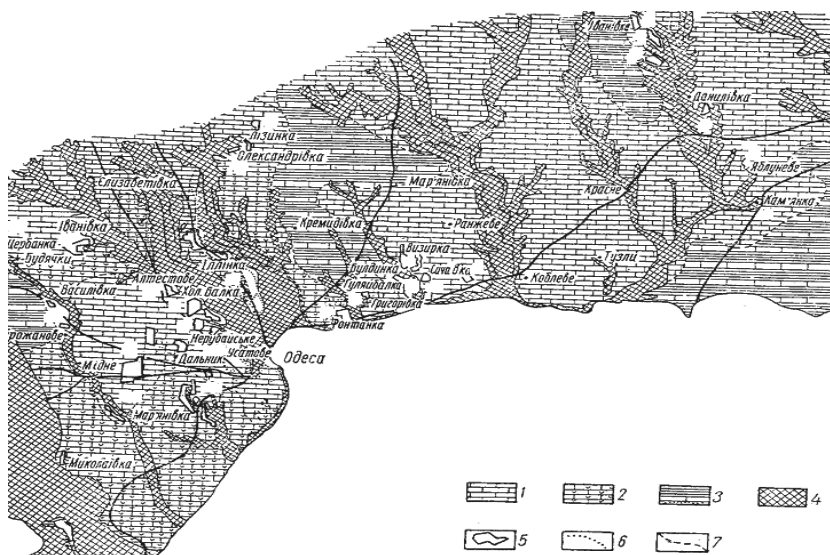
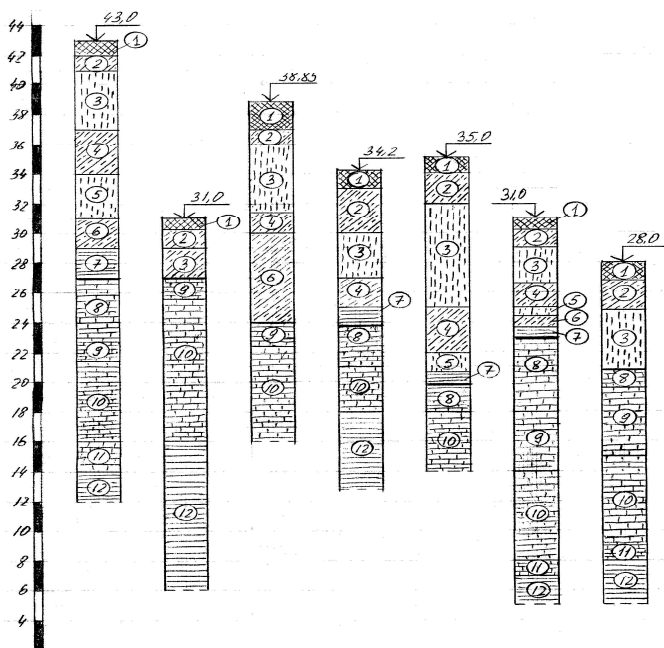


Рис. 1.1. Схематическая геолого-литологическая карта распространения известняков понтического яруса вдоль северо-западного побережья Черного моря: 1 — «пильные» известняки; 2 — перекристаллизованные известняки; 3 — глины с прослойками известняков и песков; 4 — площади, где понтические отложения размыты; 5 — разведанные месторождения; 6 — границы разработанных площадей; 7 — контуры между литологическими разновидностями

проведены исследования свойств известняка-ракушечника специалистами кафедры оснований и фундаментов ОГАСА.

Лессовая толща, покрывающая известняки, сложена чередующимися слоями суглинков (ИГЭ–2, 4 и 6) и супесей (ИГЭ–3 и 5), подстилаемых красно-бурой глиной. Их мощность зависит от высотных отметок поверхности. Каждый слой не является однородным. Физико-механические свойства изменяются по глубине [17].

Понтические известняки также отличаются изменчивостью строения и свойств по глубине. Их толща составляет от 8 до 14 м, в пределах которой выделяется несколько инженерно-геологических элементов (ИГЭ–8, 9, 10, 11). Верхний слой ИГЭ–8 представляет дресву, состоящую из мелких фракций (10–25 мм) желто-бурого, перекристаллизованного известняка-ракушечника с глинистым заполнителем, переходящую в известняк тонкоплитчатый, перекристал-



№ площадок: 1 2 3 4 5 6 7

Рис. 1.4. Инженерно-геологические колонки экспериментальных площадок: 1 — ул. Ланжероновская (Одесский национальный театр оперы и балета); 2 — Приморский бульвар (участок подпорной стенки); 3 — ул. Жуковского, 18 (областной архив); 4 — ул. Пушкинская, 9 (Одесский музей западного и восточного искусства); 5 — 15 станция Б. Фонтана (коттеджный городок); 6 — ул. Генуэзская, 1 (группа высотных зданий); 7 — ул. Польская, 10 (многоэтажное административное здание)

известняка-ракушечника. ИГЭ—11 представлен слабыми разностями с включениями прослоек из перекристаллизованного известняка и меотической глины. Меотические глины (ИГЭ—12) залегают под известняками. Их мощность в пределах г. Одессы составляет 30—40 м.

Высокие показатели прочности и плотности у кровли снижаются к подошве. Поэтому добыча камня производилась в верхних горизонтах, примыкающих к кровле ИГЭ—9. В результате под многими участками города осталась густая сеть подземных выработок, получивших название «катакомбы».



Рис. 1.5. Выход известняка-ракушечника на береговом склоне

Известняк-ракушечник представляет собой накопление ракушек, являющихся панцирями древних моллюсков, сцементированных кристаллическими связями. На рис. 2 ц. в. представлен фотоснимок известняков разных генетических типов и отдельных ракушек.

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1. ПОКАЗАТЕЛИ ПРОЧНОСТИ ПОРОД С ЖЕСТКИМИ СТРУКТУРНЫМИ СВЯЗЯМИ

Согласно стандарту [29] прочностные свойства пород с жесткими структурными связями определяются пределом прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии. Однако этот показатель не позволяет оценить другие свойства, к которым относятся структурная прочность при сжатии и срезе, а также сопротивление сдвигу по боковой поверхности элементов фундаментов. Определению этих характеристик и установлению соотношения между ними и пределом прочности на одноосное сжатие посвящены работы специалистов кафедры оснований и фундаментов Одесской государственной академии строительства и архитектуры, основные результаты которых представлены в настоящем издании.

Выполненные исследования свидетельствуют о том, что известняк-ракушечник не следует рассматривать как скальное основание. Так, например, расчетные значения несущей способности буронабивных свай, заглубленных в эту породу, не подтверждаются данными полевых исследований. Установлено, что в процессе деформирования известняка в основании фундаментов и свай наблюдаются закономерности, присущие дисперсным породам. До достижения давления, равного структурной прочности, зависимость осадки от нагрузки близка к линейной и характеризует, в основном, упругие свойства породы. С повышением нагрузки зависимость приобретает нелинейный характер и с ее ростом наблюдается значительное увеличение перемещений. Развитие возникающих необратимых деформаций сопровождается уплотнением и поперечным расширением в результате разрушения жестких структурных связей.

Структурная прочность p_{str} — это предельная величина давления, при котором приложенная нагрузка уравнивается прочностью ракушек и жестких структурных связей на их контактах. При давлениях, превышающих p_{str} , остаточные деформации нарастают в пределах объема зоны необратимых деформаций, формирующейся в осно-

вании фундаментов [25]. На рис. 3 ц.в. приведен фотоснимок границ объема зоны деформации в основании опытного штампа, а на рис. 2.1 — опытная установка в процессе проведения исследований.

Опыты проведены в приборе ОИСИ-4, представляющем собой два полукольца, в которые помещается образец известняка-ракушечника в виде двух полуцилиндров. На плоскости одного из полуцилиндров устанавливаются фиксаторы деформаций. Испытания выполнены при сомкнутом положении полуцилиндров. Нарастание остаточных деформаций отмечено при давлениях, превышающих структурную прочность, что сопровождалось разрушением структурных связей. Объем зоны уплотнения устанавливали по перемещениям фиксаторов деформаций после разъединения полуцилиндров

В полевых условиях исследования известняка-ракушечника выполняли опытными штампами в скважинах, пройденных ниже дна котлованов, разработанных для возведения зданий. Испытания выполнены с измерениями осадки без определения размеров зоны деформации. Для определения p_{str} использована зависимость осадки от нагрузки.

Особенностью деформирования известняка-ракушечника является наличие двух характерных ветвей на графике, который представлен на рис 2.2. Первая — характеризуется деформациями, возникающими в результате упругого сжатия породы при давлениях, не превышающих структурную прочность.

Вторая ветвь — отражает необратимые деформации, возникающие в результате разрушения структуры породы, следствием чего является ее уплотнение. Этот участок графика для известняка-ракушечника



Рис. 2.1. Прибор ОИСИ-4 в процессе проведения исследований

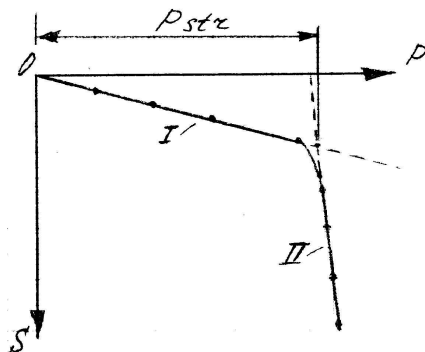


Рис. 2.2. Определение структурной прочности по результатам полевых испытаний

также близок к прямолинейной зависимости. Проекция точки пересечения двух ветвей графика на ось нагрузки определяет значение структурной прочности.

2.2. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРОЧНОСТИ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

Прочностные характеристики известняка–ракушечника зависят от условий накопления ракушек, кристаллизационных связей, влажности и анизотропных свойств. Поэтому, для всестороннего изучения породы проведены исследования с учетом перечисленных факторов.

Для лабораторных исследований использованы образцы разных генетических особенностей. Прочностные показатели определены как поперек, так и вдоль слоистости для двух состояний влажности [9, 10, 11, 12, 13, 26 и 27].

2.2.1. Предел прочности на одноосное сжатие

Предел прочности на одноосное сжатие R_c определяли в соответствии с действующим стандартом [29]. Эта характеристика является отношением предельной нагрузки, при которой происходит разрушение образца, к площади его поперечного сечения. Форма образцов принималась в виде куба с размером граней, равным 70 мм. Процесс испытания образца представлен на рис. 2.3.

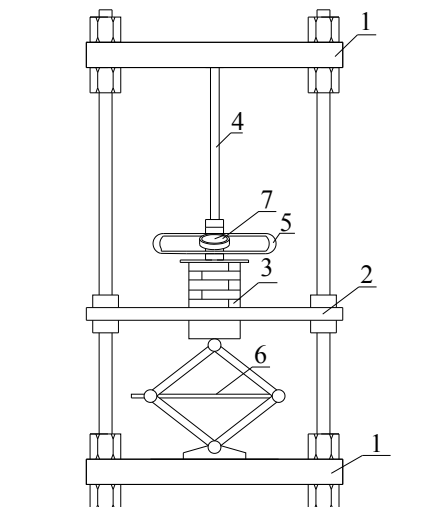


Рис. 2.3. Схема и внешний вид силовой установки для испытания на одноосное сжатие: 1 — неподвижная пластина; 2 — подвижная пластина; 3 — испытуемый образец; 4 — упорный стальной цилиндр; 5 — динамометр для измерения вертикальной нагрузки; 6 — домкрат; 7 — индикаторы часового типа

Исследования выполнены поперек и вдоль слоистости для образцов в воздушно-сухом и водонасыщенном состоянии. Насыщение образцов проводили выдерживанием их в емкости с водой в течение 15 суток до начала испытаний.

2.2.2. Структурная прочность при сжатии

Для дисперсных пород структурная прочность определяется в компрессионном приборе, в котором боковая поверхность сжимаемого объема ограничена жестким кольцом.

В интервале давлений ниже структурной прочности наблюдаются, преимущественно, упругие деформации. Необратимое деформирование, вызванное разрушением структуры породы, сопровождается уплотнением и поперечным расширением.

В отличие от стандартного метода была применена методика с использованием разработанного прибора по определению структурной прочности твердых глин и полускальных пород [23]. Этот прибор позволяет определить p_{str} в условиях возможности поперечного

расширения сжимаемого объема образца. Примененная методика по техническому решению близка методу компрессионных испытаний грунтов. Отличие заключается в режиме приложения нагрузки и площади штампа. Ступенчато возрастающая нагрузка заменена циклически возрастающей. Каждую ее ступень выдерживают до условной стабилизации перемещений. Схема и внешний вид прибора приведены на рис. 2.4.

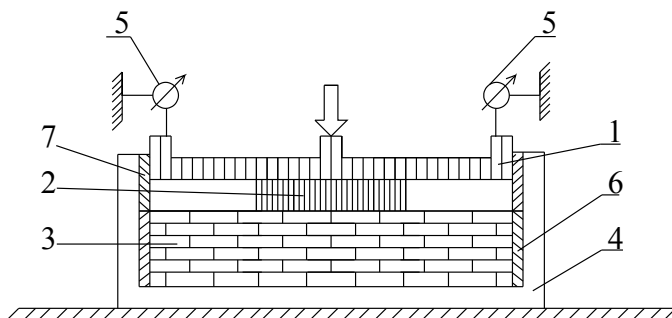
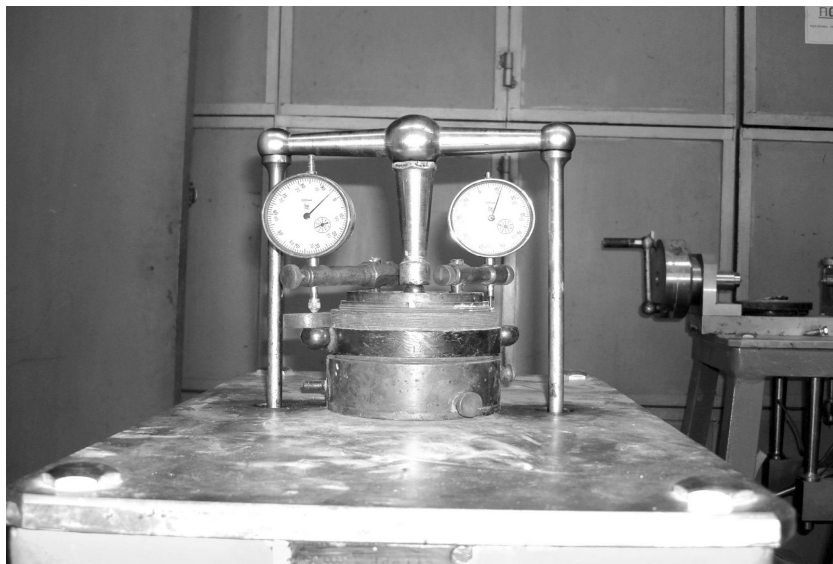


Рис. 2.4. Внешний вид и схема прибора для определения структурной прочности: 1 — направляющее кольцо; 2 — штамп; 3 — образец грунта; 4 — корпус; 5 — индикатор часового типа; 6 — нижнее кольцо; 7 — верхнее кольцо

Рабочий штамп имеет меньший диаметр, чем образец грунта. Нагрузка на штамп передается центральным штоком при помощи рычажной системы с соотношением плеч 1:10. Образец известняка-ракушечника фиксируется в металлическом кольце диаметром 86 мм и высотой 25 мм, которое устанавливается на лабораторный стол.

В проведенных исследованиях площадь штампа была принята равной 15 см². Устанавливали его по центру образца на предварительно выровненную и отшлифованную поверхность. Перемещения фиксировали двумя индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Рычаг загружали стальными гирями весом 15 и 30 Н, что соответствовало давлению по подошве штампа 0,1 и 0,2 МПа.

Применение методики циклически возрастающей нагрузки позволило на каждой ступени измерить три параметра деформированного состояния породы: общую величину осадки, ее упругую и остаточную составляющие.

Поскольку известняк-ракушечник является анизотропной породой, испытания по определению структурной прочности выполнены при различном направлении вектора нагрузок: в вертикальном (нормальном к слоистости породы) и горизонтальном (вдоль слоистости).

2.2.3. Структурная прочность при сдвиге

Структурную прочность при срезе определяли испытанием известняка-ракушечника моделями буронабивных свай. С этой целью их изготавливали с сохранением полости ниже подошвы, что позволило обеспечить передачу нагрузки по внешней поверхности зацементированного известняка (известково-цементного слоя) вокруг ствола сваи. Модели опытных свай были изготовлены в монолитах из «пильного» известняка-ракушечника. В каждом монолите устраивали по 4–5 опытных моделей по технологии, показанной на рис. 2.5. Скважину диаметром 21 мм пробуривали на всю высоту монолита. Нижнюю часть скважины, на необходимую высоту, заполняли песком, а верхнюю — цементным раствором. Армирование ствола выполняли стержнем из стальной проволоки диаметром 3 мм, а верхний торец усиливали обрезком трубы диаметром 1/2 дюйма на высоту 5 см.

Перед заполнением скважины раствором ее стенки смачивали водой. Увлажнение известняка вокруг ствола в период твердения раствора проводилось непрерывно. После достижения проектной прочности часть полости ниже подошвы ствола освобождалась от песка.

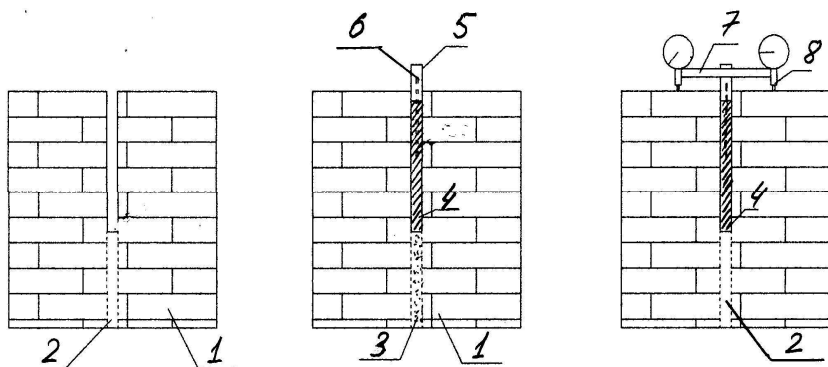


Рис. 2.5. Поэтапное выполнение работ по устройству модельной буронабивной сваи: 1 — монолит известняка-ракушечника; 2 — скважина; 3 — нижняя часть скважины, заполненная песком; 4 — ствол модельной буронабивной сваи из цементного раствора; 5 — оголовок; 6 — арматурный стержень; 7 — реперная система; 8 — индикаторы часового типа

Испытания выполнены на лабораторном стенде, схема и внешний вид которого показаны на рис. 2.6. Основными элементами стенда являются две неподвижные плиты (1), между которыми расположена подвижная. Осевую вдавливающую нагрузку на сваи передавали механическим домкратом (7), грузоподъемностью 20 кН. Упором для домкрата служит нижняя неподвижная металлическая плита. Установка работает в вертикальном положении, домкрат устанавливается между нижней неподвижной плитой и средней — подвижной (2). Образец известняка-ракушечника (3) с модельной буронабивной свайей (4) помещали между подвижной средней и неподвижной верхней плитами.

Загрузку свай выполняли ступенями по 0,5–1,0 кН. Каждая ступень выдерживалась до условной стабилизации перемещений, принятой 0,01 мм за последние 10 минут наблюдений. За максимальную принята нагрузка, при которой перемещения сваи не затухали. После «срыва» проведены повторные испытания свай с целью определения сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности после разрушения структурных связей.

Величину нагрузки при каждой ступени определяли по динамометру, который устанавливали на оголовок сваи с упором на верхнюю неподвижную плиту. Усилие в динамометре определяли индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм. Величину нагрузки устанавливали по тарировочному графику.

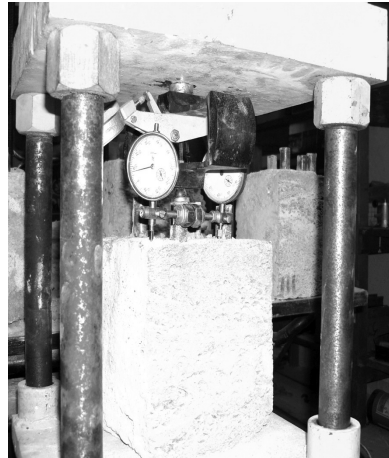
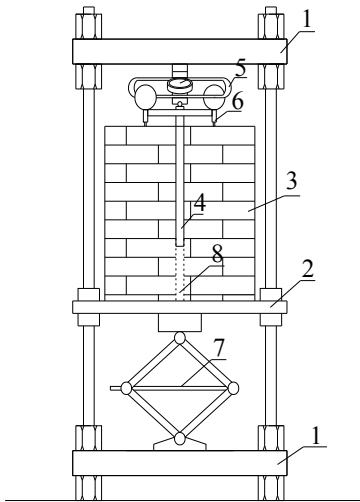


Рис. 2.6. Схема и внешний вид силовой установки для испытания известняка-ракушечника моделями буронабивных свай: 1 — неподвижные плиты; 2 — подвижная плита; 3 — образец известняка-ракушечника; 4 — модель буронабивной сваи; 5 — динамометр для определения замера вертикальной нагрузки; 6 — индикаторы часового типа; 7 — домкрат; 8 — полость под подошвой сваи

Вертикальные перемещения свай в процессе испытания замеряли двумя индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, которые фиксировали при помощи зажимной консоли (реперной системы) на металлическом оголовке сваи. Ножку индикатора опирали на металлическую пластинку, закрепленную на гладкой поверхности монолита. По результатам замеров были построены графики зависимости перемещения свай от нагрузки.

Описанная выше методика определения структурной прочности при сдвиге и сопротивления сдвигу применена при испытаниях как поперек, так и вдоль слоистости, что позволило установить изменение этой характеристики с учетом анизотропных свойств породы.

Подготовка образцов известняка-ракушечника для проведения испытаний в водонасыщенном состоянии выполняли согласно действующему ДСТУ [29].

2.3. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОКАЗАТЕЛЕЙ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА В ПОЛЕВЫХ УСЛОВИЯХ

Механические характеристики известняка-ракушечника зависят от условий накопления ракушек, кристаллизационных связей, влажности и анизотропных свойств. Поэтому для всестороннего изучения породы были проведены исследования с учетом перечисленных факторов.

Показатели механических свойств горных пород можно разделить на два вида: прочностные и деформативные. К прочностным следует отнести показатели предельного напряжения, при которых в грунтах сохраняется природная структура. К деформативным — показатели, определяющие степень изменение формы и состояния породы под влиянием приложенной нагрузки. Показатели деформативных свойств могут определять упругое деформирование среды или необратимые деформации (уплотнение, поперечное расширение, ползучесть и др.).

2.3.1. Структурная прочность

Определение структурной прочности известняка-ракушечника в полевых условиях выполнено в разных районах г. Одессы. На двух площадках № 6 и № 7, примыкающих к зданию Одесского национального театра оперы и балета, где проведено четыре испытания, и на площадках строительства комплекса высотных зданий по ул. Генуэзской, 1, где проведено восемь испытаний.

На каждом участке проведены исследования штампами в скважинах диаметром 300 мм, на разных горизонтах, в пределах ИГЭ 7 и 8. Элементы методики исследований представлены на рис. 2.7.

Штампом служила стойка повышенной жесткости, состоящая из трубы диаметром 210 мм, внутри которой помещен сердечник коробчатого сечения из двух швеллеров. После монтажа швеллеров к торцам трубы были приварены днища — круглые пластины толщиной 20 мм.

Сопряжение подошвы штампа-стойки с поверхностью забоя скважины обеспечивалось цементным раствором.

Зачистка забоя выполнена специальным грунтозаборником, который представляет собой цилиндр, снабженный в нижнем торце

плоскими ножами. В стенках цилиндра сделаны вырезы для извлечения шлама (рис. 2.8).

После зачистки забоя в скважину сбрасывался пластичный цементный раствор. Производилось его перемешивание с остатками шлама и подъем смеси на поверхность для дополнительного перемешивания с добавлением цемента. После повторного сбрасывания раствора и его выравнивания обратным вращением грунтозаборника в скважину опускалась стойка, нижний торец которой опирался на свежий цементный раствор.

Количество раствора дозировалось с таким расчетом, чтобы его толщина ниже подошвы стойки составляла не более 10 см. Подошва затвердевшего цементного раствора являлась подошвой штампа. На рис. 2.9 приведены фотоснимки бурения скважин и монтажа штампов-стоек.

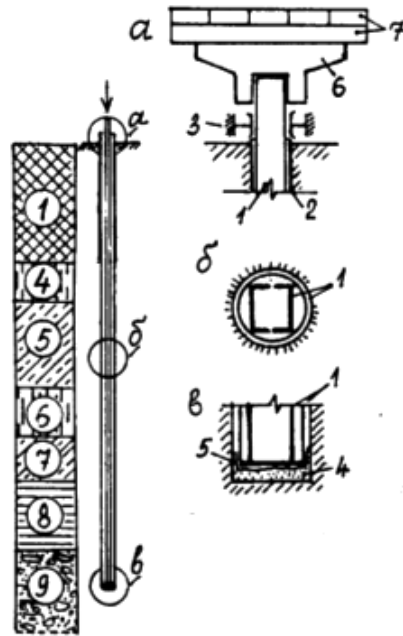


Рис. 2.7. Элементы методики исследований: 1 — стойка-штамп; 2. — обсадная труба; 3 — анкерная опора; 4 — цементный раствор; 5 — полиэтиленовая пленка; 6 — грузовая платформа; 7 — груз; а) голова сваи с загрузочной платформой; б) ствол сваи; в) пята сваи

2.3.2. Сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай при действии вдавливающих нагрузок

В основу методики исследований положены стандартные испытания грунтов сваями методом релаксации напряжений по ДСТУ Б.В.2.1–27:2010 (ГОСТ 5686–94). «Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань» (К.: Мінрегіонбуд України, 2011. С. 11. [30]) и ДБН В.2.1–10–2009 «Зміна № 1» [18], дополненные изменением режима загрузки. Применена методика циклически возрастающей нагрузки, вместо ступенчато возрастающей. Каждая ступень представляла собой самостоятельный цикл, состоящий из



Рис. 2.8. Грунтозаборник для зачистки забоя скважин

приложения нагрузки, выдерживания ее до стабилизации перемещений, в результате релаксации напряжений, и полной разгрузки. На каждой ступени измеряли полную величину осадки головы сваи (s), ее остаточную составляющую после снятия нагрузки (s_0) и упругую составляющую (s_y), равную их разности.

$$s_y = s - s_0. \quad (2.1)$$

Примененная методика исследований позволила установить зависимость полной величины осадки сваи и ее составляющих от нагрузки. Полученные данные позволяют дополнительно определить сопротивление сдвигу на отдельных участках длины ствола; значение предельного сопротивления по боковой поверхности сваи; величину нагрузки, передаваемой подошвой сваи, и ее предельное значение [15; 19; 20; 21; 22].

Максимальную нагрузку при контрольных испытаниях принимали в пределах 1,2–1,5 от расчетного значения. Ее создавали двумя гидравлическими домкратами ДГО-100-2, способными передавать усилие на сваю до 2 МН. Упором для домкратов при испытаниях грунтов сваями служили стальные балки усиленного профиля. Схема и фрагмент испытаний грунтов натурными сваями на вертикальную давливающую нагрузку приведены на рис. 2.10 и 2.11.

а.



б.



в.



Рис. 2.9. Подготовка испытаний опытными штампами: а) бурение скважин для установки штампов; б, в) монтаж штампов-стоек в скважины на участках I и II по ул. Генуэзской, 1

Таким образом, использование методики циклически возрастающей нагрузки позволило получить дополнительные параметры напряженно-деформированного состояния системы свая — основание и дифференцированно оценить последовательность деформи-

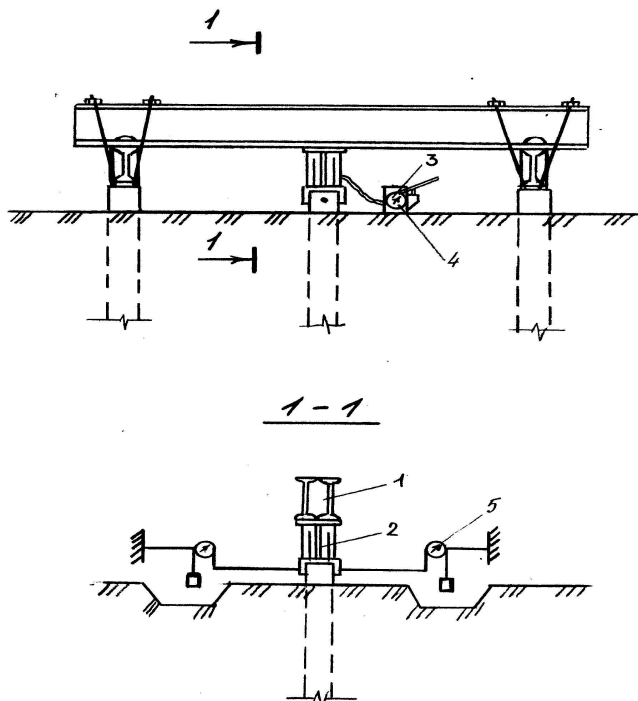


Рис. 2.10. Схема испытаний грунтов натурными сваями на вертикальную вдавливающую нагрузку: 1 — упорная балка; 2 — гидравлический домкрат; 3 — насосная станция; 4 — манометр; 5 — реперная система с прогибомерами

рования ствола сваи и определить сопротивление сдвигу по боковой поверхности и сжатию по подошве.

Наиболее характерным является график зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки, на котором наблюдаются две ветви: одна — характеризует упругое деформирование ствола сваи, а вторая — сумму упругих деформаций ствола и грунта ниже ее подошвы (см. рис 2.12).

Первые ступени нагрузки уравниваются силами трения грунта по боковой поверхности ствола. С повышением нагрузки увеличивается длина сжатого участка сваи. О характере деформирования ее бетона можно судить по нарастающей величине упругой составляющей осадки. Каждая следующая ступень нагрузки вызывает увеличение длины упруго деформированного ствола сваи, в пределах



Рис. 2.11. Фотоснимок испытаний грунтов натурными сваями на вертикальную вдавливающую нагрузку

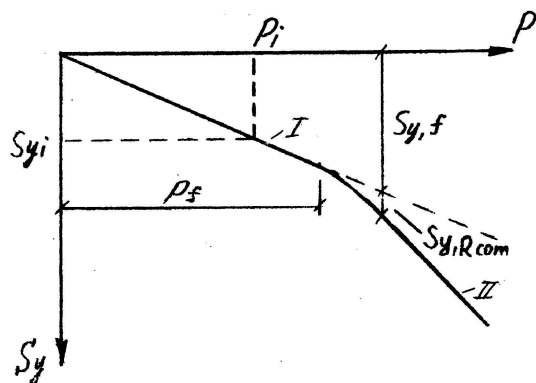


Рис. 2.12. График зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки на сваю

которого она уравновешивается силами бокового трения. После точки перелома на графике к упругим деформациям ствола добавляются упругие деформации грунта, уплотненного при забивке сваи, а затем природного грунта. Точка перелома соответствует предельному значению нагрузки, при которой она уравновешивается силами трения по боковой поверхности части ствола $P_{f,lim}$. По значению нагрузки $P_{f,lim}$ и соответствующей упругой деформации можно определить модуль упругости ствола сваи:

$$E_6 = 0,5 \cdot P_{f,lim} \cdot l_f / A \cdot S_y, \quad (2.2)$$

где E_6 — модуль упругости материала сваи;

0,5 — коэффициент, учитывающий принятую треугольную форму эпюры сопротивления по боковой поверхности;

$P_{f,lim}$ — предельная нагрузка, уравновешенная силами сдвига;

A — площадь поперечного сечения сваи;

S_y — упругая часть осадки;

l_f — длина подземной части сваи.

Используя полученное значение модуля упругости материала сваи, можно определить длину упруго сжатого участка для любой нагрузки $p_{f,i}$ по формуле:

$$\Delta l_{fi} = (E_6 \cdot s_{y,i} / \sigma_{cp,i}) - \Delta l, \quad (2.3)$$

где Δl_{fi} — глубина сжатого участка сваи ниже отметки котлована;

E_6 — модуль упругости материала;

$s_{y,i}$ — упругая составляющая осадки для i -той ступени нагрузки;

$\sigma_{cp,i}$ — среднее значение напряжения в поперечном сечении сваи от величины нагрузки на данной ступени;

Δl — длина сваи выше дна котлована.

По значениям $l_{f,i}$, определенным через равные интервалы нагрузки (100...200 кН), строится график зависимости длины сжатого участка ствола от нагрузки. Его целесообразно совмещать с колонкой геологического строения площадки, на которой проведены исследования, и фактического положения сваи (рис. 2.13, а). Значения упругой составляющей осадки определяют по графику ее зависимости от нагрузки (рис. 2.13).

Используя полученные данные (см. рис. 2.12, б), определяют средние значения сил бокового трения для каждого i -го фрагмента длины свай по зависимости:

$$\Delta f_i = \Delta P_{f,i} / \Delta l_{f,i} \cdot u, \quad (2.4)$$

где Δf_i — средние значения сил бокового трения для каждого i -го фрагмента длины сваи;

$\Delta P_{f,i}$ — приращение нагрузки;

$\Delta l_{f,i}$ — приращение фрагмента длины;

u — периметр поперечного сечения.

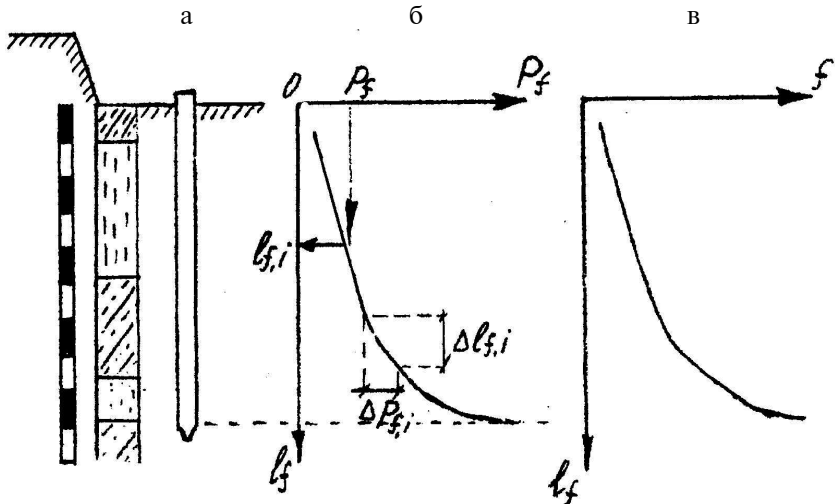


Рис. 2.13. График зависимости длины сжатого участка от приложенной нагрузки и сопротивления трению вдоль ствола.

Изменение трения вдоль боковой поверхности по длине ствола представляется в графической форме (рис. 2.13, в). Приведенные графики позволяют оценить величину и характер распределения сил бокового трения вдоль боковой поверхности свай.

Разработанная методика определения параметров совместного деформирования свай и грунтов основания использована как для забивных железобетонных свай, так и для буронабивных и буроинъекционных, частично или полностью заглубленных в известняк-ракушечник.

2.3.3. Сопротивление сдвигу при исследовании свай-анкеров на выдергивающую нагрузку

Исследования напряженно-деформированного состояния свай-анкеров и окружающих их пород выполнены в соответствии с требованиями действующего стандарта [30] в сочетании с методикой приложения циклически возрастающей нагрузки. Это позволило определить как общие деформации, так их упругие и остаточные составляющие на каждой ступени загрузки. Схема и внешний вид испытания сваи-анкера приведены на рис. 2.14 и 2.15.

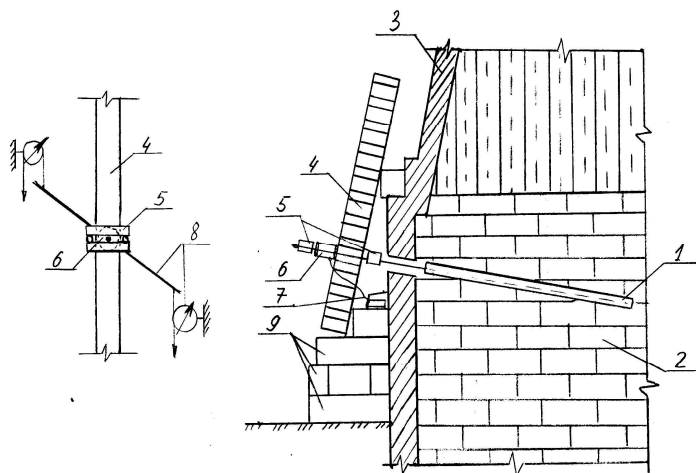


Рис. 2.14. Схема испытания сваи-анкера на выдергивание: 1 — свая-анкер с центральным арматурным стержнем; 2 — известняк-ракушечник; 3 — железобетонная, подпорная стенка; 4 — стальная опорная балка; 5 — стальная серьга; 6 — домкрат; 7 — насосная станция; 8 — реперная система с прогибомерами; 9 — бетонные блоки

Осевая выдергивающая нагрузка создавалась гидравлическим домкратом ДГО-100-2 с автономной ручной насосной станцией. Упором для домкрата служила двутавровая стальная балка усиленного профиля. Загрузку свай-анкеров выполняли ступенями, равными $1/5 - 1/10$ от расчетного значения с выдержкой каждой ступени до условной стабилизации, принятой $0,1$ мм за последние $0,5$ часа.

Замеры перемещений торца стержня сваи-анкера в процессе испытаний выполняли двумя прогибомерами Максимова с ценой деле-

ния 0,1 мм, установленных на реперной системе. Давление в системе гидравлического домкрата фиксировалось манометром класса 1,5.



Рис. 2.15. Общий вид оборудования при испытании сваи-анкера на выдергивание

Принятая методика испытаний позволяет определить полную величину перемещений, их остаточную и упругую составляющие. Длина растянутого участка арматурного стержня зависит от величины приложенной нагрузки и сопротивления грунтов основания вдоль боковой поверхности ствола сваи. Чем больше сопротивление, тем меньше длина растянутого участка ствола сваи от каждой ступени нагрузки.

При действии выдергивающей нагрузки удерживающие анкер силы реализуются на контакте боковой поверхности ствола с окружающей сваю породой. Разная растяжимость бетона и арматурного стержня определяют особенности деформирования грунтов основания, бетона сваи и арматурного стержня.

Растяжению подвергается центральный арматурный стержень. Относительная деформация при предельной растяжимости бетона $\varepsilon_{u,bt} = 1,5 \cdot 10^{-4}$ примерно на порядок меньше, чем относительная деформация растяжимости арматуры анкера в упругой стадии ее деформирования $\varepsilon_{u,s} = 1,1 \cdot 10^{-3}$ [16]. При значениях относительной деформации в арматуре анкера, превышающих их значения для бетона, неизбежно появление микротрещин, которые нарушают сплошность бетона сваи. В этом случае свая состоит из расчлененных трещинами отдельных фрагментов, связанных центральным арматурным стержнем.

По результатам исследований строится график зависимости относительной деформации арматурного стержня от нагрузки, приложенной к анкеру, на котором приводится предельное значение растяжимости бетона (см. рис. 2.16). До нагрузки, при которой совпадают относительные значения растяжимости стали и бетона, ствол сваи и стержень деформируются совместно. При увеличении нагрузки относительная деформация стержня значительно превышает предельную растяжимость бетона.

Каждая ступень нагрузки увеличивает длину деформированного фрагмента сваи, которую, исходя из упругой деформации стержня, можно определить по зависимости 2.5:

$$l_{v,i} = E_s \cdot S_{v,y,i} / \sigma_{cp,i}, \quad (2.5)$$

где E_s — модуль упругости арматурной стали, равный $1,9 \cdot 10^5$ МПа;

$S_{v,y,i}$ — упругая составляющая измеренной деформации;

$\sigma_{cp,i}$ — среднее значение напряжения в арматурном стержне в пределах длины деформированного фрагмента, $\sigma_{cp,i} = 0,5 P_{v,i} / A_s$, где A_s — площадь поперечного сечения арматурного стержня.

Сопrotивление по боковой поверхности на каждом i -м фрагменте длины сваи можно определить по отношению приращения нагрузки к площади боковой поверхности:

$$\Delta f_i = \Delta P_{v,i} / \Delta l_{v,i} \cdot u, \quad (2.6)$$

где $\Delta P_{v,i}$ — величина приращения нагрузки; $\Delta l_{v,i}$ — длина участка сваи; u — периметр сечения сваи.

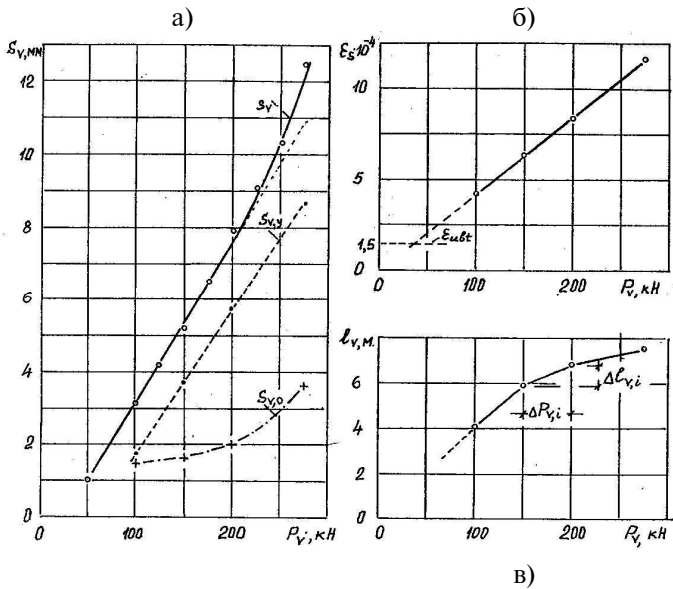


Рис. 2.16. Графики, характеризующие результаты испытаний сваи-анкера на выдергивающую нагрузку: а — график зависимости перемещения внешнего торца арматурного стержня от выдергивающей нагрузки в точке ее приложения; б — зависимость относительной деформации растянутого участка длины сваи от нагрузки; в — зависимость длины растянутого участка сваи от нагрузки

ПОКАЗАТЕЛИ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ «ПИЛЬНОГО» ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Лабораторные исследования выполнены на монолитах из «пильного» известняка-ракушечника. При проведении инженерных испытаний их свойства оцениваются пределом прочности на одноосное сжатие в вертикальном направлении (поперек слоистости). Этот показатель является условным, определяющим качественные изменения прочности отдельных образцов разных генетических видов, а не среды в целом.

При использовании этих пород в качестве основания фундаментов и свай с приложением нагрузок, как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях, необходимы дополнительные характеристики, определяющие их механические свойства.

Вертикальные сжимающие нагрузки направлены нормально к плоскости их передачи. Сопротивление известняка в этом случае оценивается показателями сжимаемости: модулем упругости E , структурной прочностью p_{str} , модулем уплотнения E_n , коэффициентом поперечного расширения ν .

Сопротивление породы сдвигающим нагрузкам возникает вдоль боковой поверхности буронабивных свай и оценивается показателями сопротивления сдвигу. Исследованиями зафиксировано два вида характеристик: упругое сопротивление в интервале давлений до предельного значения структурной прочности при сдвиге τ_{str} и сопротивление трению по разрушенной поверхности τ .

Существенное влияние на показатели механических свойств известняка-ракушечника оказывает анизотропность породы и ее размягчаемость при водонасыщении.

3.1. ПОКАЗАТЕЛИ ПРОЧНОСТИ ПРИ НАГРУЗКАХ, НОРМАЛЬНЫХ К СЛОИСТОСТИ

Свойства известняка-ракушечника изменяются как в плане — на одном горизонте, так и по глубине — от кровли слоя к его подошве. В верхних горизонтах показатели прочностных и деформативных свойств выше, чем в нижних. Для испытаний в лабораторных условиях образцы отобраны по внешним признакам их строения, с целью определения характеристик пород разной прочности.

3.1.1. Предел прочности на одноосное сжатие

Значение этой характеристики определено при двух состояниях образцов: в воздушно-сухом и после водонасыщения.

В воздушно-сухом состоянии испытания выполнены с образцами в виде куба с размерами граней 70 мм, изготовленными из монолитов разной прочности от 0,39 до 2,19 МПа. Проведено 26 серий испытаний 86 образцов. Средние значения полученных результатов приведены в табл. 3.1.

В водонасыщенном состоянии испытано 23 образца в 6 сериях испытаний. Средние значения результатов исследований и соотношения прочности после водонасыщения и прочности в воздушно-сухом состоянии приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.1

Результаты определения предела прочности образцов на одноосное сжатие в воздушно-сухом состоянии

Количество серий	Количество испытаний	Интервал значений R_c , МПа	Средние значения R_c , МПа
9	26	0,39–0,50	0,43
11	39	0,52–0,99	0,84
5	20	1,14–1,30	1,19
1	1	2,19	2,19
26	86		

**Результаты определения предела прочности образцов
на одноосное сжатие после водонасыщения**

Количество серий	Количество испытаний	Интервал значений R_c МПа	Среднее значение, МПа		$R_{c,sat} / R_c$
			R_c	$R_{c,sat}$	
3	12	0,41–0,44	0,42	0,37	0,88
3	11	0,83–0,95	0,92	0,62	0,68
6	23				

3.1.2. Структурная прочность при сжатии

Структурная прочность p_{str} — это предельное значение прочности на одноосное сжатие от нагрузки, приложенной к массиву породы, до значения которой отсутствует разрушение структурных связей [25]. Ее значение в выполненных исследованиях определено для образцов при воздушно-сухом состоянии и после водонасыщения.

В воздушно-сухом состоянии значения структурной прочности определены по результатам испытаний 45 образцов (15 серий) штампом площадью 15 см². Испытания выполнены по методике циклически возрастающей нагрузки, позволившей измерить полную величину осадки и ее остаточную составляющую, по разнице значений которых определена упругая составляющая деформации. По упругим деформациям можно определить модуль упругости.

За предельное значение p_{str} принята нагрузка на одну ступень меньше той, при которой происходило резкое возрастание перемещений, свидетельствующее о начале разрушения структурных связей. Характерные графики зависимости осадки штампа от давления приведены на рис. 3.1.

Результаты определения средних значений структурной прочности для образцов с разными интервалами предела прочности на одноосное сжатие приведены в табл. 3.3.

Из табл. 3.3 следует, что с повышением прочности на одноосное сжатие соотношение p_{str} / R_c уменьшается.

В водонасыщенном состоянии значения структурной прочности определены по результатам испытаний 16 образцов в шести сериях. Результаты испытаний приведены в табл. 3.4 для разных интервалов прочности породы на одноосное сжатие. График зависимости

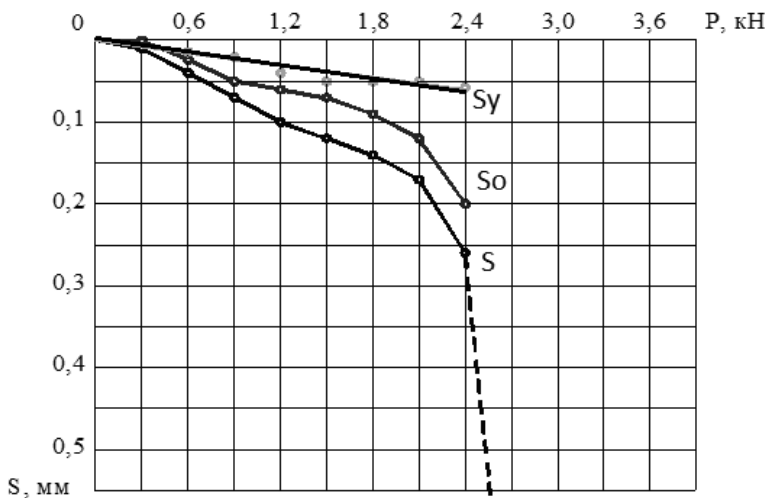


Рис. 3.1. Графики зависимости общих s , остаточных s_0 и упругих s_y деформаций от давления

Таблица 3.3

Значения структурной прочности в воздушно-сухом состоянии и ее зависимость от интервалов значений предела прочности образцов на одноосное сжатие

Количество серий	Количество испытаний	Интервал значений R_c МПа	Среднее значение, МПа		p_{str} / R_c
			p_{str}	R_c	
6	20	0,41–0,50	1,75	0,75	3,89
4	12	0,80–0,99	1,91	0,87	2,19
4	12	1,14–1,30	2,11	1,19	1,77
1	1	2,19	2,48	2,19	1,13

$p_{str, sat} = f(R_c)$ подлежит дальнейшему уточнению. Он построен по результатам испытаний образцов со средней прочностью на одноосное сжатие 0,43 и 0,91 МПа и на нем не зафиксировано изменения $p_{str, sat}$ при увеличении R_c .

Из табл. 3.4 следует, что с повышением прочности на одноосное сжатие соотношение $p_{str, sat} / R_c$ образцов в водонасыщенном состоянии снижается. Выполненными опытами изменение $p_{str, sat}$ в принятых интервалах предела прочности на одноосное сжатие 0,41–0,99 МПа не установлено.

**Значения структурной прочности в водонасыщенном состоянии
и их зависимость от интервалов значений предела прочности образцов
на одноосное сжатие**

Количество серий	Количество испытаний	Интервал значений R_c МПа	Среднее значение, МПа		$p_{str, sat} / R_c$
			$p_{str, sat}$	R_c	
3	9	0,41–0,44	1,01	0,42	2,4
3	7	0,83–0,99	1,01	0,92	1,1

3.1.3. Структурная прочность при сдвиге

Боковая поверхность скважин для буронабивных свай, пройденных в известняке-ракушечнике, получается шероховатой. При бетонировании цементное молоко проникает в поры, образуя вокруг ствола цементно-известковый слой, через который нагрузка передается на окружающую породу.

Схема контакта поверхности свай с окружающей породой представлена на рис. 3.2.

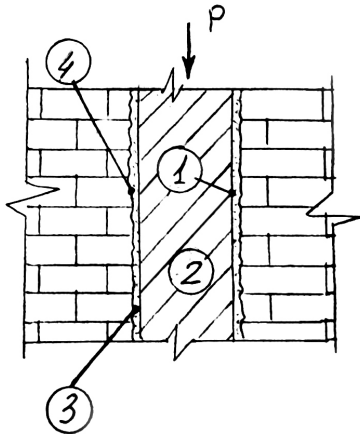


Рис. 3.2. Схема контакта буронабивной сваи с известняком-ракушечником: 1 — стенка буровой скважины; 2 — ствол буровой скважины; 3 — корка зацементированного известняка; 4 — внешняя граница корки, по которой происходит разрушение после сдвига

Нагрузка, превышающая прочность структурных связей при сдвиге \hat{t}_{str} , вызывает их разрушение, следствием чего является перемещение ствола сваи. Вдоль разрушенной поверхности сохраняются силы трения \hat{t} , значение которых ниже структурной прочности при сдвиге. Определение предельного значения структурной прочности при сдвиге вдоль боковой поверхности моделей свай проведено в монолитах, находящихся в воздушно-сухом состоянии и после водонасыщения.

В воздушно-сухом состоянии проведено 28 серий испытаний

моделей свай диаметром 21 мм с глубиной погружения в известняк 60–110 мм. Результаты испытаний приведены в табл. 3.5, а графики зависимости осадки от нагрузки, полученные в первой серии, показаны на рис. 3.3.

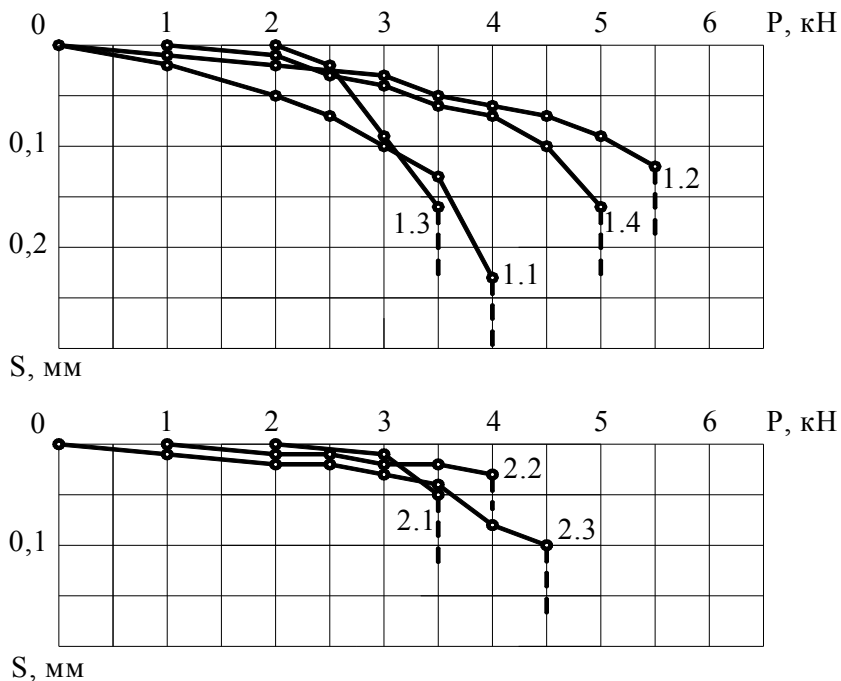


Рис. 3.3. Графики зависимости осадки моделей буронабивных свай от нагрузки по результатам испытаний в воздушно-сухом состоянии. Цифрами обозначены номер серии и опыта

В проведенных исследованиях «срыв» свай зафиксирован при перемещениях 0,1–0,25 мм. Площадь сдвига принята по поверхности разрушения породы. Ее границы зафиксированы на расстоянии, в среднем равном 2,5 мм, от стенки скважины, что соответствует глубине проникания цементного раствора в поры породы. Значения структурной прочности при сдвиге \hat{r}_{str} выше прочности на одноосное сжатие R_c , с повышением которого разница между ними снижается.

В водонасыщенном состоянии выполнено 6 серий испытаний, в процессе которых получены значения сопротивления сдвигу вдоль

Таблица 3.5

**Результаты определения сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности
моделей буронабивных свай**

Серия	Количество испытаний	Длина сваи, см	Средняя нагрузка, кН	Площадь сдвига, см ²	Среднее значение $f_{стр}$, МПа
1	4	9,0	4,50	73,5	0,61
2	3	9,0	4,00	73,5	0,55
3	3	8,3	4,00	67,7	0,59
4	5	7,6	7,28	62,0	1,17
5	5	9,0	4,20	73,5	0,57
6	5	9,0	7,32	73,5	1,00
7	5	9,0	2,36	73,5	0,32
8	5	9,0	6,80	73,5	0,93
9	5	9,0	3,90	73,5	0,53
10	4	9,0	6,12	73,5	0,83
11	4	9,0	7,30	73,5	0,99
12	4	9,0	10,25	73,5	1,39
13	4	9,0	3,85	73,5	0,52
14	4	9,0	3,88	73,5	0,53
15	4	9,0	5,15	73,5	0,70
16	4	8,0	4,88	65,3	0,75
17	4	8,0	4,53	65,3	0,69
18	4	8,5	8,18	69,4	1,18
19	4	9,0	5,75	73,5	0,78
20	4	9,0	7,38	73,5	1,00
21	2	9,0	3,25	73,5	0,44
22	2	9,0	4,25	73,5	0,58
23	2	9,0	7,75	73,5	1,05
24	2	9,0	7,50	73,5	1,02
25	2	9,0	8,00	73,5	1,09
26	2	9,0	5,75	73,5	0,78
27	2	9,0	8,75	73,5	1,19
28	6	6,0	4,16	49,0	0,85

боковой поверхности малогабаритных буронабивных свай длиной 9 и 2,1 см. По результатам испытаний построены графики зависимости осадки от нагрузки, некоторые из них представлены на рис. 3.4.

Средние значения этих исследований по сериям приведены в таблице 3.6.

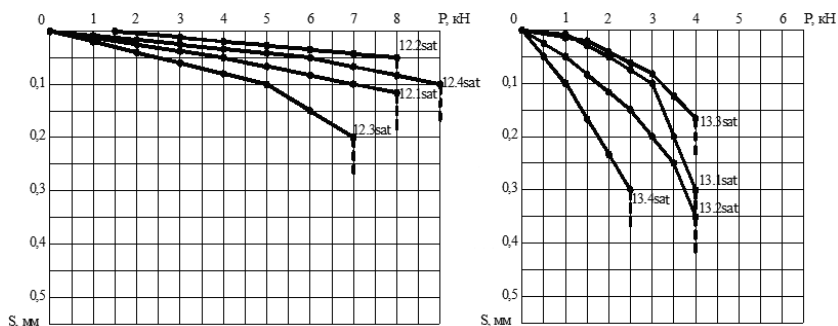


Рис. 3.4. Результаты испытаний на вертикальную нагрузку после водонасыщения (серии № 12, 13)

Таблица 3.6

Результаты определения сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности моделей буронабивных свай, испытанных после водонасыщения

Серия	Количество испытаний	Средняя нагрузка, кН	Площадь сдвига, см ²	R_c , МПа	Среднее значение $f'_{str,sat}$, МПа
10	4	7,37	73,50	0,95	1,00
11	4	7,10	73,50	0,99	0,97
12	4	8,00	73,50	0,83	1,09
13	4	3,55	73,50	0,44	0,48
14	4	2,85	73,50	0,42	0,39
15	4	4,02	73,50	0,41	0,55
Среднее				0,67	0,75

Примечание: Площадь сдвига принята равной поверхности разрушения породы при «срыве». Ее границы зафиксированы на расстоянии, равном в среднем 2,5 мм от стенки скважины по границе внедрения раствора в известняк.

В проведенных исследованиях при испытании после водонасыщения «срыв» свай зафиксирован при осадках 0,05–0,5 мм. Сравнение результатов испытаний образцов в воздушно–сухом состоянии и после водонасыщения свидетельствуют о незначительном снижении сопротивления сдвигу. Результаты полученных исследований приведены в таблице 3.7.

**Характеристика результатов определения сопротивления сдвигу
до и после водонасыщения**

Количество		Интервал значений R_c , МПа	Среднее значение, МПа			$\dot{r}_{str,sat}/\dot{r}_{str}$
серий	испытаний		R_c	\dot{r}_{str}	$\dot{r}_{str,sat}$	
3	12	$\leq 0,5$	0,42	0,58	0,47	0,81
3	12	$> 0,5-1,0$	0,92	1,07	1,02	0,95
6	24	0,44–0,99	0,67	0,83	0,75	0,90

3.2. ПОКАЗАТЕЛИ ПРОЧНОСТИ ПРИ НАГРУЗКАХ ВДОЛЬ СЛОИСТОСТИ

Буронабивные сваи, воспринимающие вертикальные нагрузки, располагаются перпендикулярно к дневной поверхности, т. е. поперек слоистости. При устройстве анкеров для крепления подпорных стенок, либо анкеровки специальных сооружений, сваи располагают горизонтально или под углом к слоистости. Для расчета таких конструкций необходимы показатели механических свойств в горизонтальном направлении. С этой целью проведены исследования по определению механических свойств известняка-ракушечника вдоль слоистости.

Некоторыми авторами установлено влияние анизотропии скального (полускального) массива на его прочность при изменении направления нагрузки [1; 2; 7; 24]. Определяющими параметрами таких сред являются:

- ориентация слоистости, обуславливающая анизотропию основания;
- характер контактных поверхностей и степень кристаллизации;
- сопротивление сдвигу по контактным поверхностям;
- характер и направление передаваемой на основание нагрузки.

С целью изучения влияния анизотропии «пильного» известняка-ракушечника, залегающего в грунтовой толще Одесского региона, на его прочностные характеристики были проведены исследования, в которых нагрузка передавалась вдоль слоистости образцов. В каждой серии определены предел прочности на одноосное сжатие, структурная прочность и сопротивление сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай.

3.2.1. Прочность на одноосное сжатие и структурная прочность

Результаты испытаний вдоль слоистости приведены в табл. 3.8.

Таблица 3.8

Значения прочности на одноосное сжатие и структурной прочности вдоль слоистости

№ серии	Значение характеристик, МПа		$p_{str} / R_{c,a}$
	Структурная прочность, $p_{str,a}$	Предельное сопротивление, $R_{c,a}$	
16	2,87	1,28	2,24
17	2,46	1,32	1,86
18	3,29	2,12	1,63
19	2,29	1,13	2,03
Среднее	2,73	1,46	1,87

Полученные результаты свидетельствуют о том, что структурная прочность вдоль слоистости практически в два раза выше предела прочности на одноосное сжатие, что объясняется методикой определения характеристик.

3.2.2. Структурная прочность при сдвиге вдоль боковой поверхности буронабивных свай

Эта характеристика определена по результатам пяти серий испытаний (20 опытов), результаты которых приведены в таблице 3.9 и на рис. 3.5. Цифрами обозначен номер серии и номер опыта, а индексом (*) — расположение свай вдоль слоистости.

За предельную величину принята предыдущая ступень нагрузки перед «срывом» сваи, следствием которого являлось разрушение породы вдоль боковой поверхности. В проведенных испытаниях «срыв» зафиксирован при перемещениях свай от 0,03 до 0,25.

Проведенные исследования показали разброс значений прочностных свойств. На повышение достоверности результатов испытаний оказывает влияние количество образцов в каждой серии и число серий. В каждой серии испытаний на одном монолите известняка наблюдаются колебания результатов иногда значительно отличающихся от среднего значения. На показатели прочностных характеристик известняка-ракушечника также оказывают влияние изменение влажности и направление вектора нагрузки.

Таблица 3.9

Результаты определения сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности моделей свай

№ серии	Длина свай, см	Средняя нагрузка, кН	Площадь сдвига, см ²	Среднее значение $f_{str,a}$, МПа	Среднее значение f_{str} , МПа	$f_{str,a} / f_{str}$	R_c , МПа	$f_{str,a} / R_c$
16	8,0	4,27	65,30	0,65	0,75	0,87	0,84	0,77
17	8,0	3,72	65,30	0,56	0,69	0,81	0,50	1,12
18	9,0	6,57	73,50	0,89	1,18	0,75	0,98	0,91
19	9,0	6,57	73,50	0,89	0,78	1,14	0,52	1,71
20	9,0	5,32	73,50	0,72	1,0	0,72	0,89	0,81

Примечание: Площадь сдвига определена с учетом зацементированного слоя известняка-ракушечника толщиной 2,5 мм, связанного с материалом свай и увеличивающего ее диаметр до 26 мм.

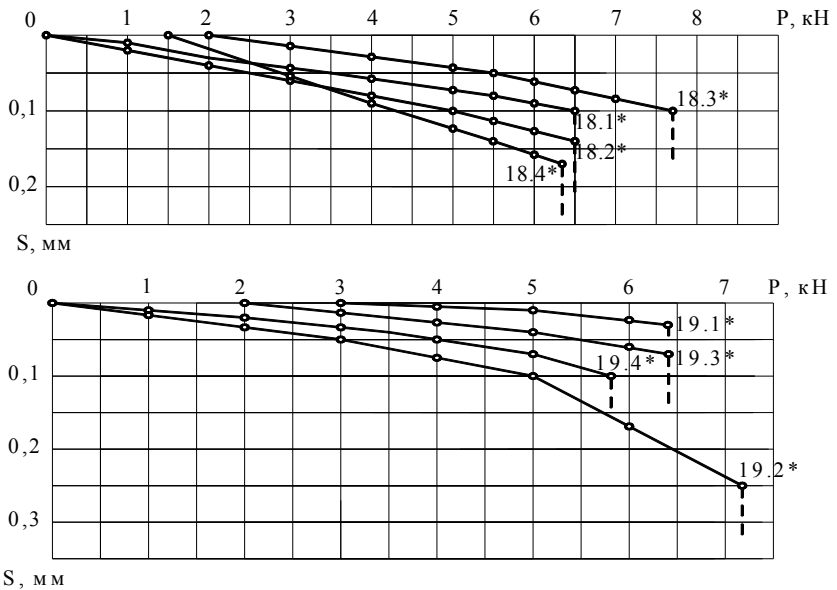


Рис. 3.5. Результаты испытания известняка-ракушечника вдоль слоистости моделями буронабивных свай (серии № 18 и № 19)

При испытаниях с вертикальным вектором нагрузки (поперек слоистости) установлено, что:

а) значение структурной прочности значительно превышает прочность на одноосное сжатие, при этом соотношение между этими показателями снижается с повышением прочности на одноосное сжатие;

б) наблюдается совпадение сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности с показателем прочности на одноосное сжатие;

в) при испытаниях после водонасыщения значение прочности на одноосное сжатие и сопротивление сдвигу снижаются.

Таблица 3.10

Сводная таблица средних значений основных результатов исследований

Кол-во серий	Интервал R_c , МПа	Средние значения параметров, МПа								
		R_c	$R_{c, sat}$	$R_{c, a}$	p_{str}	$p_{str, sat}$	$p_{str, a}$	f_{str}	$f_{str, sat}$	$f_{str, a}$
25	0,39–1,30	0,77	–	–	–	–	–	0,78	–	–
16	0,41–1,30	0,80	–	–	1,79	–	–	–	–	–
6	0,41–0,99	0,67	0,50	–	–	–	–	0,83	0,74	–
5	0,5–0,98	0,75	–	1,42	–	–	–	0,88	–	0,74
4	0,5–0,98	0,71	–	–	–	–	2,73	–	–	–
6	0,41–0,99	0,81	–	–	1,61	1,01	–	–	–	–

При направлении вектора нагрузки вдоль слоистости повышаются значения прочности на одноосное сжатие и структурной прочности, а значение сопротивления сдвигу снижается по сравнению с показателями при вертикальном векторе нагрузки.

РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА НАГРУЗКАМ, ПРИ ИСПЫТАНИИ БУРОНАБИВНЫМИ СВАЯМИ В ПОЛЕВЫХ УСЛОВИЯХ

Исследования напряженно-деформированного состояния натуральных буронабивных свай и их оснований совмещались с проведением контрольных испытаний технологических свай на реальных объектах. Испытания проведены с приложением нагрузок, превышающих расчетные значения.

4.1. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ГОРНЫХ ПОРОД БУРОНАБИВНЫМИ СВАЯМИ НА ПЛОЩАДКЕ № 2 ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК НА ПРИМОРСКОМ БУЛЬВАРЕ В Г. ОДЕССЕ

4.1.1. Модельными сваями в полевых условиях

Исследования проведены модельными сваями шириной 10 и длиной 100 см в слое известняка-ракушечника низкой прочности на площадке № 2 (серия № 29). Основанием этих свай служил промежуточный прослой от жерствы с глинистым заполнителем к «пильному» известняку-ракушечнику.

В лабораторных условиях определены значения предела прочности на одноосное сжатие этих пород. Результаты испытаний приведены в таблице 4.1. По данным испытаний в пределах длины модельных свай известняк-ракушечник характеризуется очень низкой прочностью. Подготовка основания и бетонирование свай выполнено таким образом, чтобы была исключена возможность опирания подошвы на забой скважин.

Нагрузку при испытании свай прикладывали ступенями до «срыва» — преодоления предельного сопротивления разрушению вдоль боковой поверхности ствола. Результаты исследований приведены на графиках зависимостей осадки от нагрузки, представленных на рис. 4.1 и в табл. 4.2.

Таблица 4.1

**Результаты определения предела прочности на одноосное сжатие образцов
естественной влажности, отобранных на площадке № 2**

Значения R_c по результатам испытаний 6 образцов, МПа						Среднее. МПа
1	2	3	4	5	6	
0,30	0,32	0,23	0,20	0,25	0,21	0,25

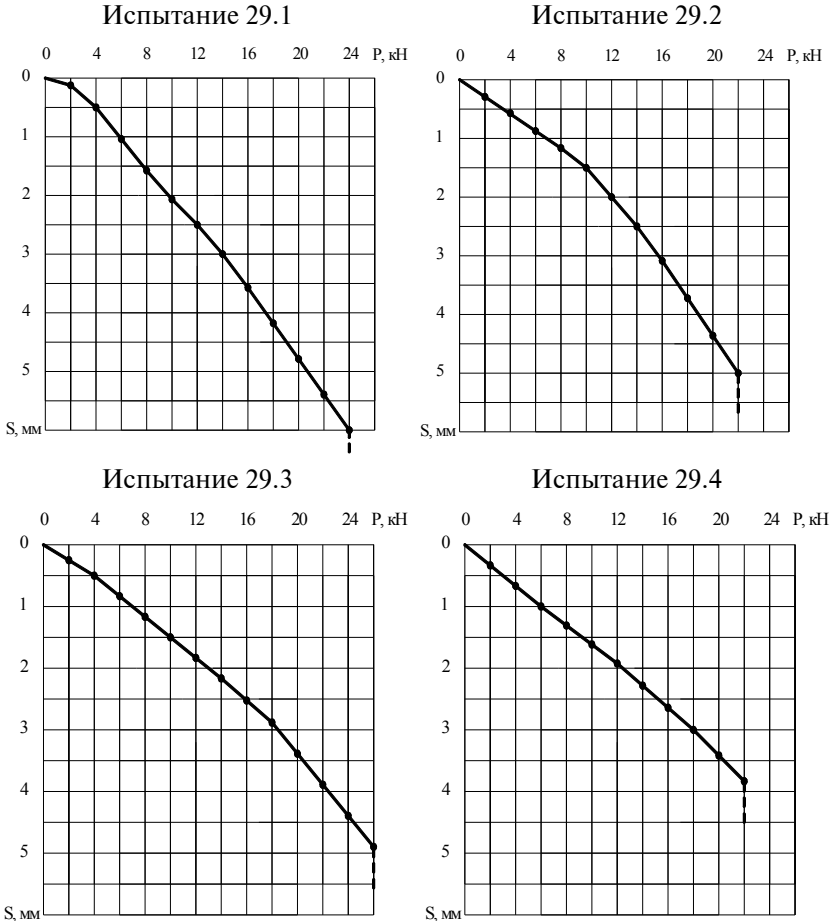


Рис. 4.1. Результаты испытаний модельных бурунабивных свай вертикальной, вдавливающей нагрузкой (серия 29) на площадке № 2

По результатам испытаний модельных свай в полевых условиях отношение сопротивления сдвигу к прочности на одноосное сжатие имеет значение, близкое к единице, что совпадает с данными лабораторных исследований.

Таблица 4.2

Значение сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности модельных буронабивных свай по результатам полевых исследований

Серия	Номера испытаний	Параметры свай			Среднее значение $f_{ср}$, МПа
		l , см	d , см	$A_{б.п.}$, см ²	
29	29.1	50	5,5	863	0,209
	29.2	50	5,5	863	0,255
	29.3	50	5,5	863	0,302
	29.4	50	5,5	863	0,255
Среднее					0,255

4.1.2. Технологическими сваями вертикальной вдавливающей нагрузкой

Исследования выполнены при испытании известняка-ракушечника вертикальными сваями из состава элементов усиления подпорной стенки на Приморском бульваре. При достижении полуторной нагрузки от расчетной «срыв» свай не был достигнут. Инженерно-геологические условия опытных площадок и результаты испытаний приведены на рис. 4.2.

Общая длина испытанных технологических свай, изготовленных из бетона класса В15, равна 10,0 м. Диаметр поперечного сечения — 0,4 м. Глубина заделки в известняк-ракушечник, после разработки части склона для устройства нижнего яруса подпорной стенки, составила 6,5 м. Согласно проекту верхняя часть свай замоноличивается в подпорную стенку. При вертикальной нагрузке 900 кН перемещения голов свай составили 1,5–2,7 мм. Дальнейшее увеличение нагрузки не выполнялось во избежание «срыва» и повреждения арматурных стержней анкерных свай.

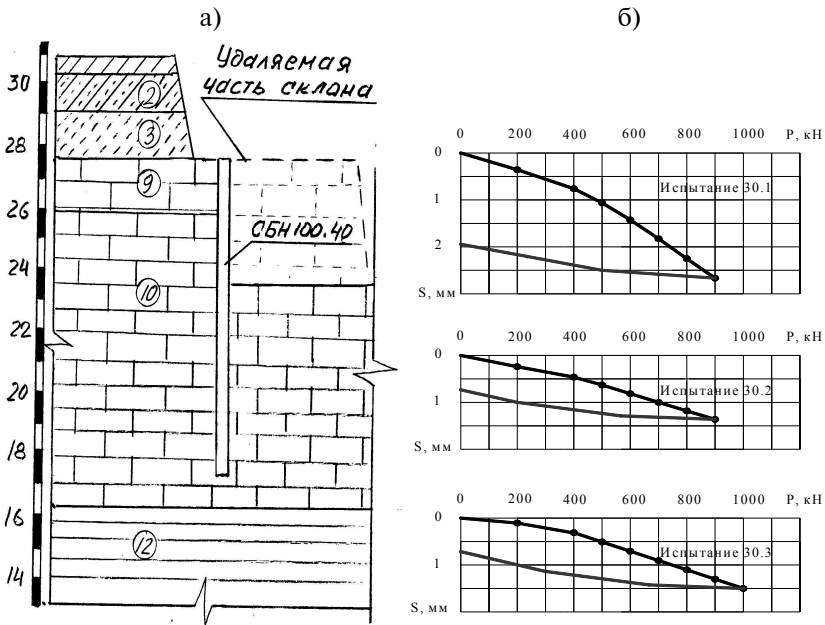


Рис. 4.2. Результаты испытаний известняка-ракушечника технологическими буронабивными сваями вдавливающей нагрузкой при реконструкции подпорных стенок на Приморском бульваре в г. Одессе: а — инженерно-геологическое строение участка; б — графики осадки от нагрузки при испытаниях сваи № 30.1, № 30.2 и № 30.3

4.1.3. Сваями-анкерами при действии наклонной выдергивающей нагрузки

Исследования выполнены при испытании наклонных свай-анкеров СБН80.15, входящих в состав элементов усиления верхнего яруса подпорной стенки. На графиках рис. 4.3 представлены результаты испытаний четырех анкеров № 31.1, № 31.2, № 31.3 и № 31.4.

График изменения сил трения по боковой поверхности на разных фрагментах длины сваи-анкера № 3, а также основные параметры его напряженно-деформированного состояния приведены на рис. 4.4 и в табл. 4.3.

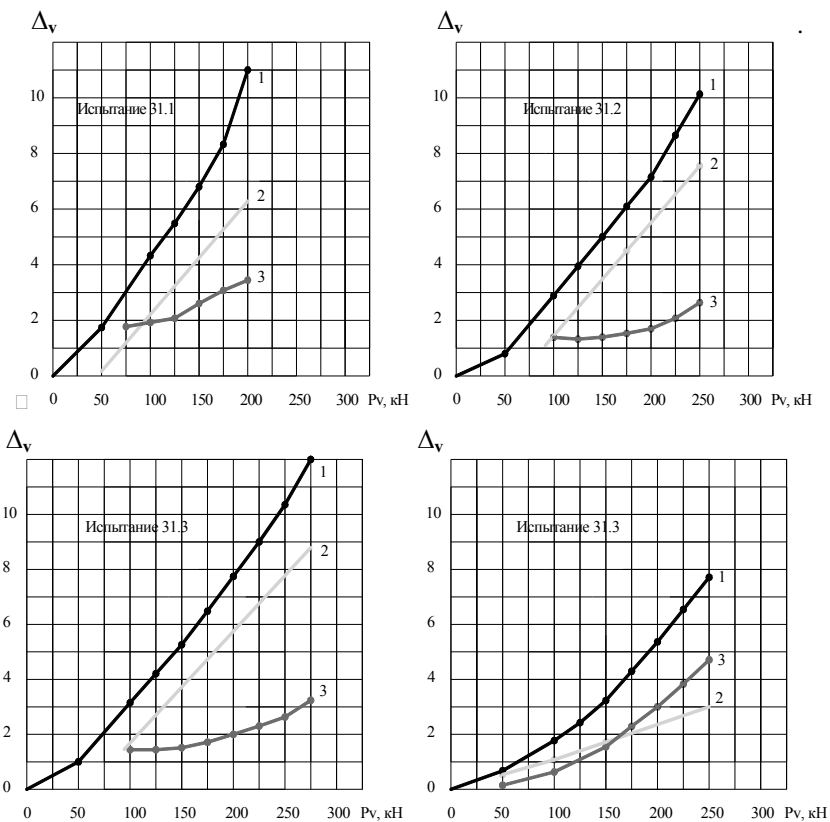


Рис. 4.3. Результаты испытаний известняка-ракушечника буронабивными сваями-анкерами выдергивающей нагрузкой при реконструкции верхнего яруса подпорных стенок на Приморском бульваре в г. Одессе: 1 — график зависимости выхода сваи из грунта от нагрузки; 2, 3 — графики упругих и остаточных деформаций

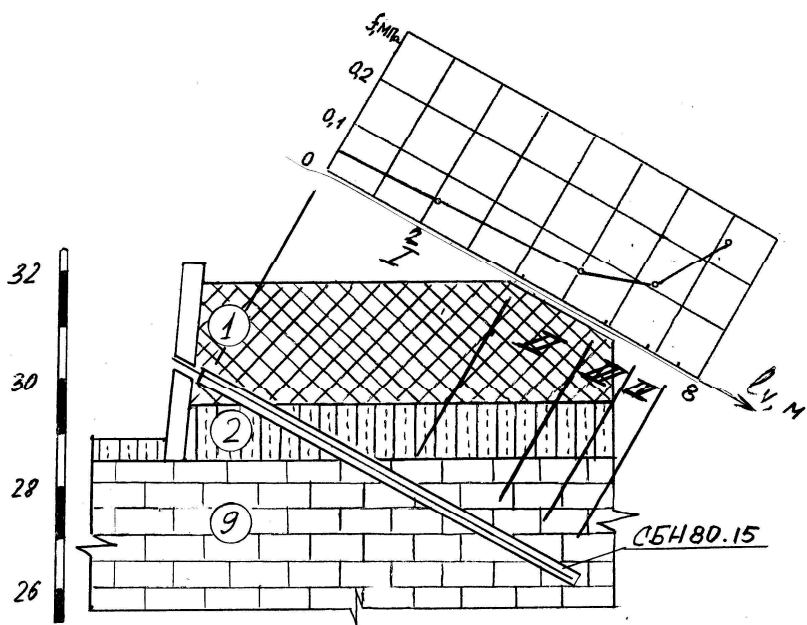


Рис. 4.4. График изменения сил трения по боковой поверхности на разных фрагментах длины сваи-анкера

Таблица 4.3

Параметры НДС сваи-анкера № 3 и грунтов основания

P_v , кН	$s_{v,y}$, см	l_v , см	$\varepsilon_s \cdot 10^{-4}$	ΔP_v , кН	Δl_v , м	ΔA_p , м ²	Δf_{str} , МПа	h_1 , м	Участки
100	0,18	409	4,28	100	4,09	1,93	0,052	2,04	I
150	0,38	585	6,41	50	1,76	0,82	0,026	4,97	II
200	0,57	673	8,54	50	0,88	0,41	0,121	6,29	III
275	0,86	730	11,75	75	0,57	0,26	0,279	7,01	IV

где P_v — нагрузка, приложенная к свае; $s_{v,y}$, l_v и ε_s — упругая составляющая, длина и относительная деформация растянутого участка арматуры сваи; ΔP_v — приращение нагрузки на каждой очередной ее ступени; Δl_v , ΔA_p и Δf_{str} — приращение фрагмента длины, площади боковой поверхности и значения сил трения по боковой поверхности для каждой ступени нагрузки; h_1 — расстояние до середины каждого фрагмента длины сваи.

4.2. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТОВ БУРОНАБИВНЫМИ СВАЯМИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КОТТЕДЖЕЙ В РАЙОНЕ 15 СТАНЦИИ Б. ФОНТАНА

Исследования выполнены при контрольном испытании технологических свай из состава свайных фундаментов коттеджей в районе 15 станции Б. Фонтана. Инженерно-геологические условия площадки и результаты испытаний приведены на рис. 4.5.

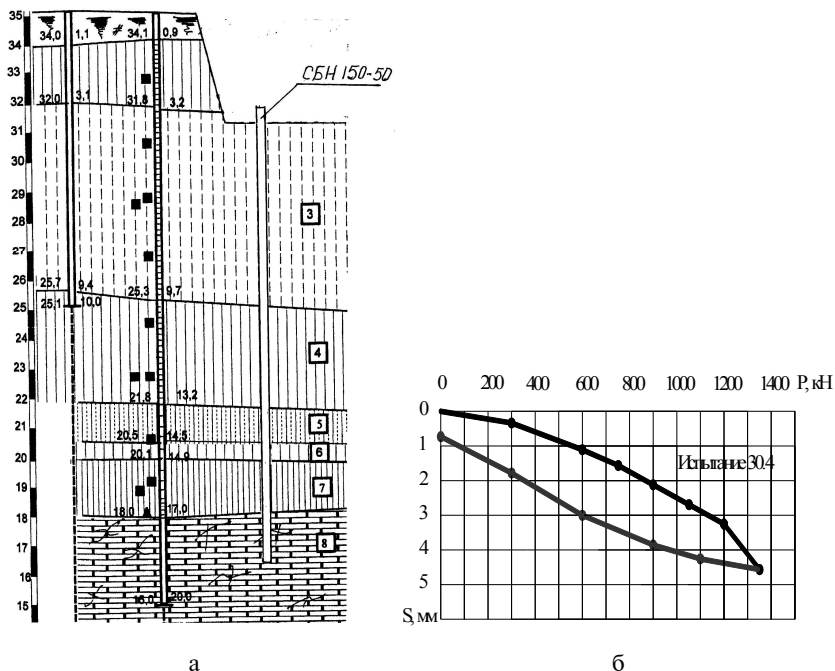


Рис. 4.5. Результаты контрольного испытания технологической буронабивной сваи вдавливающей нагрузкой при строительстве коттеджного городка на 15 станции Б. Фонтана в г. Одессе: а — инженерно-геологическое строение участка; б — график зависимости осадки от нагрузки

4.3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ИЗВЕСТНЯКА- РАКУШЕЧНИКА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ ПО УЛ. ГЕНУЭЗСКОЙ, 1

Испытания известняка по ул. Генуэзской, 1 выполнены в котловане, разработанном до кровли. Глубина котлована составила около 8 метров. Ниже подошвы фундаментной плиты залегают следующие ИГЭ: 8; 9 — известняк перекристаллизованный с глинистым заполнителем; 10 — известняк-ракушечник пыльный, желтый, трещиноватый; 11 — известняк слоистый, белый, водонасыщенный; 12 — глина зеленовато-серая, твердая.

Геологический разрез участка застройки представлен на рис. 4.6.

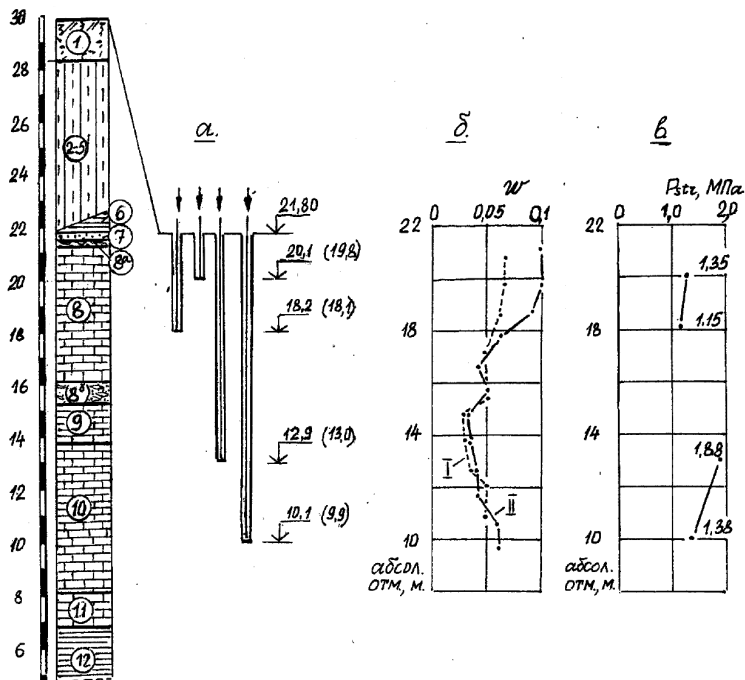


Рис. 4.6. Схема испытаний: а) геологическая колонка со шкалой абсолютных отметок. Высотная схема установки штампов. На схеме указаны абсолютные отметки их подошвы на участках I и II (в скобках); б) графики влажности по глубине. Римскими цифрами указан номер участка; в) график средних значений структурной прочности

В основании проектируемых корпусов выработки в толще известняка не обнаружены. Исследования проведены с целью изучения строительных свойств понтических известняков по глубине опытными штампами в условиях их природного залегания и после кратковременного замачивания. Опытные работы выполнены на двух участках, расположенных в торцах противоположных сторон фундаментной плиты. В первой серии исследований на первом участке выполнено четыре испытания на породах природной влажности и два испытания повторно, после замачивания нижней части основания через скважину. На втором участке — выполнены две серии исследований.

Во второй серии давления регламентировались величиной осадки, его значение не должно было превышать структурной прочности, при которой начинается процесс разрушения структурных связей, сопровождающийся уплотнением породы. За критерий структурной прочности принята величина нагрузки, при которой осадка не превышала 1 мм.

Третья серия испытаний проведена после кратковременного замачивания основания. Вода подавалась через проем в верхней части стойки и выливалась через отверстия в трубе, расположенные на 0,2 м выше ее подошвы. Объем проведенных исследований, и расход воды приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4

Объем и цели исследований

№ участка	Серия	Индекс опытов	Определение характеристик	Замачивание	
				суток	м ³
I	1	1.1...1.4	p_{str} и E	—	—
	1з	1.1з; 1.2з	p_{str} и E после замачивания	1,0	0,35
II	2	2.1...2.4	p_{str}	—	—
	3	3.1...3.3 3.4	p_{str} и E после замачивания	3,0 3,0	1,0 0,45

Нагрузка на штампы-стойки создавалась домкратами ДГ-100. Опорная балка крепилась к двум анкерным сваям. Схема измерительно-силовой установки приведена на рис. 4.7, а фотоснимки опытных установок на рис. 4.8.

Каждая ступень нагрузки выдерживалась до условной стабилизации. Характерной особенностью процесса развития деформаций в породах с жесткими кристаллическими связями являлся кратко-

временный период стабилизации, что позволило сократить длительность проведения экспериментов.

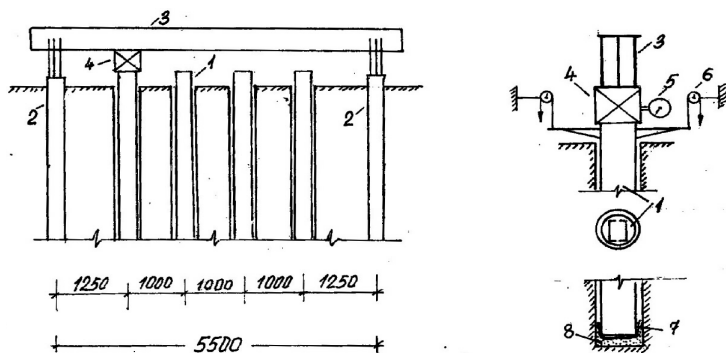


Рис. 4.7. Схема испытательного комплекса: 1 — стойка-штамп; 2 — анкерные сваи; 3 — опорная балка; 4 — домкрат; 5 — манометр; 6 — прогибомеры; 7 — полиэтиленовая пленка; 8 — цементный раствор

Измерения перемещений штампов-стоек производились в их верхней части. Поэтому при обработке результатов измерений вычиталась расчетная величина их упругого сжатия. Упругие деформации основания практически отсутствовали. Их величина составляла менее одного процента от общей величины осадки.

Основные результаты исследований представлены на рис. 4.9 и в таблице 4.5.

Таблица 4.5

Показатели прочностных и деформативных свойств известняков

№ ИГЕ	Абсол. отметки	Р _{ср.} , МПа	Е, МПа в интервале давлений р, МПа		
			1,5...2,0	2,0...2,5	2,5...3,0
7	20	1,15	5...2	—	—
	18	1,35	12...5	—	—
8	13	1,88	—	32...14	14...4
	10	1,38	30...25/14...9	25...21/9...5	—

Результаты исследований применены при проектировании фундаментов. Под два объекта высотой 23–25 этажей приняты фундаментные плиты на естественном основании с давлением по подошве 0,45 МПа. Общий вид возведенных зданий приведен на рис. 4.10.

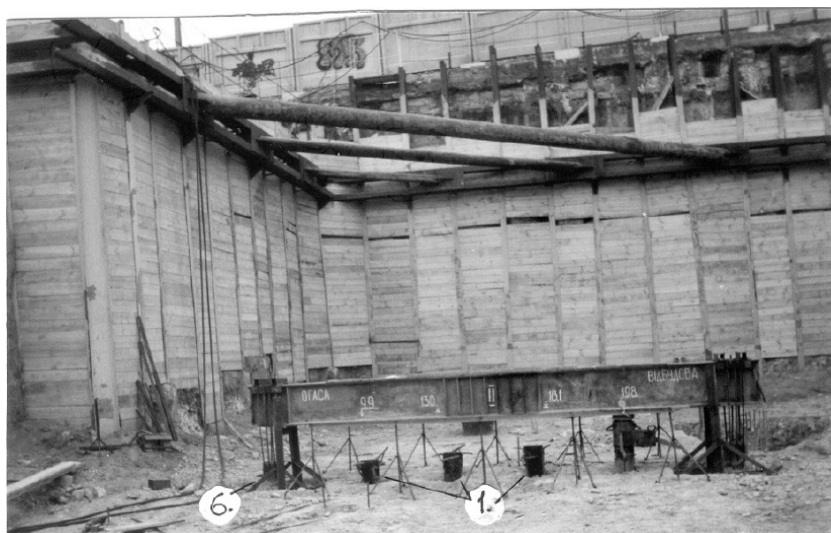


Рис. 4.8. Общий вид испытательного комплекса: 1 — штампы-стойки; 2 — домкрат ДГ-100; 3 — опорная балка; 4 — реперная система; 5 — прогибомер 6 ПАО; 6 — анкерная свая

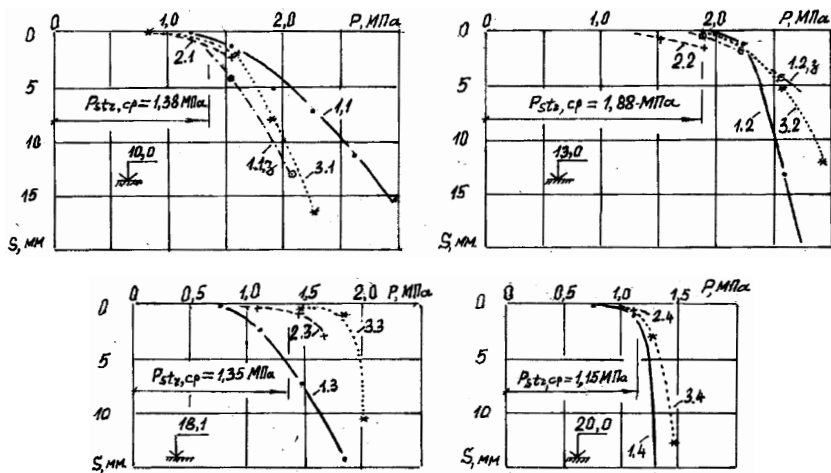


Рис. 4.9. Основные результаты выполненных исследований



Рис. 4.10. Высотные здания по ул. Генуэзской, 1 в г. Одессе

4.4. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА ПРИ УСИЛЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ ОДЕССКОГО НАЦИОНАЛЬНОГО ТЕАТРА ОПЕРЫ И БАЛЕТА

На каждой из двух площадок, примыкающих к зданию оперного театра, проведено по два испытания штампами в скважинах, схема расположения и геологическое строение которых приведены на рис. 4.11. Площадки расположены с перепадом высот около 4 метров. В этом районе лессовая толща подстилается понтическими известняками, ниже которых залегают меотические глины, мощностью около 40 м.

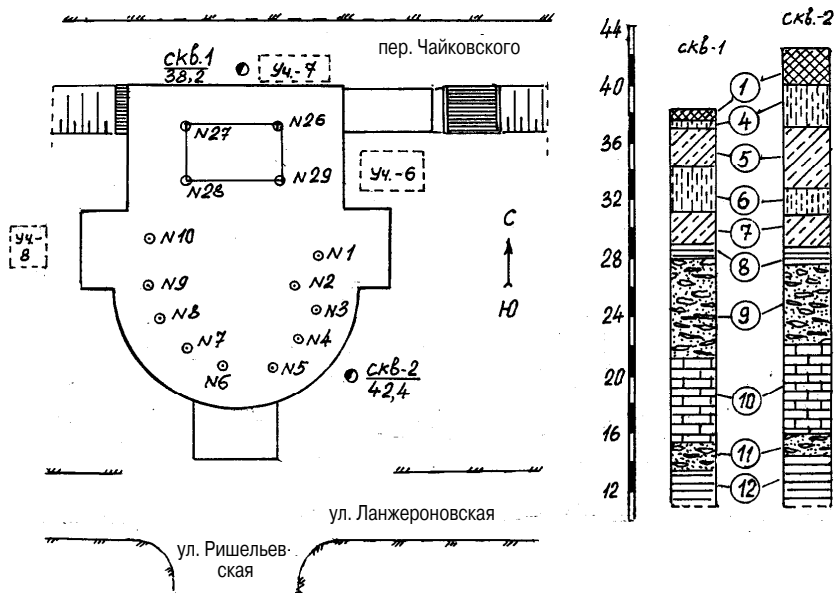


Рис. 4.11. Схема здания театра оперы и балета, геологические колонки и расположение опытных площадок

Геологическое строение представлено следующими инженерно-геологическими элементами (ИГЭ):

1 — насыпной слой; 4; 6 — супесь лессовая (лесс); 5; 7 — суглинок лессовый; 8 — глина красно-бурая; 9; 11 — известняк перекристаллизованный с прослойками глины; 10 — известняк-ракушечник «пильный»; 12 — глина меотическая, серо-зеленая.

Показатели физико-механических свойств грунтов приведены в табл. 4.6.

Полевые исследования грунтов буроинъекционными сваями проведены на участках 6 и 7, примыкающих к театру (рис. 4.11). Показатели прочностных и деформативных свойств понтических известняков, используемых в качестве несущего слоя, определены испытаниями грунтов опытными штампами, а трение по боковой поверхности — фрагментами буроинъекционных свай в пределах отдельных участков грунтовой толщи [17, 28]. Опытные штампы устанавливались в скважинах диаметром 250 мм.

Таблица 4.6

Показатели физико–механических свойств грунтов

№ ИГЭ	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	w_L —	w_P —	φ , град	c , кПа	E/E_{sat} , МПа	$p_{str, sat}$, МПа	ε_{sl} —
4	2,68	1,40	0,26	0,19	19	20	8 / 3	0,09	0,07
5	2,68	1,46	0,28	0,19	20	21	9 / 4,5	0,19	0,018
6	2,69	1,45	0,26	0,19	20	20	8 / 4	0,15	0,026
7	2,68	1,58	0,35	0,22	21	28	10 / 8	—	—
8	2,70	1,61	0,43	0,24	23	60	16 / —	—	—
Отклонения	$\pm 0,03$	$\pm 0,1$	$\pm 0,1$	$\pm 0,1$	± 2	± 3	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	$\pm 0,1$

Примечания: E/E_{sat} — значения модуля деформации для грунтов природной влажности и в водонасыщенном состоянии; $p_{str, sat} = p_{sl}$; ε_{sl} при $p = 0,3$ МПа.

В процессе подготовки экспериментов отработаны методы зачистки забоя скважины и его сопряжения с нижним торцом стойки-штампа. Стойка-штамп изготовлена из трубы диаметром 210 мм. К ее нижнему торцу приварено дно. Для повышения жесткости стойки внутри трубы смонтированы два швеллера, соединенные в коробчатое сечение прерывистым швом (рис. 4.12, б).

Стойка опускалась в скважину, в собранном виде (рис. 4.12, а). Ее нижний торец погружался в пластичный цементный раствор, уложенный на дно скважины емкостью с открывающимся дном. Обжатие раствора обеспечило сопряжение подошвы стойки с забоем скважины. Бетонный цилиндр ниже подошвы стойки после твердения раствора являлся пятой штампа. Нижняя часть стойки защищалась полиэтиленовой пленкой от контакта с раствором для сохранения возможности ее извлечения после окончания эксперимента. Фиксация верхней части стойки выполнена анкерной опорой с одной

степенью свободы, позволившей исключить ее колебания в горизонтальной плоскости. Нагрузка создавалась укладкой чугунных гирь на грузовую платформу (рис. 4.12, а и 4.13, б; в).

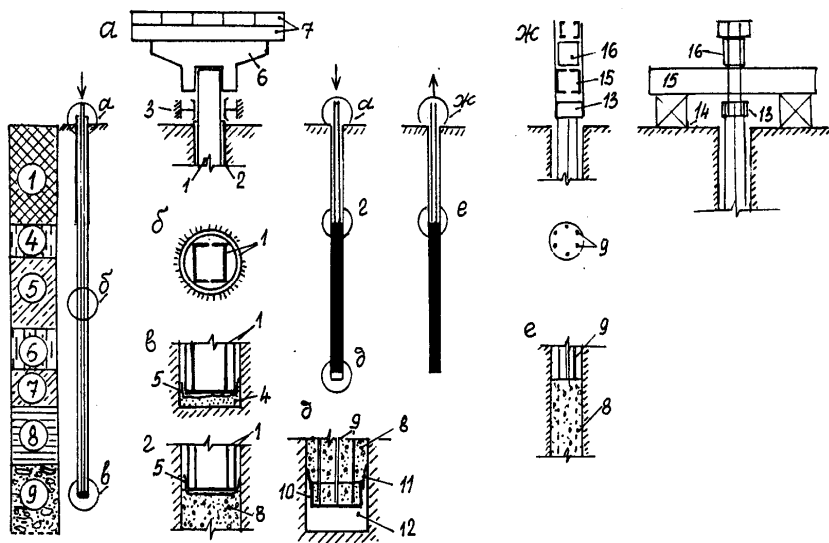


Рис. 4.12. Элементы методики исследований: 1 — стойка-штамп; 2 — обсадная труба; 3 — анкерная опора; 4 — цементный раствор; 5 — полиэтиленовая пленка; 6 — грузовая платформа; 7 — груз — чугунные гири весом 20 кН; 8 — бетон фрагмента сваи; 9 — арматурный каркас; 10 — стальной стакан — подошва сваи; 11 — манжет; 12 — полость под подошвой сваи; 13 — обечайка для крепления стержней арматурного каркаса; 14 — опоры под балку для домкрата; 15 — опорная балка; 16 — домкрат

Постоянство и длительность приложения нагрузки обеспечивались укладкой груза — чугунных гирь весом 20 кН — на грузовую платформу, установленную на верхний торец стойки (см. рис. 4.12 и 4.13).

Трение по боковой поверхности и сопротивление по подошве определены испытаниями грунтов буроинъекционными сваями и их фрагментами. Сваи изготавливались в скважинах диаметром 250 и 200 мм. На участках с мощным слоем насыпных грунтов верхняя часть скважин укреплялась обсадными трубами. Зачистка забоя выполнялась «заборником» — цилиндром с боковыми прорезями для очистки и ножами в нижнем торце. Качество зачистки контролировалось



Рис. 4.13. Исследования на участке 7: а) процесс установки стойки-штампа в скважину; б) общий вид загруженных штампов; в) нагрузка на фрагмент сваи

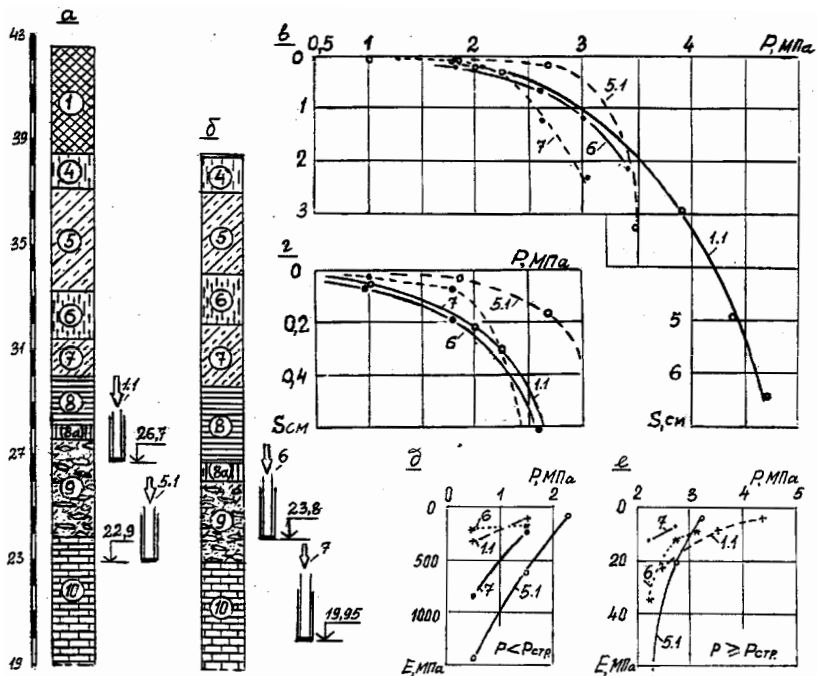


Рис. 4.14. Определение показателей прочностных и деформативных свойств понтических известняков штампами: а; б — литологическое строение участков 6 и 7; в; г — графики зависимости осадки штампов от давления по подошве; д; е — графики зависимости модуля деформации от давления

специальным измерителем толщины шлама и фотографированием забоя скважины.

Фрагменты свай изготовлены с опиранием и без опирания их подошвы на забой скважины. Устройство полости ниже подошвы сваи выполнялось с помощью клапана. С этой целью к нижнему торцу арматурного каркаса приваривался стальной стакан из отрезка трубы высотой 200 мм. По его внешнему периметру устроен манжет, края которого, под массой бетона, плотно примыкали к стенкам скважины, препятствуя его прониканию ниже подошвы сваи. Высота зазора составляла 150–200 мм (рис. 4.12, д). При наличии зазора ниже подошвы фрагмента сваи трение по боковой поверхности определялось вертикальной вдавливающей нагрузкой. При его отсутствии — вертикальной выдергивающей нагрузкой (рис. 4.12, ж).

В процессе развития деформаций наблюдались закономерности, присущие дисперсным породам. До давления, соответствующего структурной прочности, зависимость осадки от давления близка к линейной и характеризует упругие свойства породы. С повышением нагрузки зависимость приобретает нелинейный характер и в дальнейшем, с ее ростом, наблюдается значительное нарастание осадок. Развитие необратимых деформаций сопровождается уплотнением в результате разрушения жестких структурных связей. Их нарастание происходит неравномерно и сопровождается микроскачками. Скорость осадки, при постоянном давлении, периодически возрастает и снижается. Основные результаты исследований приведены на рис. 4.13.

В опыте 1.1, после стабилизации осадки от последней ступени нагрузки, проведено замачивание основания. Вода подавалась через полость стойки, нижняя часть которой на высоте 0,1 м от подошвы штампа снабжена отверстиями. Замачивание длилось 5 суток. Расход воды составил 0,34 м³, или 70 дм³ на 1 дм² площади штампа. Величина осадки за период замачивания увеличилась на 0,13 см.

Показатели строительных свойств пород в пределах ИГЭ-9, выполненных на двух участках, имеют близкую сходимость, а в пределах ИГЭ-10 — отличаются вследствие повышенной влажности известняка на участке 7. Лессовая толща выше ИГЭ-8 подвергалась длительному замачиванию в результате утечек из теплотрассы, проходящей вдоль внешней стены, по пер. Чайковского. В известняк вода проникла через 6 разведочных скважин, пройденных при изысканиях в предыдущие годы и расположенных между стеной театра и теплотрассой.

Значения модуля деформации зависят от интервала давлений. При давлениях, меньших структурной прочности, показатели модуля деформации высокие, характеризуют упругую стадию деформирования. Давления, превышающие структурную прочность, вызывают необратимые деформации. Показатели модуля деформации, отражающие процессы деформирования, значительно снижаются. Основные результаты исследований приведены на рис. 4.14, *д*, *е* и в табл. 4.7.

Таблица 4.7

Модуль деформации ИГЭ-9 и 10 понтических известняков

Интервал давлений, МПа	Модуль деформации E, МПа, в опытах №			
	1.1	6	5.1 w = 0,08	7 w = 0,12
0,0...1,0	308	216	1440	865
1,0...2,0	104	173	617	216
2,0...2,5	34,6	37,5	79,3	11,8
2,5...3,0	15,7	12,4	20,2	7,2
3,0...3,5	9,8	7,7	3,2	—
3,5...4,0	7,2	—	—	—
4,0...4,75	3,2	—	—	—
$p_{str, sat}$, МПа	2,3	2,1	2,7	1,95

5.1. АНИЗОТРОПИЯ

Пильный известняк-ракушечник является органогенной породой, обладающей анизотропными свойствами. Его толща состоит из ракушек — скелетных остатков моллюсков, расположенных горизонтально и цементированных на их контактах прочными кристаллизационными связями. Прочность на раздавливание зависит от направления усилия. Значение предельной нагрузки, приложенной вертикально к плоскости их накопления (поперек слоистости), меньше, чем в горизонтальном направлении (вдоль слоистости). Этим можно объяснить разные значения показателей деформативных и прочностных свойств в вертикальном и горизонтальном направлениях.

В нормативной литературе за критерий оценки анизотропных свойств скальных и полускальных пород принят коэффициент анизотропии k_a , значение которого определяют отношением показателя предела прочности на одноосное сжатие в горизонтальном направлении $R_{с,а}$ к его значению при вертикальном векторе приложения нагрузки R_c . Следует отметить, что подобное соотношение между другими показателями механических характеристик известняка-ракушечника (структурной прочности, сопротивление срезу) существенно отличаются от коэффициента анизотропии по значениям предела прочности на одноосное сжатие, поэтому в расчетах, где используется структурная прочность и сопротивление срезу, в том числе вдоль боковой поверхности буронабивных свай, нужно использовать соответствующие коэффициенты анизотропии.

5.1.1. Коэффициент анизотропии при определении предела прочности на одноосное сжатие

При определении предела прочности на одноосное сжатие для образцов, отобранных из одного монолита, наблюдались значительные отклонения между минимальными и максимальными значениями этого показателя. По результатам пяти серий испытаний средневзве-

шенные значения отношений между максимальными и минимальными значениями составили: при испытаниях поперек слоистости 2,12, а вдоль — 1,65. В таблице 5.1 приведены основные результаты лабораторных исследований. По соотношению значений $R_{c,a}$ вдоль слоистости к R_c поперек слоистости определены значения коэффициента анизотропии $k_{a,Rc}$.

Таблица 5.1

Соотношения показателей предела прочности на одноосное сжатие известняка-ракушечника вдоль и поперек слоистости

Серия	№ опытов	Значение показателей, МПа				$k_{a,Rc}$
		Поперек слоистости, R_c		Вдоль слоистости, $R_{c,a}$		
		Ед.	Ср.	Ед.	Ср.	
16	16.1	1,02	0,84	1,08	1,28	1,52
	16.2	0,82		1,45		
	16.3	1,02		1,33		
	16.4	0,51		1,27		
17	17.1	0,31	0,50	2,00	1,32	2,64
	17.2	0,73		1,33		
	17.3	0,39		1,02		
	17.4	0,57		0,92		
18	18.1	1,12	0,98	1,73	2,12	2,16
	18.2	0,87		2,04		
	18.3	0,59		2,35		
	18.4	1,33		2,35		
19	19.1	0,51	0,52	1,33	1,13	2,17
	19.2	0,51		0,71		
	19.3	0,51		1,35		
	19.4	0,55		1,12		
20	20.1	0,73	0,89	0,96	1,27	1,43
	20.2	1,45		1,31		
	20.3	0,88		1,43		
	20.4	0,49		1,39		
Среднее по 5 сериям			0,75		1,42	1,89

Таким образом, по результатам проведенных исследований, предел прочности на одноосное сжатие поперек слоистости меньше, чем вдоль слоистости. При этом коэффициент анизотропии составил 1,89.

5.1.2. Коэффициент анизотропии при определении структурной прочности

Структурная прочность и предел прочности на одноосное сжатие являются показателями сопротивления разрушению структурных связей. Однако предел прочности на одноосное сжатие не отражает фактического значения сопротивления разрушению и последующего уплотнения в массиве.

От давлений, передаваемых фундаментом на основание, в грунтовой толще под его площадью возникают напряжения на участках поверхности частиц скелета в точках их контактов. Векторы напряжений направлены хаотично. От суммы их проекций на вертикальную ось «Z» возникают напряжения, вызывающие уплотнения σ_z . От суммы их проекций на ось «X» или «Y» возникает напряжение, вызывающее боковые давления σ_y или σ_x . При возникновении горизонтального давления при раздавливании кубика отсутствует сопротивление вдоль его боковых граней, что снижает значение R_c при разрушении.

Определение p_{str} в лабораторных условиях проведено в приборе, в котором условный цилиндр породы ниже подошвы круглого штампа находится внутри образца. Боковое давление по поверхности этого цилиндра уравнивается структурной прочностью испытываемой породы, препятствуя разрушению его в стороны до достижения бокового давления, равного p_{str} в горизонтальном направлении.

В табл. 5.2 приведены результаты определения p_{str} поперек и вдоль слоистости на образцах одной партии без соблюдения их синхронизации, поэтому коэффициент анизотропии определен по средним значениям, полученным в испытаниях.

Таблица 5.2

Результаты определения p_{str} поперек и вдоль слоистости в известняках-ракушечниках в воздушно-сухом состоянии

Серия	Количество испытаний	Значение показателей p_{str} , МПа		k_a , p_{str}
		Поперек слоистости	Вдоль слоистости	
6	1	2,48		
7	3	1,72		
8	2	1,62		
9	4	0,95		
16	4		2,87	
17	4		2,46	

Серия	Количество испытаний	Значение показателей $p_{стр}$, МПа		k_a , $p_{стр}$
		Поперек слоистости	Вдоль слоистости	
18	4		3,29	
19	4		2,29	
21	3	1,93		
22	4	2,20		
23	4	3,01		
24	4	2,65		
25	3	3,16		
26	4	1,95		
27	4	2,10		
Среднее	52	2,16	2,73	1,26

Таким образом, по результатам проведенных исследований, структурная прочность поперек слоистости меньше, чем вдоль слоистости. При этом коэффициент анизотропии составил 1,26.

5.1.3. Коэффициент анизотропии при определении сопротивления сдвигу по боковой поверхности буронабивных свай

Известняк-ракушечник обладает высокой пористостью (до 60 %). Значительное количество пор большого размера. Стенки скважин буронабивных свай обладают высокой ноздреватостью. Цементное молоко при бетонировании сваи проникает в крупные пустоты пор, образуя шероховатую поверхность сопряжения между стволом сваи и окружающей породой. Сопротивление сдвигу определяется не трением, а прочностью известняка, находящегося за пределами поверхности ствола сваи, пропитанного затвердевшим цементным раствором. Следовательно, разрушение при «срыве» происходит по известняку.

На рис. 4 ц. в. показаны фотоснимки разрушения известняка-ракушечника вдоль ствола моделей свай после их «срыва». В скважинах, пройденных поперек слоистости, ноздреватость стенок выше, чем в скважинах вдоль слоистости. Предельное значение сопротивления сдвигу определено по результатам сорока испытаний известняка модельными сваями в поперечном и продольном направлениях по отношению к слоистости. Результаты исследований приведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Соотношение показателей сопротивления сдвигу известняка-ракушечника по боковой поверхности буронабивных свай вдоль и поперек слоистости

Серия	№ опытов	Значение показателей, МПа				$k_{a,f}$
		Поперек слоистости, f_c		Вдоль слоистости, $f_{c,a}$		
		Ед.	Ср.	Ед.	Ср.	
16	16.1	0,76	0,93	0,76	0,81	0,87
	16.2	0,76		0,65		
	16.3	1,08		0,87		
	16.4	1,11		0,97		
17	17.1	0,75	0,86	0,78	0,71	0,82
	17.2	0,97		0,65		
	17.3	0,86		0,76		
	17.4	0,86		0,65		
18	18.1	1,30	1,46	1,08	1,11	0,76
	18.2	1,73		1,08		
	18.3	1,30		1,30		
	18.4	1,51		0,97		
19	19.1	0,86	0,97	1,08	1,11	1,14
	19.2	0,86		1,30		
	19.3	1,08		1,08		
	19.4	1,08		0,97		
20	20.1	1,08	1,24	0,66	0,90	0,73
	20.2	1,08		0,87		
	20.3	1,51		0,97		
	20.4	1,30		1,08		
Среднее по 5 сериям			1,09		0,93	0,86

Таким образом, по результатам проведенных исследований, сопротивление сдвигу поперек слоистости больше, чем вдоль слоистости. При этом коэффициент анизотропии составил 0,86.

5.2. РАЗМЯГЧАЕМОСТЬ

Водонасыщение оказывает влияние на снижение показателей прочностных свойств грунтов. Оно оценивается коэффициентом размягчаемости, определяемым отношением пределов прочности в водонасыщенном и воздушно-сухом состояниях. Согласно ГОСТ горные породы по этому показателю делятся на размягчаемые и не

размягчаемые. К не размягчаемым относятся породы со значением $k_{\text{sof}} \geq 0,75$, а к размягчаемым — $k_{\text{sof}} < 0,75$.

Значения коэффициента размягчаемости, полученные по соотношению предела прочности на одноосное сжатие, отличаются от значений при определении структурной прочности и сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай. Испытания по определению коэффициентов размягчаемости по значению структурной прочности и сопротивления сдвигу выполнены при приложении вертикальной нагрузки поперек слоистости. Водонасыщение опытных образцов выполнялось в течение 15 суток.

5.2.1. Коэффициент размягчаемости по результатам испытаний на одноосное сжатие

Средневзвешенные значения коэффициента размягчаемости получены по результатам определения предела прочности образцов в воздушно-сухом состоянии R_c и после водонасыщения $R_{c,\text{sat}}$ по 23 испытаниям в каждом состоянии. Результаты испытаний приведены в табл. 5.4. Значение коэффициентов размягчаемости в проведенных исследованиях колебались от 0,58 до 1,02. Таким образом, «пильный» известняк-ракушечник по результатам испытаний на одноосное сжатие можно отнести как к размягчаемым, так и не размягчаемым. Среднее значение этого показателя по 23 опытам равно 0,75.

Таблица 5.4

Соотношение показателей предела прочности одноосному сжатию в воздушно-сухом и водонасыщенном состоянии

Серия	№ опытов	Значение показателей, МПа				
		В сухом состоянии, R_c		В водонасыщенном состоянии, $R_{c,\text{sat}}$		k_{sof, R_c}
		Ед.	Ср.	Ед.	Ср.	
10	10.1	1,01	0,95	0,71	0,76	0,80
	10.2	0,92		0,92		
	10.3	0,96		0,55		
	10.4	0,92		0,86		
11	11.1	1,06	0,97	0,61	0,65	0,67
	11.2	0,94		0,51		
	11.3	1,06		0,51		
	11.4	0,82		0,98		

Серия	№ опытов	Значение показателей, МПа				
		В сухом состоянии, R_c		В водонасыщенном состоянии, $R_{c, sat}$		$k_{sof, Rc}$
		Ед.	Ср.	Ед.	Ср.	
12	12.1	0,64	0,83	0,51	0,48	0,58
	12.2	1,12		0,45		
	12.3	0,73		0,47		
13	13.1	0,44	0,44	0,41	0,44	1,00
	13.2	0,41		0,43		
	13.3	0,45		0,45		
	13.4	0,45		0,45		
14	14.1	0,29	0,42	0,25	0,25	0,60
	14.2	0,43		0,25		
	14.3	0,51		0,25		
	14.4	0,47		0,26		
15	15.1	0,51	0,41	0,51	0,42	1,02
	15.2	0,45		0,41		
	15.3	0,39		0,37		
	15.4	0,31		0,41		
Среднее по 6 сериям			0,67		0,50	0,75

5.2.2. Коэффициент размягчаемости при определении структурной прочности

Значения структурной прочности определены в приборе, изготовленном для этой цели [23]. Ниже приведены результаты 32 испытаний по 16 для каждого состояния по влажности. Основные результаты приведены в таблице 5.5.

Таким образом, «пильный» известняк-ракушечник по результатам 32 испытаний по определению структурной прочности можно отнести к размягчаемым, так как среднее значение этого показателя равно 0,63. Полученные результаты свидетельствуют о незначительных отклонениях коэффициента размягчаемости для разных образцов от средневзвешенного.

Таблица 5.5

**Соотношение показателей структурной прочности известняка-ракушечника
в водонасыщенном и воздушно-сухом состоянии**

Серия	№ опытов	Предельные значения показателей p_{str} , МПа				
		В воздушно-сухом состоянии		После водонасыщения		$k_{s, Pstr}$
		Ед.	Ср.	Ед.	Ср.	
10	10.1	0,97	0,98	0,92	0,92	0,94
	10.2	1,00		0,93		
11	11.1	2,27	1,66	1,13	0,95	0,57
	11.2	1,95		0,77		
	11.3	0,75		0,94		
12	12.1	2,27	2,27	1,17	1,17	0,51
	12.2	2,27		1,17		
13	13.1	1,01	1,02	0,88	0,89	0,87
	13.2	1,02		0,88		
	13.3	1,02		0,91		
14	14.1	1,97	1,95	1,13	1,13	0,58
	14.2	1,94		1,15		
	14.3	1,94		1,11		
15	15.1	1,76	1,81	1,05	1,02	0,56
	15.2	1,84		1,01		
	15.3	1,84		1,00		
Среднее по 6 сериям			1,61		1,01	0,63

5.2.3. Коэффициент размягчаемости по результатам определения сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай

Сдвиг вдоль боковой поверхности буронабивных свай, изготовленных в «пильном» известняке-ракушечнике, происходит не по поверхности ствола, а на расстоянии от него, равном проникновению цементного молока в породу. В проведенных испытаниях моделей свай это расстояние изменялось от 2 до 3 мм, в среднем — 2,5 мм. Сдвиг определяли разрушением известняка в результате перемещения ствола после «срыва».

Водонасыщение монолитов с подготовленными моделями свай проводилось после достижения бетоном проектной прочности. Всего выполнено 48 испытаний, по 24 в каждом состоянии по влажности. Основные результаты исследований приведены в таблице 5.6.

Таблица 5.6

**Соотношение показателей сопротивления сдвигу известняка-ракушечника
вдоль боковой поверхности буронабивных свай после водонасыщения
и при воздушно-сухом состоянии**

Серия	№ опытов	Значение показателей, МПа.				
		В сухом состоянии, f_c		В водонасыщенном состоянии, $f_{c, sat}$		$k_{sof, f}$
		Ед.	Ср.	Ед.	Ср.	
10	10.1	1,18	1,03	1,01	1,24	1,20
	10.2	0,84		1,35		
	10.3	1,18		1,35		
	10.4	0,93		1,26		
11	11.1	1,18	1,23	0,82	1,19	0,97
	11.2	1,18		1,26		
	11.3	1,38		1,60		
	11.4	1,18		1,09		
12	12.1	1,85	1,72	1,35	1,35	0,78
	12.2	1,68		1,35		
	12.3	1,68		1,18		
	12.4	1,68		1,51		
13	13.1	0,43	0,65	0,65	0,59	0,91
	13.2	0,76		0,65		
	13.3	0,76		0,65		
	13.4	0,65		0,43		
14	14.1	0,65	0,65	0,54	0,49	0,75
	14.2	0,75		0,54		
	14.3	0,54		0,43		
	14.4	0,65		0,43		
15	15.1	0,87	0,87	0,76	0,68	0,78
	15.2	0,86		0,76		
	15.3	0,86		0,65		
	15.4	0,87		0,54		
Среднее по 6 сериям			1,02		0,92	0,90

Установлено что, «пильный» известняк-ракушечник по результатам 48 испытаний по определению сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай можно отнести к не размягчаемому, так как среднее значение этого показателя равно 0,90. Следовательно, на значение коэффициента размягчаемости оказывают влияние условия деформирования породы под воздействием внешней нагрузки, что отображено в табл. 5.7.

Значения коэффициентов размягчаемости от условий деформирования известняка-ракушечника

Показатели механических свойств	Предельное значение показателей, МПа при испытаниях		Коэффициент размягчаемости $k_{\text{соф}}$
	В воздушно-сухом состоянии	После водонасыщения	
R_c	0,67	0,5	0,75
$P_{\text{стр}}$	1,61	1,01	0,63
f_c	1,02	0,92	0,90

5.2.4. Трансформирование сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай при действии возрастающей нагрузки

От возрастающей нагрузки вдоль боковой поверхности ствола сваи возникают два вида сопротивления: сопротивление разрушению структурных связей, которое после «срыва» трансформируется в сопротивление трению. Сопротивление разрушению происходит при напряжениях, превышающих структурную прочность при сдвиге $f_{\text{стр}}$, которая является предельным значением прочности при сдвиге. Сопротивление трению f возникает по поверхности, образовавшейся после «срыва».

Определение показателей этих характеристик выполнено в лабораторных условиях моделями буронабивных свай нормально к слоистости при воздушно-сухом состоянии монолитов. Всего выполнено 40 испытаний для определения показателей структурной прочности при сдвиге и сопротивления трению по разрушенной поверхности, результаты которых приведены в табл. 5.8.

По данным лабораторных испытаний «срыв» происходит при перемещении ствола сваи равном в среднем 0,3 мм. При загрузении натуральных свай упругое сжатие ствола достигает 1,5–2,0 мм. Принимая за критерий сдвига перемещение, равное 0,3 мм, в первом приближении можно полагать развитие частичного разрушения породы вокруг ствола на глубину, где его упругое сжатие превышает 0,3 мм. Этот критерий для натуральных свай требует дополнительного подтверждения специальными исследованиями. Средневзвешенное значение коэффициентов снижения сопротивления сдвигу вдоль ствола по результатам проведенных исследований составляет 0,65.

Таблица 5.8

Соотношение показателей предельного сопротивления сдвигу известняка-ракушечника вдоль боковой поверхности буронабивных свай до и после разрушения структурных связей

№ серии	№ испытательный	Сопротивление сдвигу до «срыва» f_{str} , МПа		Сопротивление сдвигу после «срыва» f , МПа		Коэффициент снижения γ_{cf}
		Ед.	Ср.	Ед.	Ср.	
21	21.1	0,59	0,50	0,34	0,29	0,58
	21.2	0,42		0,25		
22	22.1	0,59	0,71	0,25	0,42	0,59
	22.2	0,84		0,59		
23	23.1	1,09	1,09	0,71	0,69	0,63
	23.2	1,09		0,67		
24	24.1	1,26	1,26	0,84	0,75	0,60
	24.2	1,26		0,67		
25	25.1	1,35	1,35	0,67	0,71	0,53
	25.2	1,35		0,76		
26	26.1	1,18	0,97	0,84	0,68	0,70
	26.2	0,76		0,51		
27	27.1	1,26	1,39	0,93	1,06	0,76
	27.2	1,52		1,18		
28	28.1.1	1,52	1,14	1,26	0,88	0,77
	28.1.2	0,76		0,50		
	28.2.1	1,14	1,26	0,88	0,95	0,75
	28.2.2	1,39		1,01		
	28.3.1	1,14	1,01	0,50	0,63	0,62
	28.3.2	0,88		0,76		
Среднее			1,07		0,71	0,65

**ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ
В ПРАКТИКУ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
И ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ПРИМЕНЕНИЯ
БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И АНКЕРОВ**

Выполненные комплексные исследования позволили установить значения механических характеристик известняка-ракушечника Одесского региона, соотношение между ними, а также разработать рекомендации по определению несущей способности буронабивных свай при действии вертикальной вдавливающей и выдергивающей нагрузок. Результаты исследований внедрены в практику проектирования и строительства.

**6.1. ОЦЕНКА ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ПИЛЬНОГО
ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ
ФУНДАМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

К геотехническим свойствам следует отнести две группы характеристик сопротивления известняка от фундаментных конструкций: прочностные и деформативные. К прочностным относятся предельные значения показателей сопротивления, при которых сохраняется их природная структура. Это предел прочности на одноосное сжатие поперек $R_c (R_{c,sat})$ и вдоль слоистости $R_{c,a} (R_{c,a,sat})$, как в воздушно-сухом, так и в водонасыщенном состоянии; структурная прочность при сжатии поперек $p_{str} (p_{str,sat})$ и вдоль слоистости $p_{str,a} (p_{str,a,sat})$, как в воздушно-сухом, так и водонасыщенном состоянии. Структурная прочность при срезе поперек $f_{str} (f_{str,sat})$ и вдоль слоистости $f_{str,a} (f_{str,a,sat})$, как в воздушно-сухом, так и водонасыщенном состоянии.

Показатели предельных значений прочностных характеристик с достаточной точностью для расчетной практики коррелируются между собой.

На рис. 6.1 представлены корреляционные зависимости показателей прочностных свойств известняка-ракушечника от предела прочности на одноосное сжатие образцов в воздушно-сухом состоянии

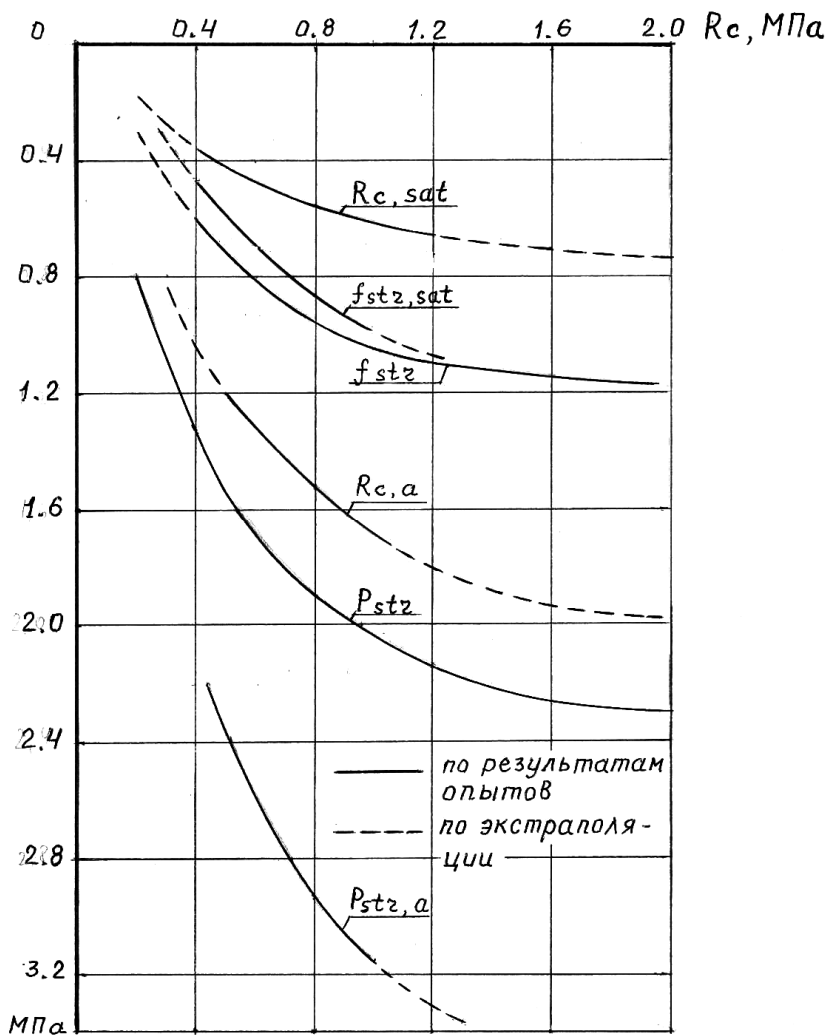


Рис. 6.1. Корреляционные зависимости предельных значений параметров прочностных свойств пористого известняка-ракушечника от предельной прочности на одноосное сжатие. Штриховая часть графиков определена экстраполяцией

по результатам лабораторных определений. Графики дают возможность при одной известной характеристике, при необходимости, определить все остальные.

Достаточная достоверность графиков проверена результатами натурных исследований, выполненных на участке строительства многоэтажных зданий по ул. Генуэзской, 1 в г. Одессе.

Установленные там значения структурной прочности на абсолютных отметках 13,0 и 10,0 м составили 1,88 и 1,38 МПа. По графику на рис. 6.1 этим значениям соответствует величина структурной прочности при срезе 0,94 и 0,48 МПа соответственно. По результатам контрольных испытаний буронабивных свай в интервале отметок 18,0...12,0 м среднее значение предельной прочности при срезе получено 0,91 МПа, что соответствует структурной прочности при сжатии 1,84 МПа. Результаты определений приведены в табл. 6.1

Таблица 6.1

Сравнение характеристик прочности пильного известняка-ракушечника, определенных по результатам натурных исследований и графикам на рис. 6.1

Характеристика	Вид испытаний	Отметка, м		Опытные данные, МПа		Определенные по рис. 6.1, МПа	
		От дна котлована	Абсол.	p_{str}	f_{str}	p_{str}	f_{str}
p_{str}	Штампом, $A=0,03 \text{ м}^2$	8,8	13,0	1,88	—	—	0,94
		11,8	10,0	1,38	—	—	0,48
f_{str}	Натурными сваями	9,85–10,91	11,05–10,90	—	0,91	1,84	—

6.2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ, ЧАСТИЧНО ЛИБО ПОЛНОСТЬЮ ЗАГЛУБЛЕННЫХ В СЛОЙ ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА

6.2.1. Определение несущей способности свай на вертикальную вдавливающую нагрузку

В сваях, воспринимающих вертикальную вдавливающую нагрузку, усилия, передаваемые боковой поверхностью, направлены поперек слоистости. Ствол буронабивной сваи может быть частично или полностью заглублен в слой «пильного» известняка-ракушечника.

В основу расчета на вертикальную вдавливающую нагрузку положена формула Н.3.1 [18]. В эту формулу введены характеристики, определяющие особенности работы буронабивных свай в известняк-ракушечнике.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_{c,i} h_i), \quad (6.1)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай; в случае опирания свай на пылевато-глинистые грунты со степенью влажности $S_r < 0,9$ и на лессовые грунты $\gamma_c = 0,8$, в остальных случаях $\gamma_c = 1,0$;

γ_{cR} — коэффициент условий работы грунта под нижним концом свай; $\gamma_{cR} = 1$;

R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, при опирании на известняк-ракушечник равное его структурной прочности p_{str} и принимаемое по графику рис. 6.1, в остальных случаях — по таблице Н.2.1 [18], кПа;

A — площадь опирания свай, m^2 ;

u — периметр поперечного сечения ствола свай, м;

γ_{cf} — коэффициент условий работы грунта вдоль боковой поверхности свай в пределах известняка-ракушечника, принимаемый $\gamma_{cf} = 0,65$, в остальных случаях — по табл. Н.3.1 [18];

$f_{c,i}$ — предельное сопротивление сдвигу i -го слоя грунта вдоль боковой поверхности ствола свай в пределах известняка-ракушечника $f_{c,i} = f_{str}$ и принимается по графику рис. 6.1, в остальных случаях $f_{c,i} = f_i$ — расчетному сопротивлению;

i -го слоя грунта на боковой поверхности свай, кПа, принимаемому по табл. Н.2.2 [18];

h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м.

6.2.2. Определение несущей способности свай на выдергивающую нагрузку

На вертикальные, наклонные и горизонтальные выдергивающие нагрузки рассчитываются анкерные сваи. Несущую способность анкерных свай определяют силы сдвига вдоль ее боковой поверхности. Если свая расположена наклонно либо параллельно слоистости, ее несущую способность необходимо определять с учетом анизотропных свойств известняка-ракушечника.

В основу расчета на выдергивающую нагрузку положена формула Н.2.3 [18] для определения несущей способности буронабивных свай

в песчаных и глинистых грунтах, в которую введены коэффициенты, учитывающие особенности работы буронабивных свай в известняке-ракушечнике и его анизотропные свойства.

$$F_{du} = \gamma_c k_{af} u \sum \gamma_{cf} f_{c,i} h_i, \quad (6.2)$$

где γ_c — коэффициент условий работы сваи, принимаемый в соответствии с требованиями табл. Н.4.1 [18];

k_{af} — коэффициент анизотропии, используемый в пределах известняка-ракушечника и принимаемый $k_{af} = 1$ при нормальном расположении сваи к слоистости и $k_{af} = 0,86$ при касательном; при промежуточном угле наклона k_{af} определяется по интерполяции;

u — периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

γ_{cf} — коэффициент условий работы грунта вдоль боковой поверхности сваи в пределах известняка-ракушечника $\gamma_{cf} = 0,6$, в остальных случаях γ_{cf} принимается по табл. Н.2.3 [18];

$f_{c,i}$ — то же, что в формуле 6.1.

6.3. ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ В ПРАКТИКУ СТРОИТЕЛЬСТВА

Результаты выполненных исследований применены при проектировании и возведении новых и усилении существующих фундаментов на семи объектах в г. Одессе путем определения несущей способности буронабивных свай и анкеров по предлагаемым формулам, в том числе с экспериментальным обоснованием принятых решений статическими испытаниями в полевых условиях. В разделе приведены материалы по двум характерным сооружениям, на которых были внедрены различные проектные решения, используемые и на других объектах.

6.3.1. Усиление подпорных стенок склона Приморского бульвара в г. Одессе

Приморский бульвар — это огромная смотровая площадка, с которой открывается величественная панорама Одесского залива. Бульвар был запроектирован в 1822 году архитектором Шалу и инженером-полковником Потье. В течение трех лет были спланированы и утрамбованы площадки. В 1824 году на тротуарах бульвара появились

трещины. Выполненный после этого огромный комплекс инженерных работ по устройству многоярусных подпорных стенок обезопасил Приморский бульвар от разрушения.

Проведенными в 2006 г. обследованиями установлено, что существующая подпорная стенка верхнего яруса находится в аварийном состоянии. Зафиксированы многочисленные повреждения каменной кладки и проявление признаков потери устойчивости. Эти обстоятельства послужили основанием для разработки проекта усиления существующей подпорной стенки верхнего яруса, а также реконструкции подпорных стен второго яруса, расположенного ниже. Принципиальная схема усиления представлена на рис. 6.2.

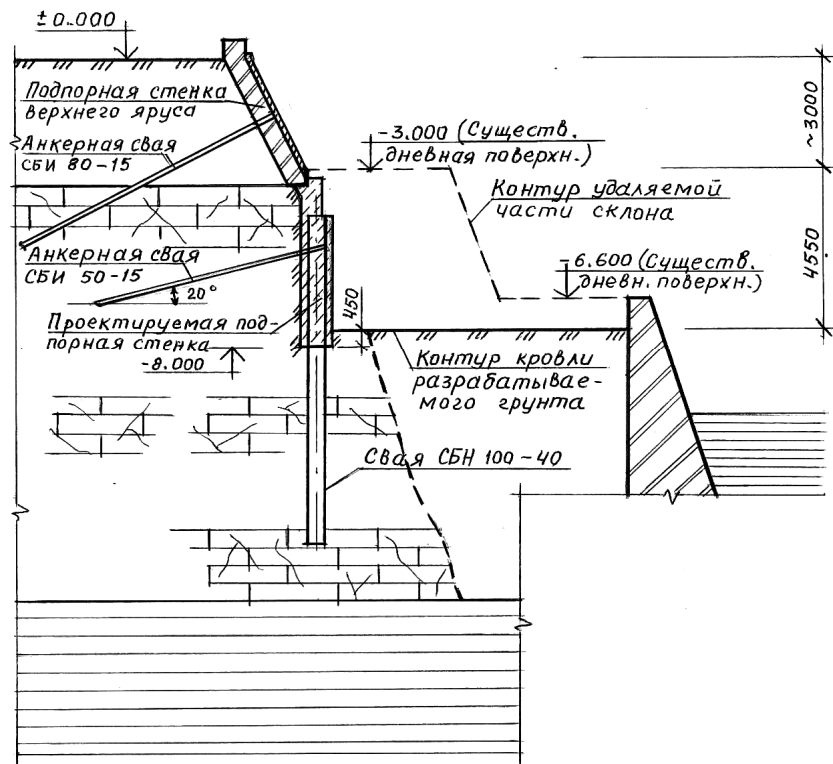


Рис. 6.2. Схема усиления подпорных стенок верхнего и нижнего ярусов на Приморском бульваре в г. Одессе

Проектом усиления подпорной стенки верхнего яруса предусмотрено устройство по ее внешней поверхности железобетонной «рубашки» с вертикальными ребрами жесткости. Устойчивость стенки обеспечивается применением наклонных свай-анкеров [16].

Анкеры выполнены в виде буронабивных свай, которые пронизывают кладку стенки, проходят насыпные грунты со слоем лессовидных суглинков и заглубляются в известняк-ракушечник на 3,0 м. Расчетная нагрузка на сваю-анкер шириной 150 мм и длиной 8 м, армированную центральным стержнем А-500С шириной 28 мм, принята равной 125 кН.

С целью экспериментального обоснования принятых проектных решений на площадке реконструкции были выполнены статические испытания четырех свай-анкеров, результаты которых приведены в п. 4.1.3. По результатам исследований уточнена рабочая длина анкера в пределах известняка-ракушечника, которая, с возможными перегрузками, не превысила его фактические размеры. Экономический эффект от внедрения результатов исследований составил 15 тыс. гривен. Общий вид реконструируемой подпорной стенки верхнего и нижнего ярусов, а также отдельные фрагменты выполнения работ приведены на рис. 5–7 ц. в.

6.3.2. Усиление фундаментов здания Гимназии № 1 в г. Одессе

Здание расположено в центральной части города, в зоне поквартальной застройки, на пересечении Александровского проспекта и улицы Жуковского. Оно представляет собой четырехэтажное строение сложной конфигурации с двумя небольшими подвалами, расположенными в правом крыле. До 1933 г. на этом месте находился храм во имя Покрова Пресвятой Богородицы. Современный корпус частично возведен на сохранившихся фундаментах храма, а частично — на просадочных лессовых грунтах.

В период строительства (30–40-е годы) и до начала 80-х годов XX столетия просадочные грунты основания имели твердую консолидацию. В результате подтопления территории произошла просадка основания, вызвавшая деформации надземных конструкций. Общая картина усугубилась тем, что часть здания опиралась на более мощные фундаменты храма, а новые — выполненные из известняка-ракушечника, имеют разную глубину заложения.

В 2008 г. здание было выведено из эксплуатации и начаты работы по его реконструкции. Усиление фундаментов выполнено путем устройства

вертикальных буронабивных свай диаметром 300 и длиной 13,0–16,5 м, которые соединялись с существующими фундаментами продольными, монолитными, железобетонными ростверками и наклонными сваями-анкерами диаметром 150 мм (см. рис. 6.3). Фрагмент выполнения работ компанией «Акваспецстрой» показан на рис. 8 ц. в.

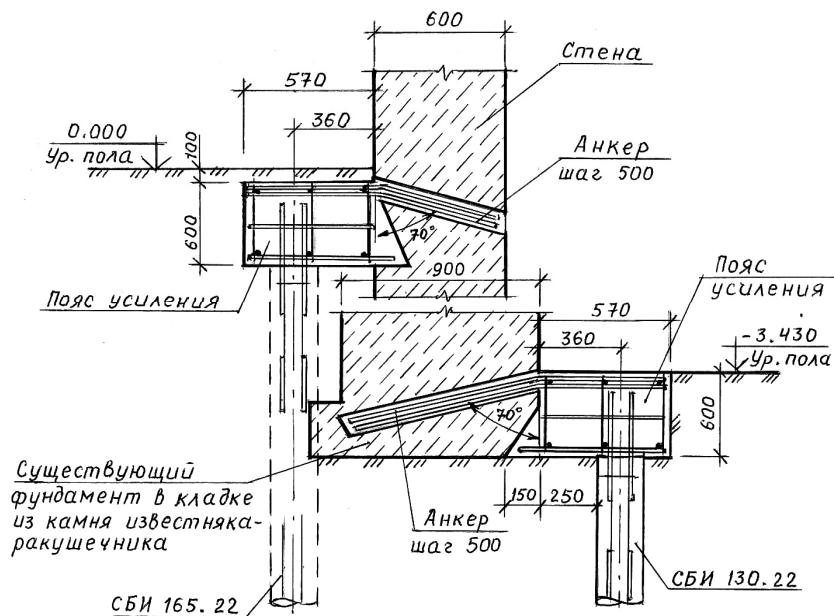


Рис. 6.3. Схема усиления фундаментов здания Гимназии № 1 в г. Одессе

Аналогичные решения были применены при усилении фундаментов здания Одесского музея западного и восточного искусства [1, с. 49], Одесского театра юного зрителя им. Н. Островского, здания Областного архива в г. Одессе и др.

6.3.3. Разработка проектных решений и выполнение работ по устройству фундаментов из буронабивных свай, частично заглубленных в известняк-ракушечник

Вариант частичного заглубления буронабивных свай в известняк-ракушечник является наиболее распространенным при возведении фундаментов новых зданий, когда лессовая толща подстилается

известняком-ракушечником. При этом длина свай может достигать 15 и более метров с различным заглублением в известняк.

Одним из таких объектов, на котором были внедрены результаты исследований, является коттеджный городок на 96 индивидуальных коттеджей, возведенный на 15-й станции Б. Фонтана в г. Одессе. Инженерно-геологические условия строительной площадки характеризуются многометровой толщиной лессовых грунтов, просадка которых от собственного веса оценивается в 25 см. Первоначальное проектное решение предусматривало устройство буронабивных свай диаметром 500 мм, заглубленных в известняк-ракушечник на 1,3 м. Использование результатов исследований позволило оптимизировать глубину заделки буронабивных свай в известняк-ракушечник и принять ее на 0,3 м меньше установленной по расчету с использованием стандартного показателя предела прочности на одноосное сжатие. Выполненные статические испытания технологических свай, результаты которых приведены в разделе 3 п. 3.3.2, подтвердили принятую в проекте расчетную нагрузку. При общем количестве свай 906 шт. экономический эффект составил около 96 тыс. гривен.

Аналогичное проектное решение было принято при разработке рабочего проекта многоэтажного административного здания по ул. Польской, 10 в г. Одессе. Инженерно-геологическое строение площадки характеризуется наличием на глубине 2,9–4,5 м известняка-ракушечника.

Перечень условных обозначений характеристик
«пильного» известняка-ракушечника в основании
бурунабивных свай и штампов

- γ_c — коэффициент условий работы;
- γ_{cR} — коэффициент условий работы под нижним концом сваи;
- γ_{cf} — коэффициент условий работы вдоль боковой поверхности;
- R — расчетное сопротивление грунта под концом сваи, МПа;
- A — площадь поперечного сечения ствола сваи, м²;
- l_i — длина i -го участка ствола сваи, м;
- $f_{str, i}$ — предельное сопротивление сдвигу i -го слоя вдоль боковой поверхности ствола сваи поперек слоистости, МПа;
- f_i — сопротивление трению вдоль боковой поверхности i -го слоя сваи после разрушения известняка-ракушечника вдоль площади сдвига, МПа;
- $f_{str, sat}$ — предельное сопротивление сдвигу вдоль боковой поверхности ствола сваи, в водонасыщенном состоянии, МПа;
- $f_{str, a, i}$ — предельное сопротивление сдвигу i -го слоя вдоль боковой поверхности ствола сваи вдоль слоистости, МПа;
- d — диаметр сваи;
- k_a — коэффициент анизотропии;
- $k_{a, Rc}$ — коэффициент анизотропии при определении предела прочности на одноосное сжатие;
- $k_{a, f}$ — коэффициент анизотропии при определении сопротивления сдвигу по боковой поверхности бурунабивной сваи;
- $k_{a, pstr}$ — коэффициент анизотропии при определении структурной прочности;
- u — периметр поперечного сечения ствола сваи, м;
- h_i — толщина i -го слоя грунта на контакте с боковой поверхностью сваи, м;
- R_c — предел прочности на одноосное сжатие поперек слоистости, МПа;
- $R_{c, sat}$ — предел прочности на одноосное сжатие поперек слоистости в водонасыщенном состоянии, МПа;
- $R_{c, a}$ — предел прочности на одноосное сжатие вдоль слоистости, МПа;
- p_{str} — структурная прочность поперек слоистости, МПа;

- $p_{str, sat}$ — структурная прочность поперек слоистости в водонасыщенном состоянии, МПа;
- $p_{str, a}$ — структурная прочность вдоль слоистости, МПа;
- $k_{sof, Rs}$ — коэффициент размягчаемости в воде при определении предела прочности на одноосное сжатие;
- $k_{sof, fc}$ — коэффициент размягчаемости в воде при определении сопротивления сдвигу по боковой поверхности;
- $k_{sof, pstr}$ — коэффициент размягчаемости в воде при определении структурной прочности;
- P_v — выдерживающая нагрузка, приложенная к свае, кН;
- P — вертикальная, вдавливающая нагрузка на сваю, кН;
- $\Delta_{v,y}$ — упругая составляющая осадки, мм;
- l_v — длина растянутого участка арматуры сваи, м;
- ϵ_s — относительная деформация растянутого участка арматуры сваи;
- ΔP_v — приращение выдерживающей нагрузки на каждой очередной ее ступени, кН;
- Δl_v — приращение фрагмента длины сваи, м;
- ΔA_f — площадь фрагмента длины сваи, м²;
- Δf — значения сил трения по боковой поверхности ствола сваи для каждой ступени нагрузки, МПа;
- $h_{\phi, i}$ — расстояние до середины i -го фрагмента длины сваи, м.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Газиев Э. Г. Механика скальных пород в строительстве / Э. Г. Гази-ев. — М.: Стройиздат, 1973. — 176 с.
2. Зерцалов М. Г. Проблемы определения несущей способности свай в скальных грунтах. Достижения, проблемы и перспективные на-правления развития теории и практики механики грунтов и фун-даментостроения / М. Г. Зерцалов, Д. С. Конюхов // Академиче-ские чтения по геотехнике. — Казань, 2006. — С. 28–30.
3. Имбри Дж., Имбри К. П. Тайны ледниковых эпох: Пер. с англ. / Под ред. Г. А. Авсюка и М. Г. Гросвальда. — М.: Прогресс, 1988. — 264 с.
4. Колесников Л. И. Экспериментальное исследование несущей спо-собности буроинъекционных свай в основании здания Одесского театра оперы и балета / Л. И. Колесников, Ю. Ф. Тугаенко, Р. М. Ко-дрянова, В. М. Карпюк, В. А. Ильичев, П. А. Коновалов // Основа-ния, фундаменты и механика грунтов. — 2000. — № 5. — С. 23–29.
5. Колесников Л. И. Экспериментальное обоснование примене-ния буроинъекционных свай для усиления фундаментов Одес-ского театра оперы и балета / Л. И. Колесников, Ю. Ф. Тугаенко, Р. М. Кодрянова, В. М. Карпюк // Реставрація, реконструкція, урбоекотелогія RUR — 2003: зб. наук. праць. Южноукраинское от-деление ICOMOS, 2003. — С. 59–67.
6. Лосев К. С. Вола. — Л.: Гидрометеиздат, 1989. — 272 с.
7. Матус Ю. В. Назначение давления на основание, сложенное сла-быми скальными грунтами / Ю. В. Матус, С. И. Кушак // Галузеве машинобудування: зб. наук. пр. — Полтава, 2007. — Вип. 19. — С. 91–94.
8. Никитенко М. И. Буронабивные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений / М. И. Никитенко // БНТУ. — Минск, 2007. — 579 с.
9. Новский В. А. Исследование свойств известняка-ракушечника в лабораторных условиях. / В. А. Новский // Галузеве машинобуду-вання, будівництво: збірник наукових праць. — Полтава, 2008. — Вип. 22. — С. 74–79.
10. Новский В. А. Результаты исследования известняка-ракушечника буронабивными сваями в лабораторных условиях / В. А. Новский

// Мосты и тоннели: теория исследования, практика: тезисы докладов. — Днепропетровск, 2007. — С. 114–115.

11. Новский В. А. Исследование прочностных и деформативных свойств известняка-ракушечника а лабораторных условиях / В. А. Новский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2008. — Вип. 29, ч. 2. — С. 289–295.
12. Новский А. В. Результаты комплексных исследований грунтов буронабивными сваями, используемыми при усилении фундаментов Кирхи в г. Одессе / А. В. Новский, А. П. Ткалич, Ю. Ф. Тугаенко, Л. А. Василевская, В. А. Новский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2007. — Вип. 25. — С. 240–246.
13. Новский В. А. Усиление фундаментов здания музея западного и восточного искусства в г. Одессе / В. А. Новский, Л. С. Куратнік // Сучасне будівництво: конструкції, технології, перспективи: Матеріали Міжнародної студентської наукової конференції. — Полтава, 2004. — С. 48–51.
14. Новский А. В. Экспериментальное обоснование принятых решений по усилению фундаментов здания Кирхи в г. Одессе / А. В. Новский, А. П. Ткалич, Ю. Ф. Тугаенко // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. «Армування основ при будівництві та реконструкції будівель і споруд». — Київ: НДУБК, 2007. — Вип. 66. — С. 169–176.
15. Новский А. В. Сопротивление по боковой поверхности свай в условиях водонасыщенных грунтов Одесского региона. Будівельні конструкції / А. В. Новский, Ю. Ф. Тугаенко, Л. А. Василевская, В. А. Новский // Міжвідомчий науково-технічний збірник. Механіка ґрунтів та фундаментобудування. — К.: НДІБК, 2008. — Вип. 71, кн. 1. — С. 416–420.
16. Тугаенко Ю. Ф. Исследование свай анкеров при реконструкции подпорной стенки на Приморском бульваре в г. Одессе / Ю. Ф. Тугаенко, В. А. Новский // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Механіка ґрунтів та фундаментобудування: Збірник наукових праць. — К.: НДІБК, 2008. — Вип. 71, кн. 1. — С. 334–339.
17. Тугаенко Ю. Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки / Ю. Ф. Тугаенко. — Одесса: Астропринт, 2003. — 222 с.

18. ДБН В.2.1–10–2009. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1. — Мінрегіонбуд України, 2010.
19. Работников А. И. Особенности работы буронабивных свай-стоек / А. И. Работников, А. Н. Нахмуrow, Б. М. Кованев // Вопросы проектирования и устройства фундаментов из забивных свай. — М., 1973. — 175 с.
20. Тугаенко Ю. Ф. Определение предельной нагрузки на сваи путем статических испытаний методом релаксации напряжений / Ю. Ф. Тугаенко, Л. А. Василевская, А. В. Новский, В. А. Новский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2009. — Вип. 33. — С. 334–339.
21. Тугаенко Ю. Ф. Расчет деформаций основания по данным полевых исследований / Ю. Ф. Тугаенко // Основания и фундаменты. — К.: Будівельник, 1976. — Вип. 9. — С. 83–85.
22. Тугаенко Ю. Ф. Результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния системы «свая — грунт основания» / Ю. Ф. Тугаенко, А. П. Ткалич // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: труды международной научно-технической конференции, посвященной 50-летию БашНИИСтроя. Т. 1: Свайные фундаменты. — Уфа, 2006. — С. 142–147.
23. Тугаенко Ю. Ф. Спосіб визначення показників структурної міцності низькопористих, глинистих і напівскельних ґрунтів / Ю. Ф. Тугаенко, А. П. Ткалич, В. А. Новський // Патент на винахід № 86423 27.04.2009.
24. Тугаенко Ю. Ф. Напряженно-деформированное состояние буронабивных свай и их основания, сложенного понтическими известняками / Ю. Ф. Тугаенко, А. П. Ткалич, В. А. Новский // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: Тр. междунар. научно-технической конф. — Уфа, 2006.
25. Тугаенко Ю. Ф. Структурная прочность. Методы ее определения / Ю. Ф. Тугаенко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2004. — Вип. 13. — С. 175–180.
26. Тугаенко Ю. Ф. Прочность и сжимаемость понтических известняков / Ю. Ф. Тугаенко, А. П. Ткалич, А. А. Паламарчук, А. Р. Гевондян // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2004. — Вип. 16. — С. 206–211.
27. Тугаенко Ю. Ф. Деформативность буронабивных свай в понтических известняках / Ю. Ф. Тугаенко, А. П. Ткалич, А. А. Пала-

марчук, И. В. Шеховцов // Вісник Одеської державної академії академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2005. — Вип. 17. — С. 254–257.

28. Холодов В. Д. Оценка строительных свойств известняка-ракушечника по результатам полевых испытаний штампами / В. Д. Холодов, Ю. Ф. Тугаенко, М. В. Марченко, Ф. Р. Карпюк, Н. Б. Ефремченков // Будівельні конструкції. — К.: НДІБК, 2005. — Вип. 63. — С. 288–290.
29. ДСТУ Б В.2.1–4–96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності (ГОСТ 12248–96) / Держ. комітет України у справах будування і архітектури. — К., 1997. — 53 с.
30. ДСТУ Б.В.2.1–27:2010 (ГОСТ 5686–94). Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — С. 11.

Содержание

<i>Предисловие</i>	3
--------------------------	---

Глава 1

ОСОБЕННОСТИ СТРОЕНИЯ ГРУНТОВОЙ ТОЛЩИ ОДЕССКОГО РЕГИОНА	5
---	---

Глава 2

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1. Показатели прочности пород с жесткими структурными связями	10
2.2. Методика определения показателей прочности в лабораторных условиях	
2.2.1. Предел прочности на одноосное сжатие	12
2.2.2. Структурная прочность при сжатии	13
2.2.3. Структурная прочность при сдвиге	15
2.3. Методика определения показателей механических свойств известняка-ракушечника в полевых условиях	
2.3.1. Структурная прочность	18
2.3.2. Сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай при действии вдавливающих нагрузок	19
2.3.3. Сопротивление сдвигу при исследовании свай-анкеров на выдергивающую нагрузку	26

Глава 3

ПОКАЗАТЕЛИ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ «ПИЛЬНОГО» ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ	30
---	----

3.1. Показатели прочности при нагрузках, нормальных к слоистости	
3.1.1. Предел прочности на одноосное сжатие	31
3.1.2. Структурная прочность при сжатии	32
3.1.3. Структурная прочность при сдвиге	34

3.2. Показатели прочности при нагрузках вдоль слоистости . . .	38
3.2.1. Прочность на одноосное сжатие и структурная прочность	39
3.2.2. Структурная прочность при сдвиге вдоль боковой поверхности буронабивных свай	39

Глава 4

РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА НАГРУЗКАМ, ПРИ ИСПЫТАНИИ БУРОНАБИВНЫМИ СВАЯМИ В ПОЛЕВЫХ УСЛОВИЯХ	42
4.1. Результаты исследований горных пород буронабивными сваями на площадке № 2 при реконструкции подпорных стен на Приморском бульваре в г. Одессе	
4.1.1. Модельными сваями в полевых условиях	42
4.1.2. Технологическими сваями вертикальной вдавливающей нагрузкой	44
4.1.3. Сваями-анкерами при действии наклонной выдергивающей нагрузки	45
4.2. Результаты исследований грунтов буронабивными сваями при строительстве коттеджей в районе 15 станции Б. Фонтана	48
4.3. Результаты исследований известняка-ракушечника при строительстве высотных зданий по ул. Генуэзской, 1	49
4.4. Результаты исследований известняка-ракушечника при усилении фундаментов Одесского национального театра оперы и балета	54

Глава 5

ОСОБЫЕ СВОЙСТВА ИЗВЕСТНЯКА-РАКУШЕЧНИКА	
5.1. Анизотропия	
5.1.1. Коэффициент анизотропии при определении предела прочности на одноосное сжатие	61
5.1.2. Коэффициент анизотропии при определении структурной прочности	63
5.1.3. Коэффициент анизотропии при определении сопротивления сдвигу по боковой поверхности буронабивных свай	64

5.2. Размягчаемость	65
5.2.1. Коэффициент размягчаемости по результатам испытаний на одноосное сжатие	66
5.2.2. Коэффициент размягчаемости при определении структурной прочности	67
5.2.3. Коэффициент размягчаемости по результатам определения сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай	68
5.2.4. Трансформирование сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай при действии возрастающей нагрузки	70

Глава 6

ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ В ПРАКТИКУ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ПРИМЕНЕНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И АНКЕРОВ

6.1. Оценка прочностных свойств пыльного известняка-ракушечника при проектировании фундаментных конструкций	72
6.2. Рекомендации по расчету буронабивных свай, частично либо полностью заглубленных в слой известняка-ракушечника	
6.2.1. Определение несущей способности свай на вертикальную вдавливающую нагрузку	74
6.2.2. Определение несущей способности свай на выдергивающую нагрузку	75
6.3. Внедрение результатов исследований в практику строительства	
6.3.1. Усиление подпорных стенок склона Приморского бульвара в г. Одессе	76
6.3.2. Усиление фундаментов здания Гимназии № 1 в г. Одессе	78
6.3.3. Разработка проектных решений и выполнение работ по устройству фундаментов из буронабивных свай, частично заглубленных в известняк-ракушечник	79

<i>Перечень условных обозначений характеристик «пильного» известняка-ракушечника в основании буронабивных свай и штампов</i>	81
<i>Список использованных источников</i>	83

Новский А. В.
Н76 Известняк-ракушечник : Исследование и использование в качестве основания фундаментов : [монография] / А. В. Новский, В. А. Новский, Ю. Ф. Тугаенко. — Одесса : Астропринт, 2014. — 92 с. : ил.

ISBN 978–966–190–883–2

В монографии обобщены результаты полевых и лабораторных исследований известняка-ракушечника одесского региона, свойства которого, как материала для основания фундаментов, изучены недостаточно.

Изложена методика исследований, приведены значения показателей механических свойств известняка, описаны его особые свойства, к которым относится анизотропия, размягчаемость и трансформирование сопротивления сдвигу в трение вдоль боковой поверхности буронабивных свай. Установлена функциональная зависимость между пределом прочности на одноосное сжатие и другими механическими характеристиками известняка-ракушечника.

Даны рекомендации по определению несущей способности свай на вертикальную вдавливающую и выдергивающую нагрузки, а также приведены материалы внедрения результатов исследований в практику строительства.

УДК 622.35(077.74):624.15
ББК 36.625.4

У монографії узагальнені результати польових і лабораторних досліджень вапняку-черепашника одеського регіону, властивості якого, як матеріалу для основи фундаментів, вивчені недостатньо.

Викладено методику досліджень, наведено значення показників механічних властивостей вапняку, описано його особливі властивості, до яких відноситься анізотропія, здатність розм'якшуватись і трансформація опору зрушенню в тертя уздовж бічної поверхні буронабивних паль. Встановлено функціональну залежність між межею міцності на одноосне стискування та іншими механічними характеристиками вапняку-черепашнику.

Надано рекомендації щодо визначення несучої здатності паль на вертикальне вдавлююче та висмикуюче навантаження, а також наведено матеріали впровадження результатів досліджень у практику будівництва.

Наукове видання

**НОВСЬКИЙ Олександр Васильович
НОВСЬКИЙ Василь Олександрович
ТУГАЄНКО Юрій Федорович**

**ВАПНЯК-ЧЕРЕПАШНИК
ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ВИКОРИСТАННЯ
У ЯКОСТІ ОСНОВИ ФУНДАМЕНТІВ**

Монографія

Російською мовою

Завідувачка редакції *Т. М. Забанова*
Редактор *Н. Я. Рихтік*
Технічний редактор *М. М. Бушин*
Дизайнер обкладинки *О. А. Кунтарас*
Коректор *І. В. Шепельська*

Формат 60x84/16. Ум. друк. арк. 5,35 + 0,47.
Тираж 300 прим. Зам. № 214 (62).

Видавництво і друкарня «Астропринт»
65091, м. Одеса, вул. Разумовська, 21
Тел.: (0482) 37-07-95, 37-14-25, 33-07-17, (048) 7-855-855
www.astroprint.odessa.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1373 від 28.05.2003 р.