ТРУДЫ МЕЖДУНАРОДНОЙ
КОНФЕРЕНЦИИ ПО ГЕОТЕХНИКЕ

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ МЕГАПОЛИСОВ

Том 5

7-10 июня 2010 г.
Москва, Россия

ТРУДЫ
МЕЖДУНАРОДНОЙ КОНФЕРЕНЦИИ ПО ГЕОТЕХНИКЕ

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ МЕГАПОЛИСОВ

Москва, 7-10 июня 2010 г.

Том 5

Под редакцией В.П. Петрухина, В.М. Улицкого,
И.В. Колыбина, М.Б. Лисюка, М.Л. Холмянского

Москва
2010 г.

В Трудах международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство» опубликованы работы, представленные на конференцию. В первом томе опубликованы приглашенные лекции на английском и русском языках. В томах 2, 3 опубликованы статьи, представленные авторами на английском языке, в томах 4, 5 – на русском языке.

За содержание и редакцию несут ответственность авторы статей данного тома.

Все права защищены. Ни одна часть данной публикации не может быть воспроизведена каким-либо способом, электронным или механическим, включая копирование и магнитную запись, без письменного разрешения издательства.

Издательство: ПИ “Георекonструкция”
190005, Измайловский пр. 4, Санкт-Петербург, Россия

ISBN 978-5-9902005-2-4

© НИИОСП, 2010
© ПИ “Георекonструкция”, 2010

Отпечатано в типографии ‘МСТ’, Россия, Санкт-Петербург

Содержание

Volume 5

Секция 2b
Сохранение исторических зданий

Р.Э. Дашко, А.В. Шидловская, О.Ю. Александрова
Анализ состояния некоторых архитектурно-исторических памятников Санкт-Петербурга с позиции геотехники и геоэкологии 1595

Н.И. Орленко, А.Е. Антонюк, Ю.А. Маслов, А.В. Кендзера, В.Д. Омельченко, Н.Х. Соковнина, С.П. Левашов, М.Г. Демчишин, В.Ф. Рыбин, А.П. Дышлык
Инженерная защита территории, мониторинг и охрана архитектурного наследия исторического центра Киева 1603

А.И. Полищук, А.А. Петухов, Г.И. Таюкин, К.А. Полищук
Обоснование решений реконструкции подвала административно-торгового здания в г.Томске 1611

В.С. Шокарев, В.И. Чаплыгин, Д.А. Волков, А.В. Шокарев
Устранение кренов фундаментов геотехнической подработкой грунтового основания 1619

Усиление оснований и фундаментов

А.Л. Готман, Ю.М. Шеменков, М.А. Суворов
Геотехнические проблемы реконструкции существующей шпунтовой причальной стенки при уменьшении заделки шпунта 1629

Б.Н. Исаев, В.Р. Бабаян, А.Г. Лунев, С.Ю. Бадеев, Н.Н. Цапкова, В.С. Бадеев, М.В. Кузнецов, В.Б. Исаев
Стабилизация неравномерных осадок телевизионной башни в г. Ростове-на-Дону методом цементации через направленные разрывы 1633

М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин
Корректировка вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах 1637

А.И. Осокин, С.В. Татаринов, В.А. Ермолаев, Е.С. Вознесенская
Моделирование напряженно-деформированного состояния грунта основания при инъецировании методом гидроразрывана примере результатов работ, выполненных по одному из объектов ЗАО «Геострой» 1641

А.Н. Саурин, А.И. Корпач, В.А. Ильичев, Л.Г. Мариупольский
О некоторых результатах наблюдений за осадками 17-ти этажного дома на шпальном распределителе 1647

В. Я. Шишкин, А. Е. Погорелов, Д. Е. Разводовский, В. Ф. Сидорчук
Исследование напряженно-деформированного состояния массива грунта, закрепленного комбинированным методом 1651

Взаимодействие фундаментов

Б.В. Бахолдин, П.И. Ястребов, Е.А. Парфенов
Принципы оценки сопротивления грунтов оснований в случае совместного применения буронабивных свай и плитных фундаментов 1661

И.П. Бойко, В.С. Носенко, В.Л. Подлуцкий
Исследование перераспределения усилий в свайном фундаменте при его взаимодействии с нелинейно-деформируемым основанием 1667

В.Я. Еремин, А.В. Еремин, А.Н. Зайцев, Н.В. Макеева
Опыт проектирования и устройства свайного основания для возведения нового здания над существующим, в условиях плотной застройки 1675

О.Н. Исаев, Д.В. Наятов
Выбор предельных состояний и определение допустимости дополнительных деформаций существующих коммуникаций при подземном строительстве 1683

С.Г. Кушнер
Снижение полных конечных и неравномерных осадок оснований фундаментов зданий и сооружений – путь улучшения их эксплуатационных качеств и повышения долговечности 1691

Я.А. Пронозин, А.Д. Гербер, О.С. Порошин
Экспериментально-теоретические исследования взаимодействия мембранного фундамента с грунтовым основанием 1700

М. Топольницки, Г. Солтис, В. Квятковски
Глубинное уплотнение основания и численный анализ ситуации строительства высотного здания «Sea Towers» в Гдыне 1704

В.И. Шейнин, Е.П. Сарана
Инженерный расчет осадок и кренов фундаментов близ расположенных высотных зданий 1709

Секция 3а
Геотехнические отказы и оценка риска

Г.Н. Антоновская, Н.К. Капустян, И.М. Басакина
Сейсмометрические методы прогноза ударных и вибрационных воздействий на проектируемые или реконструируемые здания 1719

А.И. Голубев, А.В. Селецкий
Выбор модели грунта и ее параметров в расчетах геотехнических объектов 1727

В.К. Мусаев
Оценка влияния взрывов на объекты геотехники с помощью полостей 1733

В.И. Осипов, Г.П. Постоев
Эффективное использование оползнеопасной территории мегаполисов 1741

Г.П. Постоев
Закономерности формирования предельного состояния в грунтовом массиве и условия оползнеопасности склонов 1747

С.В. Татаринов, А.Б. Серебрякова, А.В. Лыков, О.Е. Мамаева
Сейсмоакустический метод контроля качества как способ снижения риска применения свай 1753

И.К. Фоменко, А.И. Иванов, С.Н. Волков
Расчет устойчивости склонов вдоль трассы Центральной кольцевой автомобильной дороги (ЦКАД) 1761

О.З. Халимов
Совершенствование системы качества геотехнических экспертиз на этапах жизненного цикла недвижимости 1766

Укрепление грунтов

С.В. Алексеев
Технико-экономические аспекты применения особо тонкодисперсного вяжущего (ОТДВ) «Микродур» в геотехническомстроительстве 1775

Н.Л. Зоценко, И.И. Ларцева, В.И. Марченко
Закрепление оснований цементацией буросмесительным методом 1781

У. Кёлер
Применение высокопрочных щебёночных сваи для стабилизации грунта в качестве альтернативы фундаменту глубокого заложения в условиях слабых грунтов для оснований зданий, мостов и насыпей 1789

П.А. Коновалов, Ф.Ф. Зехниев
Регулирование консолидации водонасыщенного основания временной перегрузкой и вертикальными песчаными дренами 1797

О.А. Маковецкий, С.С. Зуев
Опыт армирования слабых грунтов в основании
фундаментных плит с применением струйной геотехнологии 1801

А.Г. Малинин, И.Л. Гладков, Д.А. Малинин
Экспериментальные исследования параметров струйной технологии
в различных грунтовых условиях..... 1809

А.Г. Малинин, А.А. Жемчугов
Методы расчета на прочность ограждений котлованов
из грунтобетонных свай 1813

М.А. Маркова
Анализ армирования просадочных грунтов большой мощности 1819

А.Г. Мацегора, А.И Осокин, В.А Ермолаев, В.Б Иванищев,
К.П. Безродный, В.А. Маслак
Технологические особенности закрепления грунтов
в геологических условиях плотно застроенной части Санкт-Петербурга 1825

О.П. Минаев
Высокоэффективные разработки глубинных динамических методов
уплотнения слабосвязных грунтов оснований..... 1830

Т. Михальский
Примерение технологии «jet grouting» с целью
обеспечения устойчивости ограждений глубоких котлованов 1835

А.П. Хамов
Исследование укрепления песчаного грунта
инъекцией глино-цементного раствора 1843

Геологические риски в градостроительстве

П.А. Аббасов, Н.Г. Шкабарня, Г.Н. Шкабарня
Геофизические технологии в процессе изысканий
в сложных инженерно-геологических условиях города Владивостока 1849

В.А. Барвашов, Г.Г. Болдырев, Р.С. Зиангиров, А.А. Маляренко, В.В. Монахов
О компьютеризации диалога между изыскателями и геотехниками..... 1855

С.В. Беда
Особенности оценки устойчивости склонов,
сложенных лессовыми породами 1861

Р.Э. Дашко, А.М. Жукова, К.В. Панкратова
Трещиноватые глины – специфические отложения
в теории и практике геотехнических исследований..... 1867

В.М. Кутепов, Н.Г. Анисимова, Е.М. Грибов, О.Н. Еремина, И.А. Кожевникова, И.В. Козлякова
Проблемы освоения геологической среды в Москве 1875

И.Г. Миндель., В.В. Севостьянов, Б.А. Трифонов, Н.А. Рагозин
Роль геофизических методов в комплексе геотехнических исследований на территориях мегаполисов..... 1883

Э.И. Мулюков, Н.Э. Урманшина
Об инженерно-строительной карстологии 1891

В.Г. Столяров, Л.В. Бабаевская, Б.Б. Галай
Сейсмические риски городов Северного Кавказа в местах тектонических разломов 1897

А.Н. Труфанов, Е.Н. Беллендир
Моделирование процесса пробоотбора для глубоко залегающих грунтов суши 1905

И.В. Шестаков, В.Н. Шестаков
Результаты мониторинга эксплуатационного состояния цементобетонного покрытия ИВПП аэродрома от влияния природно-климатических опасностей 1911

Секция 3b
Сохранение гидрогеологической ситуации

А.В. Александров
О безопасности и рисках строительства подземных сооружений 1923

В.А. Кирюхин, Л.П. Норова
Гидрогеология мегаполисов 1929

М.Л. Мардашова, У.И. Звиададзе
О притоке подземных вод в строительный котлован на территории г. Тбилиси..... 1937

Геоэкологические проблемы

Р.Э. Дашко, О.Ю. Александрова
Микробная контаминация подземного пространства Санкт-Петербурга как фактор формирования геотехнических условий 1945

В.Г. Офрихтер
Применение геосинтетических материалов в изолирующих системах хранилищ низкоактивных производственных отходов 1953

Т.И. Подгорная, И.И. Сац
Геоэкологические проблемы высотного строительства в прибрежной зоне Амура..... 1957

А.Д. Потапов, И.М. Сенющенкова
Геоэкологические исследование «неудобных» городских территорий,
основанные на теории экологического риска,
в целях градостроительного планирования 1965

Геотехника и устойчивое развитие

Ф.Г. Габибов, Ф.Ш. Мамедов, К.С. Махмудов Д.А. Кулиев, А.Т. Амрахов
Развитие оползневых процессов в «парковой» зоне города Баку
и инженерные методы их стабилизации 1975

Ф.Г. Габибов, Р.А. Мамедли
Разработка конструкций фундаментов
с использованием утилизированных покрышек 1979

С.А. Кудрявцев, Р.Г. Михайлин, Т.Ю. Вальцева, Ю.Б.Берестяный
Геотехническое обоснование развития
современной инфраструктуры городов Дальнего Востока 1985

А.Л. Невзоров, А.В. Никитин, А.В. Заручевных
Экологический мониторинг участков складирования
промышленно-бытовых отходов на болоте Конинник в Онеге 1989

Е.А. Сорочан, В.В. Толмачёв, М.В. Леоненко, С.В. Леоненко
Вопросы устойчивого развития закарстованных территорий городов
в свете положений Градостроительного кодекса Российской Федерации 1995

Секция 2b

Сохранение исторических зданий

Усиление оснований и фундаментов

Взаимодействие фундаментов

Сохранение исторических зданий

Анализ состояния некоторых архитектурно-исторических памятников Санкт-Петербурга с позиции геотехники и геоэкологии

Р.Э. Дашко, А.В. Шидловская, О.Ю. Александрова
Санкт-Петербургский государственный горный институт им. Г.В. Плеханова (технический университет), Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Проанализировано состояние некоторых архитектурно-исторических памятников Санкт-Петербурга и действующих соборов - Петропавловского, Казанского и Исаакиевского, с учетом особенностей их размещения, инженерно-геологических и гидрогеологических условий. Особое внимание обращено на специфику экологического состояния подземной среды и ее влияния на негативную трансформацию песчано-глинистых грунтов и разрушение строительных материалов подземных несущих конструкций памятников. Обследование и прогноз безопасности длительного функционирования памятников необходимо проводить с учетом снижения несущей способности грунтов основания, а также формирования агрессивности подземной среды по отношению к материалам кладки фундаментов, подвалов и стен.

1. ВВЕДЕНИЕ

В Санкт-Петербурге на современном этапе проблема сохранения архитектурно-исторических памятников – объектов Всемирного культурного наследия ЮНЕСКО - стоит особенно остро. Центр города, где расположено большинство памятников, рассматривается как инвестиционно-привлекательный объект в сфере охраны и воссоздания исторических зданий, а также возможности строительства вблизи них новых зданий и сооружений. В настоящее время в Санкт-Петербурге состояние около 80% памятников архитектуры оценивается как неудовлетворительное, многие памятники требуют принятия срочных мер по их спасению от повреждения и разрушения. С учетом особенностей развития деформаций и локального характера разрушения несущих конструкций, большая часть исторических памятников Санкт-Петербурга может быть отнесена к 3-й, реже ко 2-й категории технического состояния согласно ТСН 50-302-96.

В рамках данной статьи особое внимание обращается на анализ состояния и специфику функционирования таких архитектурно-исторических памятников и соборов Санкт-Петербурга, как Исаакиевский, Казанский и Петропавловский с позиции анализа динамики изменения геотехнических условий в основании исторических зданий под действием экологических факторов.

2. ОСОБЕННОСТИ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РАЗМЕЩЕНИЯ АРХИТЕКТУРНО-ИСТОРИЧЕСКИХ ПАМЯТНИКОВ

Основные наиболее значимые архитектурно-исторические памятники и старинные действующие соборы Санкт-Петербурга размещены на островной части города в пределах низкой Литориновой террасы с абсолютными отметками земной поверхности от 0,5 до 8 м. Для разреза основания памятников характерен довольно однотипный разрез – комплекс четвертичных песчано-глинистых отложений: в верхней части залегают водонасыщенные литориновые пески и супеси с органикой и прослоями торфов, подстилаемые озерно-ледниковыми и нижележащими моренными образованиями.

Различия в мощности наиболее слабых четвертичных отложений в основании сооружений определяются приуроченностью территории размещения памятников к зонам с различной глубиной залегания коренных глин – для исторического центра Санкт-Петербурга это верхнекотлинские глины верхнего венда, которые также являются и средой размещения подземных сооружений и станций, например перегонных тоннелей метрополитена. Погребенные долины, в пределах которых отмечается наибольшая мощность слабых грунтов четвертичного

возраста и соответственно максимальная глубина до кровли коренных глин имеют в разрезе города различную глубину и протяженность. Относительная площадь некоторых островов в исторической части Санкт-Петербурга, в пределах которых развиты палеодолины, приведена в таблице 1.

Таблица 1. Относительные размеры островов исторического центра города, занятые погребенными долинами

№ п/п	Название острова	Общая площадь, км^2	Площадь палеодолин, % от общ. площади
1	Адмиралтейский	1,8	95
2	Спасский	2,1	60
3	Васильевский	6,8	60
4	Казанский	1,2	50

По историческим данным 75 % территории современного центра города – ее островная часть, была занята болотами и заболоченными участками, которые частично удалялись либо засыпались.

Работами СПГГИ (ТУ) доказано, что длительное и негативное воздействие болот за счет привноса тонкодисперсной и коллоидной фракции биогенного и абиогенного генезиса сказывается на состоянии и свойствах нижележащих песчано-глинистых грунтов, что прослеживается на глубину 20-25 м и может захватывать всю толщу четвертичных образований вне зон погребенных долин. В водонасыщенных грунтах под болотами формируется резко восстановительная среда (Eh<-100 mV) и специфическая биохимическая обстановка, связанная с ростом численности привнесенных микроорганизмов из болотных отложений.

Адсорбция клеток микроорганизмов и продуктов их метаболизма формирует биопленки на дисперсных частицах глинистых грунтов, что способствует снижению углов внутреннего трения (до 5-7^0) и предопределяет пластическое деформирование грунтов. Глинистые грунты под болотами в восстановительной обстановке не имеют цементационных связей за счет гидрооксидных соединений Fe^{3+}. Пески разного гранулометрического состава под болотами обладают выраженными плывунными свойствами.

Глинистые морены под болотами вне зависимости от их консистенции следует рассматривать как квазипластичные разности. По результатам выполненных обратных расчетов по замерам деформаций в основании зданий с использованием глубинных реперов были получены значения модулей общей деформации для таких морен, не превышающие 3 МПа. При этом, величина осадки зданий составляет от 0,45 до 0,9 м и выше, относительная неравномерность осадок достигала 0,006-0,01.

Необходимо отметить, что инженерная подготовка территории при удалении болот как наиболее слабого элемента разреза не способствует коренному улучшению геотехнической обстановки, поскольку произошло необратимое преобразование песчано-глинистых грунтов. Следует подчеркнуть, что практически каждый собор в городе, в том числе Исаакиевский и Казанский, имеет свою канализационную сеть, состояние которой по официальным данным ГУП «Водоканал» оценивается как неудовлетворительное (Кармазинов и Пробирский, 2003). По степени концентрации источников загрязнения подземного пространства выделяется Заячий остров, где на площади всего 26 га действует значительное количество источников загрязнения, среди которых особенно выделяется Кронверкская канализационная насосная станция.

Утечки из канализационной сети следует рассматривать как ведущий экологический фактор при прогнозе преобразования состояния и свойств водонасыщенных грунтов в основании сооружений с неопределенно длительным сроком эксплуатации, к числу которых следует отнести архитектурно-исторические памятники (Dashko, 2003).

Постоянная контаминация подземной среды, в том числе грунтовых вод и дисперсных грунтов способствует снижению несущей способности грунтов в основании памятников и вызывает медленное приращение деформаций.

3. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ПЕТРОПАВЛОВСКОГО СОБОРА

Петропавловский собор, построенный в 1712–1733 гг. по проекту архитектора Доменико Трезини, служит центральной композицией архитектурного ансамбля Петропавловской крепости.

Строительство Петропавловского собора

было начато с возведения фундамента сразу под все здание. В первую очередь, по настоянию Петра 1, строилась колокольня, а к созданию самого собора приступили через 4 года в 1716 г. Когда начали кладку стен собора, колокольня еще продолжала строиться и, согласно архивным данным, ее осадка развивалась во времени. Деформации Петропавловского собора отмечались при завершении его строительства. По историческим данным после 40 лет функционирования собора, между колокольней и основным зданием стали образовываться трещины. Подобная ситуация была характерна для всех зданий, которые возводились по соседству с собором в зоне русла засыпанного канала (Трофимов, 1998).

При обследовании собора в начале 21 века отмечалось, что его северный и южный фасады были прорезаны вертикальными и наклонными трещинами с раскрытием более 30 мм. Несмотря на выполненный ремонт и ликвидацию трещин, процесс трещинообразования продолжается и в настоящее время, при этом происходит формирование новых трещин. В неудовлетворительном состоянии находится тюрьма Трубецкого бастиона, в арочной конструкции которой также развиваются трещины даже после проведения восстановительных работ.

Отдельные элементы Петропавловского собора, а именно его наружные стены, колоннада и колокольня возведены на различных типах фундамента, несущим горизонтом которых служат литориновые пески и супеси, содержащие природную и техногенную органику за счет их контаминации.

Специфический состав грунтовых вод свидетельствует о резко восстановительных условиях в подземной гидросфере, значения Eh снижаются до -107 mV (таблица 2).

Формирование восстановительной среды в грунтовых водах связано с окислением органического вещества, содержание которого фиксируется по величине перманганатной окисляемости (ПМО до 64 мгO_2/л) за счет наличия заторфованных грунтов и погребенных болот, а также ее поступлением вместе с утечками из канализационной сети.

Принимая во внимание, что значительная часть канализационной сети острова выполнена из черного металла, в восстановительной среде наблюдается их коррозия за счет активного протекания электрохимических реакций.

В грунтовых водах отмечается повышенное содержание ионов Ca^{2+} и Mg^{2+}, связанное с вымыванием растворов из кладки фундаментов и выщелачиванием преобразованных известняков фундамента (см. таблицу 1). Присутствие $CO_{2агр.}$ в грунтовых водах (до 19,8 мг/л) создает условия для углекислой коррозии, переводящей малорастворимые карбонаты кальция в хорошо растворимые бикарбонаты. Разрушение фундаментов Петропавловского собора провоцирует развитие дополнительных осадок и соответственно трещинообразование в его стенах.

Таблица 2. Химический состав грунтовых вод в разрезе Петропавловского собора

Элементы анализа	Ед. изм.	Номера скважин	
		2501	2502
Ca^{2+}	мг/л	80,0	132,0
Mg^{2+}	мг/л	12,0	27,6
$K^{+}+Na^{+}$	мг/л	11,5	147,2
NH_4^{+}	мг/л	2,6	1,9
SO_4^{2-}	мг/л	41,1	57,5
Cl^{-}	мг/л	35,4	226,9
HCO_3^{-}	мг/л	231,8	427,0
NO_3^{-}	мг/л	<0,45	0,5
NO_2^{-}	мг/л	0,022	0,032
Минерализация	мг/л	418,4	770,2
Жесткость общая	мг-экв/л	5,8	7,6
$Fe^{2+}+Fe^{3+}$	мг/л	7,2	13,8
ПМО	мгO_2/л	64,0	32,0
CO_2агрес	мг/л	4,4	13,2
pH*	-	7,4	7,1
Eh*	мв	-107	-94

Вместе с тем, минерализация грунтовых вод ниже, чем в пределах других островов исторического центра Санкт-Петербурга и изменяется по данным режимных наблюдений в пределах 418–770,2 мг/л, что определяется существованием промывного режима грунтовых вод за счет малых размеров острова в условиях колебания уровня воды в р. Неве и Кронверкском протоке, характеризующихся малой минерализацией (около 70 мг/л).

Определение величины расчетного сопротивления (R) грунта несущего слоя с использованием параметров сопротивления сдвигу литориновых отложений, полученных по неконсолидированной схеме в условиях трехосных испытаний, дало возможность установить, что давление от колонна-

ды собора (p=0,387 МПа) превышает величину R равную 0,207 МПа (Дашко и Шидловская, 2003). В таком случае при p>R, грунты основания работают на 2-ой стадии деформирования – стадии сдвигов, что определяет особенности развития деформаций сооружения с постоянной скоростью.

Расчеты показывали, что относительная неравномерность осадок между несущими конструкциями собора в 6-12 раз превышает значения, регламентированные СНиП 2.02.03-95 или СП 50-101-2004 (Шидловская, 2003).

Загрязнение грунтовых вод предопределяет разрушение не только фундаментов, но и стен при капиллярном подтоке подземных вод. В процессе их капиллярного поднятия происходит заражение стенового материала микроорганизмами, что подтверждается результатами выполненных исследований. В исследуемых пробах известняка, кирпича, бетона и облицовочного раствора было обнаружено 39 видов микромицетов, большинство из которых являются активными биодеструкторами строительных материалов (рис. 1). Исследования были выполнены на биолого-почвенном факультете СПбГУ под руководством доктора биологических наук Д.Ю. Власова.

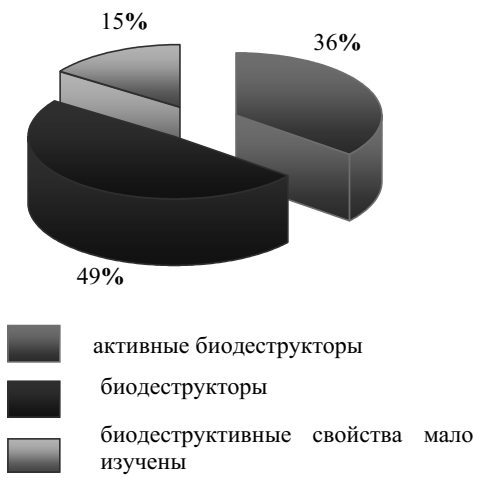


Рис. 1. Диаграмма распределения микромицетов по деструктивным свойствам

4. ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ КАЗАНСКОГО СОБОРА

Казанский собор, построенный в 1801-1811 гг. по проекту арх. А.Н. Воронихина, одно из купольных зданий Санкт-Петербурга, высотой 71,6 м с уникальными внутренними и внешними колоннами. Устройство 56 внутренних несущих массивных колонн из сердобольского гранита, весом 28-30 тонн каждая и высотой 10,7 м, способствовало утяжелению собора и увеличению давления на основание до 0,2-0,25 МПа. Общее количество наружных колонн, образующих колоннаду и портик достигает 136. В течение практически 200 лет функционирования собора не проводились исследования состояния его подземных несущих конструкций, определяющих длительную устойчивость собора.

Казанский собор находится в северо-восточной части Казанского острова в пределах бортовой части палеодолины р. Невы. Кровля коренных пород – верхнекотлинских глин венда с восточной стороны собора вскрывается на глубине 31-35 м, с западной стороны собора – около 40 м. Территория размещения Казанского собора была приурочена к периферийной зоне большого болотного массива.

Разрез четвертичных пород представлен сложно-построенным чехлом песчано-глинистых отложений, в верхней части которого залегали торфа значительной мощности. Глубина котлована для полного извлечения торфа составила 8,0 м. Затем дно котлована было поднято за счет устройства 3-х метровой песчаной подушки и оборудован 5-ти метровый подвал на арочных сводах.

Свайный фундамент Казанского собора состоит более чем из 18000 сосновых свай. Под стенами собора длина свай составляет 6,5 м, под столбами – 8,0 м. Под пилонами ростверк фундамента устроен из гранитных плит, а под стенами бутовой кладкой известняка. Высокий цоколь собора облицован крупными монолитными плитами из серого сердобольского гранита (Аплаксин, 1911).

Свайный фундамент Казанского собора заглублен в литориновые отложения, содержащие природную и техногенную органику.

На длительную устойчивость Казанского собора влияет состояние деревянных свай и ростверка. Исследования, проводившиеся в 2002 г. по оценке состояния сосновых свай Казанского моста, расположенного вблизи Казанского собора в сходных геотехнических и геоэкологических условиях, дали возможность убедиться в том, что дерево

поражено грибком, уничтожающим лигнин древесины. Плотность пораженной сосны составила 0,28 г/см^3, что в 2 раза ниже ее естественной плотности. Деградированная древесина имела высокую пористость и поглощающую способность по отношению к воде и парафину (рис. 2). Вполне понятно, что при сохранении остаточной прочности сваи могут оказывать лишь незначительный армирующий эффект слабого грунта.

Рис. 2. Часть деревянной сваи Казанского моста, пораженной лигнинразрушающими бактериями (видны макропоры в древесине)

Особенность химического состава грунтовых вод свидетельствует об их загрязнении канализационными стоками из системы водоотведения собора и регионального канализационного коллектора (таблица 3). Для грунтовых вод характерно повышенное содержание аммония NH_4^+, хлор-иона Cl^-, присутствие сульфатов SO_4^{2-} и агрессивной углекислоты $CO_{2агрес}$.

Таблица 3. Химический состав грунтовых вод Казанского собора

Элементы анализа	Ед. изм.	2003 г	2004 г
Ca^{2+}	мг/л	96,2	248,5
Mg^{2+}	мг/л	19,5	126,5
$K^+ + Na^+$	мг/л	568,1	301,3
NH_4^+	мг/л	2,0	7,0
SO_4^{2-}	мг/л	76,8	38,4
Cl^-	мг/л	785,9	775,6
HCO_3^{2-}	мг/л	451,5	811,5
Минерализация	мг/л	2001,0	2303,3
ПМО	мгO_2/л	не опр.	17,6
CO_2 агр.	мг/л	15,4	15,2
pH	б/р	7,04	7,16

Минерализация грунтовых вод достигает 2303,3 мг/л, т.е. она в 3 раза выше минерализации воды Петропавловского собора, что вызвано застойным режимом загрязненных вод при наличии шпунтовых ограждений и облицовки набережных канала. Как известно, шпунты погружены в относительно водоупорную толщу морен, что предопределяет изоляцию грунтовых вод и отсутствие свободного водообмена с поверхностными водами. При наводнении в условиях подъема уровня воды в канале не происходит значительного разбавления грунтовых вод. При интенсивном загрязнении зоны аэрации может наблюдаться даже вымыв солей, сопровождающийся ростом минерализации и концентрацией поллютантов в грунтовых водах.

Наличие застойного гидродинамического режима приводит к повышению содержания ионов Ca^{2+} и Mg^{2+}, как компонентов выщелачивания известковых растворов и известняков фундаментов.

Формирование свойств грунтов в верхней толщи разреза основания собора происходило в восстановительной обстановке под болотными отложениями, что, как уже отмечалось выше, предопределило их обогащение органическими соединениями абиотического и биотического происхождения и существенно сказалось на снижение их прочности. Деятельность сульфатредуцирующих бактерий в водонасыщенных дисперсных грунтах приводит к восстановлению сульфатов и образованию сероводорода, присутствие которого отмечается ниже уровня грунтовых вод. Тепловыделение из проложенной по периметру собора теплотрассы способствует увеличению скорости протекания физико-химических и биохимических процессов, росту численности микроорганизмов, повышению степени газонасыщения грунтов и газогрязевым выбросам. При устройстве фонтана около собора был зафиксирован выброс метана.

Следовательно, грунты в основании Казанского собора можно отнести к водогазонасыщенным, что предполагает изменение степени их разуплотнения во времени в зависимости от активности деятельности микроорганизмов в подземной среде и величины газодинамического давления, которое влияет на характер развития деформаций собора.

Неравномерность развития осадок несу-

щих конструкций собора подтверждается результатами нивелирования по 29 реперам, заложенным в цоколе собора. Наибольшие величины абсолютных осадок наблюдались для восточной колоннады (со стороны канала Грибоедова) – от 115 до 128 мм. Относительная неравномерность осадок между колоннадой и основным зданием по данным геодезических наблюдений, превышает значения, регламентируемые СП 50-101-2004. Знакопеременные деформации, вызванные газогенерацией в основании, приводят к развитию трещинообразования в чугунных базах колонн собора (рис. 3). Для ликвидации подобных негативных процессов и явлений необходимо устройство разгрузочных скважин.

Рис. 3. Трещина в чугунной базе колонны Казанского собора, по краям которой заметны следы коррозионного разрушения (фото 2005 г.)

5. АНАЛИЗ ПРИЧИН РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ИСААКИЕВСКОГО СОБОРА

Кафедральный Исаакиевский собор Санкт-Петербурга построен на месте одноименного собора А. Ринальди-В. Бренна, который был разобран в начале 19 века. Были сохранены только фундаменты алтарной части и подкупольных пилонов в восточной части собора. Строительство действующего собора было начато в 1818 г. под руководством архитектора Огюста Рикара де Монферрана, а завершено в 1841 г, после чего еще 17 лет продолжалась внутренняя отделка собора.

Для устройства фундаментов был вырыт котлован глубиной 5 м, в котором было забито 14217 сосновых свай длиной 6,4–10,7 м и диаметром 26 см. Ростверком послужила массивная конструкция, которая под несущими элементами собора была сложена гранитными плитами, под портиками – рядами гранитных блоков и бутового известняка, в остальной части – «путиловской» плитой.

Массивная часть плиты была поднята более чем на 2 метра над дневной поверхностью. В плите ростверка фундамента были устроены галереи размерами 2,5 на 2,5 метра для осмотра состояния его кладки.

Исаакиевский собор – самое тяжелое здание в Санкт-Петербурге, его вес 320 000 тонн, из которых 100 000 тонн приходится на массивную кладку фундамента (Бутиков и Хвостова, 1974). Максимальное давление на основание составляет 0,319 МПа без учета заглубления фундамента, с учетом заглубления – 0,22 МПа.

Тяжелые сооружения, такие как Исаакиевский собор, формируют зону основания, захватывающую не только четвертичные отложения, но и верхнюю зону коренных глин венда.

Первые 4 скважины для изучения инженерно-геологических особенностей основания Исаакиевского собора были пройдены в 1953 г. между портиками собора глубиной 50 м. С помощью бурения был установлен инженерно-геологический разрез основания для выполнения последующих расчетов устойчивости наземных конструкций (взаимодействие системы сооружение-основание). Работами руководил член-корреспондент Академии Наук СССР В.А. Флорин. Через 56 лет в 2009 г. Трест ГРИИ совместно со специалистами СПГГИ (ТУ) продолжили инженерно-геологические и гидрогеологические исследования. Были пробурены 4 скважины, 2 – глубиной 20 м и 2 – глубиной 50 м, расположение которых совпадало с ранее пройденными.

Собор размещается в пределах склоновой части погребенной долины р. Невы. Минимальная глубина до коренных глин венда, по данным бурения, отмечается в юго-западной части собора и составляет около 45 м. Разрез четвертичных отложений типичен для низкой Литориновой террасы и представлен водонасыщенной песчано-глинистой толщей различного генезиса. Острие деревянных свай размещается либо в нижней части литориновых отложений, либо в верхней зоне озерно-ледниковых. Следует подчеркнуть, что в процессе статического зондирования, проводимого в 2009 г. Трестом ГРИИ, фиксировалось низкое лобовое сопротивле-

ние не только в литориновых и озерно-ледниковых отложениях, но и в толще моренных отложений, мощностью около 20 м. Значение лобового сопротивления в морене изменялось от 1 до 2 МПа, снижаясь в отдельных точках до 0,8 МПа, в озерно-ледниковых - не превышало 1 МПа.

Сравнительная оценка результатов исследования химического состава грунтовых вод, выполненных в 1953 и 2009 гг., показала, что наблюдается прогрессирующее загрязнение подземной гидросферы (таблица 4).

Таблица 4. Химический состав грунтовых вод в основании Исаакиевского собора

Элемен-ты анализа	Ед. изм.	Диапазон изменения значений	
		1953 г.	2009 г.
Ca^{2+}	мг/л	40-84	89,8-560,1
Mg^{2+}	мг/л	28-77,8	29-55,3
$K^{+}+Na^{+}$	мг/л	85-370	10,2-816
NH_4^{+}	мг/л	не опр.	0,10-5,0
SO_4^{2-}	мг/л	31,2-200,8	2-81,4
Cl^{-}	мг/л	76,5-384,5	53,2-1418
HCO_3^{-}	мг/л	201,3-707,6	42,7-1572
NO_3^{-}	мг/л	не опр.	0,5-2,2
Минерализация	мг/л	975,6-1465,6	994-4733
ПМО	мгO_2/л	13,1-26,1	11,5-3128
pH	-	7,4-7,8	8,6-9,28*
Eh	mV	не опр.	-108,0*

* замерено в полевых условиях на скважине in situ

Следует отметить следующие тенденции изменения состояния подземных вод:

- значительное увеличение минерализации воды до 4733 мг/л;
- повышение содержания хлоридов в 3,5 раза за счет перманантных утечек из системы водоотведения;
- аномально высокая окисляемость, достигающая 3128 мгO_2/л определяет содержание легкоокисляемой органики, которая поступает со стоками, при этом наблюдается резко восстановительные условия в подземной среде - величина Eh составляет –108 mV;
- практически в 6,5 раз возросло содержание ионов Ca^{2+}, что вызвано постоянным процессом выщелачивания известняков и растворов из массивного ростверка фундамента собора;
- щелочная реакция воды связана с содержанием щелочноземельных элементов.

Литориновые и озерно-ледниковые отложения, по данным исследований, имеют текучую, реже текучепластичную консистенцию, их естественная влажность изменяется в пределах 35 до 45 %. Литориновые разности классифицируются как алевриты за счет высокого содержания пылеватых фракций (до 60-70 %). Практически все исследованные литориновые разности основания собора должны рассматриваться как плывуны. Величина седиментационного объема таких песков составляет от 22 до 24 $см^3$.

При низкотемпературном прокаливании пылеватых разностей наблюдается увеличения их водопроницаемости на 1-2 порядка за счет удаления органической составляющей биотического и абиотического генезиса. Глинистые грунты обладают ярко выраженными тиксотропными свойствами и низкими параметрами прочности ($\varphi \to 0$, c=0,015-0,025 МПа).

В грунтах основания Исаакиевского собора в условиях их интенсивного загрязнения канализационными стоками отмечается высокая бактериальная пораженность. Величина микробного белка (МБ), определенного по методу Бредфорд варьирует в достаточно широком диапазоне: в литориновых отложениях величина МБ – 39-70 мкг/г, в озерно-ледниковых суглинках и ленточных глинах – 135-511 мгк/г, в моренных суглинках – 56-85 мкг/г, в межморенных отложениях – 210-294 мкг/г, в коренных глинах венда – 186-690 мкг/г. Величина микробного белка изменяется в зависимости от содержания глинистых фракций соответственно их сорбционной способности.

В результате микологического анализа образцов древесины сосны с глубины 2,5 и 3,0 м, выполненного под руководством Д.Ю. Власова, выявлено 8 видов микромицетов, известных как деструкторы различных материалов, а именно Chaetomium globosum, Chrysosporium merdarium, Gliocladium penicilloides, Mucor hiemalis, Phoma glomerata, Penicillium roqueforti, Cladosporium sphaerospermum, Penicillium velutinum, что предполагает разрушение сосновых свай фундаментов Исаакиевского собора.

Такое уникальное по своим конструктивным решениям здание Исаакиевского собора на протяжении многих десятилетий вызывало беспокойство с точки зрения надежности обеспечения его устойчивости. Отмечается наклон портиков, деформации и разрушение

колонн с формированием трещин скола в колоннах (рис. 4). В настоящее время, как отмечают представители Исаакиевского собора, все трещины при косметическом ремонте ликвидированы.

Рис. 4. Трещина скола в нижней части колонн западного портика Исаакиевского собора (2007 г.)

Выполненный расчет осадки Исаакиевского показал, что максимальная осадка (Sл) при введении в расчет давления от сооружения (p_c) без учета заглубления фундамента составила 1,43 м, а с учетом заглубления – 0,99 м. Величина осадки с учетом пластических деформации равна 1,46 м (Дашко и Александрова, 2003).

6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Прогноз сохранности рассматриваемых памятников и соборов, а также управление состоянием системы «тяжелое сооружение-слабое основание» должны базироваться на их обследовании с учетом геотехнических особенностей разреза и реконсолидации грунтов, а также формирования агрессивности подземной среды по отношению к материалам кладки фундаментов, подвалов и стен. Необходимым мероприятием в создавшихся условиях служит организация объектного мониторинга памятников и соборов. Под таким мониторингом понимается система постоянного контроля за компонентами подземного пространства (грунтами, подземными водами, микроорганизмами, газами и подземными несущими конструкциями памятников и соборов) во времени.

Результаты мониторинга позволят осуществлять оперативное совершенствование проектных решений по реконструкции, реставрации, способам защиты памятников и обеспечения их длительной устойчивости.

Для памятников необходимо выполнить построение их трехмерных (3D) моделей по результатам съемок лазерно-сканирующими системами, а также разработать методику их комплексного геодезического обследования с учетом характера развития деформаций памятников. Для памятников следует создать специальные нормативы по обоснованию размеров пространственных охранных зон, где запрещается проведение строительных работ, в том числе устройство глубоких котлованов даже с применением щадящих технологий, а также строительство подземных выработок (тоннелей и станций метрополитена).

ЛИТЕРАТУРА

Аплаксин А.П. 1911. *Казанский собор в Санкт-Петербурге (1811-1911) – историческое исследование о соборе и его описание*. СПб.

Бутиков Г.П., Хвостова Г.А. 1974. *Исаакиевский собор*. Л.: 2 изд.

Дашко Р.Э., Александрова О.Ю. 2003. Инженерно-геологический и геоэкологический анализ причин разрушения Исаакиевского собора. *Реконструкция городов и геотехническое строительство*, №5, стр. 57-65.

Дашко Р.Э., Шидловская А.В. 2003. Инженерно-геологическая и геоэкологическая диагностика условий функционирования Петропавловского собора. *Сб. тезисов 2-го Межд. научно-практич. симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси».* Сергиев Посад: Патриарший изд.-полиграф. Центр, стр. 94-96.

Кармазинов Ф.В., Пробирский М.Д. 2003. Система водоотведения Санкт-Петербурга. *Охрана окружающей среды, природопользование и обеспечение экологической безопасности в Санкт-Петербурге в 2002 году*.

Трофимов С.В. 1998. *Петропавловский собор. Усыпальница русских императоров*. СПб.: Белое и черное.

Шидловская А.В. 2008. Анализ причин деформаций Казанского собора и организация объектного мониторинга. *Записки Горного института. Проблемы прикладной геологии и геофизики,* Том 176. стр. 217-220.

Шидловская А.В. 2003. Геоэкологический и геотехнический объектный мониторинг архитектурно-исторических комплексов Санкт-Петербурга. *Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство*, Том 2, стр. 455-461.

Dashko, R.E. 2003. Environmental problems in geotechnics. *Proc. of the International Geotechnical Conference, dedicated to the tercentenary of Saint Petersburg*, Vol. 1, No. 7, pp. 115-128.

Инженерная защита территории, мониторинг и охрана архитектурного наследия исторического центра Киева

Н.И.Орленко[1], А.Е. Антонюк[1], Ю.А.Маслов [1], А.В.Кендзера[2], В.Д. Омельченко[2], Н.Х. Соковнина[3], С.П.Левашов[4], М.Г.Демчишин[5], В.Ф.Рыбин[5], А.П.Дышлык[6]
[1]Корпорация «Укрреставрация», Киев, Украина
[2]Институт геофизики Национальной академии наук (НАН) Украины, Киев, Украина
[3]Научно-исследовательский и проектный институт градостроительства, Киев, Украина
[4]Научно-производственное предприятие «ГЕОПРОМ», Киев, Украина
[5]Институт геологических наук НАН Украины, Киев, Украина
[6]Научно-производственное предприятие «Киевгеоинформатика», Киев,Украина

АННОТАЦИЯ: Значительная часть исторического центра Киева с архитектурным наследием расположена в зонах геологического риска – проявления опасных природных и природно-техногенных процессов. Градостроительная деятельность без учета геологического риска может значительно снизить эффективность усилий по сохранению наследия. Проблема состоит в уменьшении риска, повышении стабильности и устойчивого существования объектов и инфраструктуры наследия. В основе излагаемой концепции - стратегия упреждення, мониторинг состояния среды, геотехнических систем и об'єктов наследия с использованием современных технологий, в т.ч. данных дистанционного зондирования Земли, геоинформационных систем, реализация превентивных и защитных мероприятий.

1. АКТУАЛЬНОСТЬ

Центральный исторический ареал, который сохранил объекты культурного и природного наследия, а также связанные с ними историческую планировку и формы застройки, расположен на правом берегу реки Днепр. В течение столетий и ныне правобережная часть Киева играет важную градоформирующую роль. Именно на этой территории сосредоточено наиболее ценное культурное и природное наследие, включая объекты, на которые распространяется «Конвенция про охрану культурного и природного наследия» ЮНЕСКО, в том числе, Софийский собор (рис.1) и Киево-Печерская Лавра (рис.2).

Здесь, на крутом холме над Днепром, высится Андреевская церковь (Св. Андрея Первозванного) – памятник архитектуры XVIII столетия, уникальное творение в стиле рококо архитектора Растрелли.

На северных подступах к древнему Киеву находится Кирилловская церковь (Св. Кирилла Александрийского) – памятник архитектуры и монументальной живописи XII столетия.

Правобережье долины Днепра в пределах Киева представлено уникальными ландшафтами, памятниками садово-паркового искусства, что в сочетании с архитектурными ансамблями создает неповторимый силуэт города.

Рис.1 Софийский собор.

В связи с особой важностью объектов культурного и природного наследия, а также исторических ландшафтов и проявлением здесь опасных геологических процессов, эта часть Киева требует особого внимания и защиты.

Проблема снижения геологического рис-

ка должна решаться путем перехода от реагирования на последствия проявлений разрушительных природных и природно-техногенных процессов к их прогнозу и упреждению.

2. ИСТОКИ ПРОБЛЕМЫ

Границами рассматриваемой территории на востоке является правый берег Днепра – на западе берег его притока - реки Лыбедь, (судоходной во времена Киевской Руси). Протяженность береговой линии Днепра в этой части города - 14,5 км, длина р. Лыбедь – около 11 км. Этот ареал занимает в настоящее время площадь около 4200 га, что немного более 5% территории современного города.

2.1. Природные особенности территории

В числе наиболее неблагоприятных природных особенностей территории для градостроительной деятельности следует отметить следующие:

- контрасты рельефа правобережной части города;
- расположение территории на стыке структур кристаллического фундамента и наличие тектонических разломов;
- наличие в геологическом строении пород с низкими показателями прочностных и деформационных свойств (лессы, супеси, суглинки, пески, глины).
- наличие зон геодинамической активности и участков повышенной сейсмической опасности.

Поверхность правобережной части города – приподнятая платообразная равнина, расчлененная долинами малых рек – притоков Днепра и овражной сетью.

Характерные формы рельефа этой части территории города – эрозионные останцы, Старокиевский, Кореневский, Печерский, абсолютные отметки которых изменяются в пределах 180 -196 м. Самые низкие участки территории приурочены к фрагментам пойменных террас с абсолютными отметками 92 -97 м.

Территория расположена на стыке геоструктур Украинского щита и его северо-восточного склона. По границе между ними проходит Днепровская зона разломов в кристаллическом фундаменте с участками повышенной трещиноватости, которые выражены на

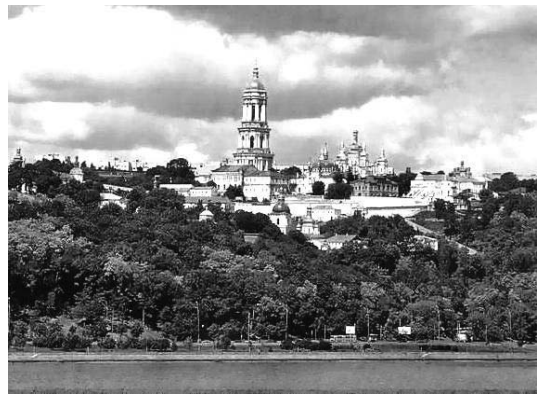


Рис.2 Киево-Печерская Лавра.

поверхности линейно - организованными элементами ландшафтов – линеаментами, представленными схематически на рис.3 в виде пучков прерывистых прямых линий меридионального, широтного и северо-восточного направлений.

Поверхность кристаллического фундамента на данном участке встречается на глубине 350-380 м. Осадочные породы над кристаллическим фундаментом представлены песками, глинами, мергелями, мелом, известняками.

2.2. Современные процессы как фактор геологического риска

Потенциально опасны для территории проявления эндогенных (сейсмичность, современные тектонические движения участков земной коры, криптовые смещения среды вдоль разломов) и экзогенных (эрозия, оползни, суффозия, просадки, провалы, подтопление, заболачивание, оседание поверхности) процессов, которые при техногенных воздействиях обретают разрушительный, иногда катастрофический характер (Starostenko et al. 2001).

Угрожающее развитие приобретают явления природно-техногенного и техногенного происхождения.

2.2.1. Эндогенные процессы

В настоящее время сейсмичность территории оценивается в 6 баллов по шкале MSK-64. Существенное влияние на интенсивность сотрясений оказывают следующие факторы: рельеф, механические свойства грунтов, уровень подземных вод, наличие подземных полостей, близость разломных зон.

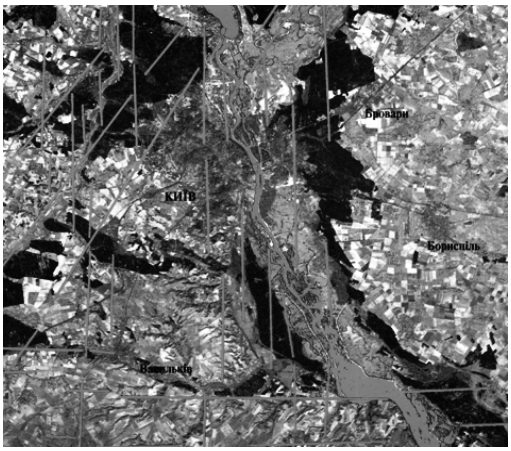


Рис.3 Зоны трещиноватости кристаллического фундамента в районе Киева, результаты дешифровки материалов космического снимка «Landsat TM» (Lyalko 1999).

Кроме природной сейсмичности, связанной с глубинными тектоническими процессами, возможно появление наведенной сейсмичности, обусловленной техногенным воздействием на среду вблизи разломных зон.

Весьма опасными являются разломы новейшего заложения Днепровской зоны, которые скрыты под молодыми образованиями и находятся непосредственно под центральной частью города.

Особого внимания требуют структурно-неотектонические узлы. Прежде всего это касается участков пересечения с Киевским разломом Святошинского, Пироговского и других (рис.5).

Большая часть исторического центра города расположена в границах наиболее тектонически активной на современном этапе структуре Печерского горста – приподнятого участка земной коры, ограниченного разрывными нарушениям в осадочном чехле.

Признаки активизации разрывных нарушений в приповерхностных слоях (рис.6) на территории центральной части города выявлены в 2005 году

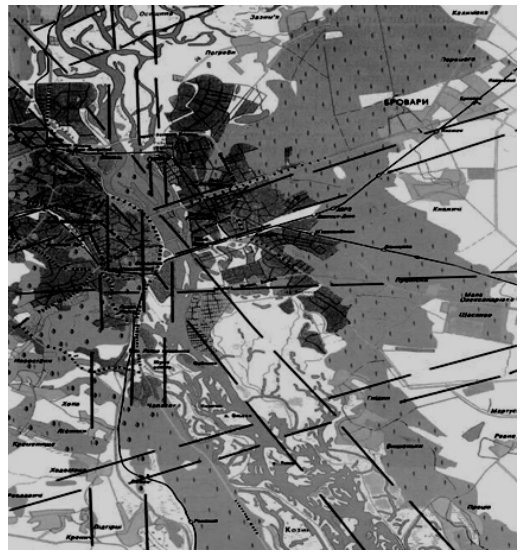


Рис.4. Зоны геодинамических напряжений (геологического риска) на территории Киева и прилегающих районов, результаты дешифровки материалов снимков украинско-российского космического аппарата «Океан-О»(Lyalko 1999).

Специальным центром аэрокосмических технологий «Южный», (г. Днепропетровск) в результате обработки материалов космической и аэрофотосъемки территории с использованием технологии теплового «просвечивания» земной поверхности («Построение тематических карт подповерхностного строения Земли с использованием тепловизорных спутниковых материалов», www. scat.net.ua/ru/tech1.php).

2.2.2. Экзогенные процессы

Эрозионно-гравитационные процессы проявляются в виде оползней на высоких правобережных склонах долины Днепра и на склонах его правобережных притоков.

Основными факторами развития оползней на рассматриваемой территории являются: крутизна склонов, присутствие в геологическом разрезе рыхлых песчано-глинистых пород, аномальные изменения синоптической ситуации, антропогенные нарушения поверхностного и подземного стока, нару-

шение растительного покрова, изменение гидрологического режима р. Днепр в пределах города, аварии на водонесущих коммуникациях, устройство котлованов и карьеров на склонах.

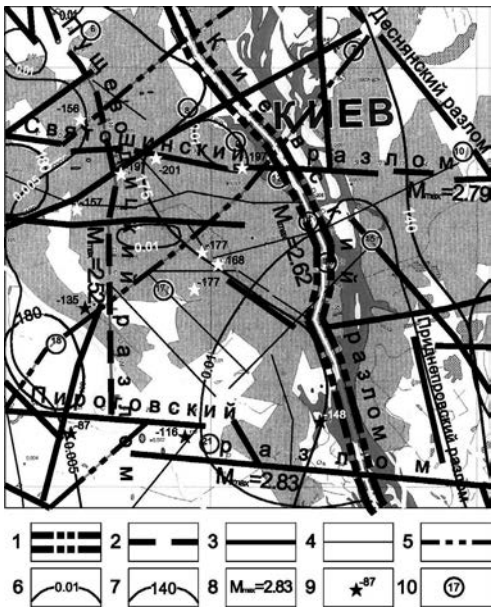


Рис. 5 Неотектоника территории Киева, фрагмент.

Условные обозначения: 1 - Киевский разлом (кинематический тип - сбросо-сдвиг); 2 - Пущеводицкий разлом (кинематический тип - сдвиг); 3 – разломы с невыясненным типом перемещений, неотектоническая активность которых подтверждается геолого-геоморфологическими исследованиями; 4 – выявленные разломы, неотектоническая активность которых не подтверждается в настоящее время; 5 – разломы прогнозируемые; 6 – изограды средних скоростей движений земной коры (см/км/тыс.лет); 7 – изобазы суммарных амплитуд неотектонических движений земной коры (м); 8 – магнитуда; 9 – абсолютные отметки поверхности кристаллического фундамента; 10 – кусты глубинных реперов, совмещенные с GPS.

2.2.3. Процессы природно-техногенного и техногенного происхождения

К опасным факторам техногенного воздействия на данную территорию следует отнести:

- механическое влияние наземной техносферы города;
- откачка подземных вод из водоносных горизонтов, создание подземных выработок;
- наличие подрабатываемых участков территорий на склонах долины Днепра;
- нарушение составляющих баланса подземных вод;
- изменения рельефа и других элементов естественного ландшафта:
- изменения физических полей в подземном пространстве города.

Точечные нагрузки на толщу пород от веса новостроек повышенной этажности, как вид механического влияния, особенно в пределах пересечения разломных зон и участков геодинамических напряжений могут провоцировать наведенную сейсмичность в результате дополнительной нагрузки на блоки кристаллического фундамента.

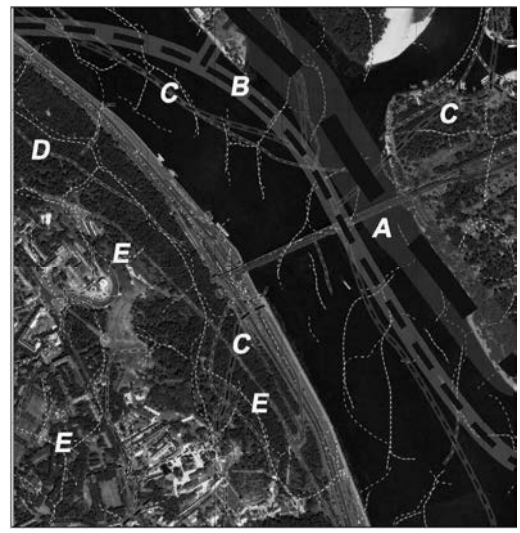


Рис.6 Разрывные нарушения в осадочном чехле. Территория Парка Славы и Дальних Пещер Киево-Печерской Лавры на склонах Днепра, фрагмент. Ширина зоны влияния разрывных нарушений, км: A-2,50-3,00; B-0,70-1.00; C -0,25-0,30; D - 0,075-0,100; E - 0,02-0,03.

Под воздействием веса новостроек при плотной застройке территории новыми объектами зоны их влияния накладываются одна на другую. Откачка подземных вод из водоносных горизонтов и закачка вод в геологические структуры, нарушение естественной гидродинамической обстановки приводит к изменению напряженного состояния водосодержащих толщ пород и как следствие опускание поверхности земли на значи-

тельных участках.

Наличие подрабатываемых участков территорий на склонах долины Днепра связано с устройством в первой половине прошлого столетия противооползневых дренажных систем галерейного, коллекторного и штольневого типов на глубине от 4 м до 28 м от поверхности земли в массивах горных пород на склонах. Со временем по разным причинам они утратили свое назначение и привели к образованию провалов, смещению грунта, деформациям инженерных систем и сооружений. С течением времени существенно сократился дебит грунтовых вод и дренирующая способность штолен. За весь период наблюдений (с 1939 г.) доля влияния дренажей глубокого заложения на активизацию эрозионно-гравитационных процессов составляет около 20% и является наивысшей из всех техногенных причин, которые влияют на развитие экзогенных процессов на этой территории.

Основной причиной подтопления являются утечки водонесущих коммуникаций; изменения условий стока - засыпка эрозийной сети (оврагов, рвов, русел малых рек и ручьев); формирования массивов насыпных отложений с низкими фильтрационными свойствами; барражный эффект в результате устройства сооружений на путях стока; конденсация влаги под новостройками; подпор грунтовых вод подземными сооружениями.

Подтопление территории обусловливает возникновение тепловых аномалий и, в определенной мере, изменения электрических полей.

Интенсификация градостроительной деятельности повлекла образование негативных физических полей в геологической среде, в том числе, вибрационных, тепловых и электрических.

Таким образом, современные процессы природного и природно-техногенного характера являются основным фактором геологического риска.

3. ВАРИАНТЫ РЕШЕНИЯ ПРОБЛЕМЫ

Проблема может решаться путем реализации двух принципиально отличных вариантов: первый вариант - реагирование на последствия разрушительных проявлений процессов, второй вариант - их прогноз и упреждение.

Первый вариант направлен исключительно на ремонтные мероприятия локального характера, которые касаются ликвидации последствий негативных явлений на отдельных участках и объектах культурного наследия. Необходимость таких мероприятий предопределена опасными ситуациями, которые зачастую являются следствием недостаточности информации о природных процессах и техногенных явлениях, а также о существовании разнообразных новых объектов, которые создавались без учета их влияния на окружающую среду.

Главным недостатком этого варианта является то, что при этом требуется излишнее расходования средств и усилий.

Второй вариант направлен на реализацию стратегии упреждения (Осипов и др. 1997). Существенная особенность данной стратегии:

- ориентация на территориальную форму охраны наследия: именно территориальная форма охраны дает принципиальную возможность систематизировать все мероприятия с применением технических, организационных и инвестиционных средств для определения наиболее рациональных путей уменьшения техногенного влияния на среду;
- значительное внимание превентивным мероприятиям, которые могут быть эффективными только при условии территориальной формы охраны наследия, а именно: геофизическим, инженерно-геологическим и гидрогеологическим целевым прогнозам, их влиянию на природно-техногенную обстановку.

Международный опыт свидетельствует о том, что расходы на реализацию стратегии упреждения до 15 раз меньше по сравнению с потерями, связанными с развитием опасных процессов (“Йокогамская стратегия”, Всемирная конференция по уменьшению опасности стихийного бедствия. ООН, Йокогама, Япония, 1994).

3.1. Первоочередные задачи

Первоочередными задачами реализации выбранной стратегии упреждения в рамках

предлагаемой концепции являются:
- выполнение инструментальных наблюдений деформаций земной поверхности в условиях сложного взаимодействия экзогенных, эндогенных и техногенных процессов;
- исследование ритма экзогенных геологических процессов, в частности, эрозионно-гравитационных, с целью оценки геодинамического потенциала территории и геологического риска (Demchyshyn 1997);
- выявление параметров пространственно-временной дифференциации и изменений эндогенных тектонических движений земной коры и оценка их влияния на динамику экзогенных процессов;
- обнаружение и систематизация опасных для устойчивости геологической среды изменений в функционировании инженерных систем и коммуникаций в конкретных инженерно-геологических условиях;
- картографирование зон риска - проявления опасных экзогенных, эндогенных и природно-техногенных процессов и разработка регламентирующих, инженерных и мониторинговых мероприятий для его снижения;
- использование геоинформационной системы (Chabanyuk et al. 2002) для контроля и прогнозирования развития опасных природных и природно-техногенных процессов в геологической среде.

Принципиальным преимуществом геоинформационной системы (ГИС) есть комплексное информационное отображение и оперирование пространственно распределенными, разнородными и динамическими факторами геологического риска природного и природно-техногенного происхождения с учетом их взаимосвязи и взаимовлияния на всех уровнях управления.

3.2. Превентивные мероприятия

Основой превентивных мероприятий на территориальном уровне должна стать система мониторинга в составе:
- высокоточных геодезических наблюдений за горизонтальными и вертикальными деформациями земной поверхности на территории;
- гидрогеологического контроля территории для отслеживания режима грунтовых вод, влажностного режима зон аэрации, расхода штольневых дренажей;
- сейсмологического контроля для отслеживания зарождения сейсмоопасных зон в условиях техногенных влияний, микрорайонирования исследуемых участков и выработки мероприятий по снижению сейсмического риска;
- использования материалов аэро- и космо съемки для отслеживания тенденций развития опасных аномалий в геологической среде территории.

Геодезические опорные пункты сети наблюдений за изменениями положения глубинных реперов располагаются в пределах разломно-блоковых структур, а также мест сосредоточения опасных природно-техногенных процессов, влияющих на устойчивость геологической среды.

Сеть сейсмологического контроля создается с учетом расположения зон разрывных нарушений для оценки их потенциальной активности.

При интерпретации результатов геодезических наблюдений на склонах долины Днепра выделяются границы устойчивых и деформированных пород, положение депрессионной поверхности водоносных горизонтов, разгружающихся на склонах.

Основными инструментами анализа в геоинформационной системе являются тематическое картографирование и моделирование в различных профилях модели данных о факторах геотехнического и геологического риска.

Соответствующие профили такой модели строятся в соответствии с международными стандартами. Для описания профилей природных объектов и инженерно-геологических особенностей используются соответствующие шаблоны проектирования Компании ESRI, являющиеся, по сути, стандартами де-факто.

Технологические решения по контролю и прогнозированию опасных природных и природно-техногенных процессов строятся в сервисно-ориентированной программмной архитектуре. Сервисы сводятся в тематические группы и реализуются на серверах соответствующих служб (сервисо-генерирующие сервера). Деловая логика, включая тематическое картографирование и модели-

рование реализуется семейством серверов приложений. Управление сервисо-генерирующими серверами и серверами приложений осуществляется на портальном сервере.

С использованием геоинформационных технологий реализуются мероприятия по контролю и прогнозированию развития процессов в геологической среде.

Мониторинг на локальном уровне предусматривает:

- полевые инженерно-геофизические наблюдения (Levashov et al. 2008) с целью выявления аномалий в приповерхностных слоях геологической среды;
- контроль напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов, оползневых и провальных участков, выявление их структурно -тектонических особенностей;
- контроль технического состояния инженерных сетей и геотехнических объектов, оснований и фундаментов сооружений;
- контроль технического состояния объектов культурного наследия с учетом статических и динамических воздействий и определение первоочередных защитных мер (Maslov et al. 2002).

Результаты мониторинга на локальном уровне должны стать основанием для проектирования и реализации мероприятий по инженерной защите локальных участков территории и сохранению объектов культурного наследия.

3.3. Защитные мероприятия

В отличие от традиционных приемов инженерной защиты территорий, присущих мероприятиям инженерной подготовки при новом строительстве, специфика в данном случае заключается в необходимости сохранения культурного и природного наследия на существующей территории. Назначение защитных мероприятий – предотвращение, устранение или снижение до допустимого уровня отрицательного воздействия на объекты наследия опасных природных и природно-техногенных процессов.

Первостепенное значение должно придаваться совершенствованию нормативно - правовой базы, регламентирующей градостроительную и хозяйственную деятельность на защищаемых территориях архитектурных и археологических заповедников, их охранных и буферных зон, зон охраняемых ландшафтов.

При обосновании защитных мероприятий существенное значение имеет соблюдение следующих основных принципов (Демчишин 1992):

- адекватности защитных мероприятий характеру и масштабам проявления опасных геологических процессов;
- селективности воздействия конкретных мероприятий, направленных на устранение или ликвидацию определенных факторов риска;
- стимулирования способности геологической среды к саморегулированию и самовосстановлению;
- учет стадийности и ритмичности проявления экзогенных геологических процессов.

Необходимо учитывать также действие на проявление экзогенных процессов провоцирующих событий (землетрясений, ливней, внезапных изменений температуры и атмосферного давления и т.п.).

Инженерная защита от одного или нескольких опасных процессов должна осуществляться независимо от ведомственной принадлежности территорий и объектов и предусматривать образование единой территориальной системы мероприятий.

Исходя из приведенных принципов преимущественными направлениями инженерной защиты на рассматриваемой территории являются:

- регулирование стока поверхностных и подземных вод, защита склонов от инфильтрации и эрозионных процессов;
- устройство защитных покрытий, тампонаж трещин, скважин, шурфов, ликвидация рытвин, воронок, промоин и водоотвод за пределы оползнеопасных участков;
- устройство горизонтальных, вертикальных, комбинированных дренажей,
- устройство лучевых дренажей как альтернатива дорогостоящим дренажным галереям;
- устройство удерживающих и поддерживающих противооползневых сооружений;
- восстановление агролесомелиоративного закрепления крутых склонов;
- введение специального режима эксплуатации склонов как природных сооружений;

- повышение надежности существующих водонесущих коммуникаций на участках расположения объектов культурного наследия;
- устройство контурных дренажей для перехвата утечек из водовмещающих наземных и подземных сооружений на территорию охранных и буферных зон историко-архитектурных заповедников;
- вынос водонесущих инженерных сетей за пределы влияния оползнеопасных склонов;
- вывод из эксплуатации дренажно-штольневых систем на склонах Днепра, утративших свое значение в силу изменения гидрогеологического режима.

Важной проблемой для Киева является рациональное использование подземного пространства. В основании правобережной части г. Киева – устойчивые и пригодные для разработки глинистые мергели. В них проложены линии метрополитена, а также значительные по протяженности дренажные системы галерейного типа в основании склонов. Обоснование возможности использования подземного пространства в этой части путем реконструкции отслуживших галерей для нового целевого использования этого пространства может базироваться на указанных благоприятных геологических условиях и значительной ценности территории.

Решение перечисленных задач даст возможность своевременно предотвращать возникновение и развитие опасных ситуаций, рационально решать вопросы дальнейшего использования территории и сохранения наследия.

4. ЛИТЕРАТУРА

Демчишин М.Г. 1992. Современная динамика склонов на территории Украины.. Киев Наукова думка. 252 с.

Chabanyuk V.S., Dyshlyk A.P., Markov S.Y. 2002. "Effective GIS management in environmental protection projects using GeoSolution Framework". *NATO Advanced Research Workshop "Role of GIS in Lifting the Cloud off Chernobyl",* Yalta 2002.

Demchyshyn M.G. 1997. Landslide hazards in the urban areas. *Proceeding International Symposium on Engineering Geology and the Environment.* IAEG/Athens/Greece, 23-27 Jun. 1997.

Levashov S.P. and other 2002. "Monitoring of engineering – geological conditions along area of the surface bedding underground." *70nd EAGE Conference and Technical Exhibitio.* Rome, Italy, 9-12 June 2008. CD_ROME Abstracts volume. P098, 4 pages.

Lyalko V.I. 1999. "Ukraine from Space". *Atlas of Decoded Images of the Area of Ukraine from Space Platforms. The second edition corrected and complemented. National Academy of Science of Ukraine.* National Space Agency of Ukraine. Centre of Aerospace Research of the Earth. Kyiv – 1999.

Maslov Y.A. and others. 2002. "Monitoring of the technical condition of the St. Sophia Cathedral and related monastic building in Kiev with Space Applications, geo-positioning systems and GIS tools". *CONFERENCE Space Applcations for Heritage Conservation.* Strasbourg, France. 5-8 November, 2002 . page 23-24.

Осипов В.И. и др. 1997. Москва. Город и геология. *Российская Академия наук. Институт геоэкологии.* М. 1997. 400 с.

Starostenko V.I. and others. 2001. "Kiev: geology and geophysics of the environment and factors unfavourable for it." *Geophysical Journal.* Vol.23, N4,2001, pages 3-39.

Обоснование решений реконструкции подвала административно-торгового здания в г.Томске

А.И. Полищук, А.А. Петухов, Г.И. Таюкин, К.А. Полищук
Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск,
ЗАО «Научно-производственное объединение Геореконструкция», Россия

АННОТАЦИЯ: Приводится научно-техническое обоснование реконструкции подвальной части административно-торгового здания в г. Томске. Оно расположено в центральной исторической части города и эксплуатируется более 140 лет. В подвале планируется перепланировка помещений с понижением отметок пола, а также устройство дополнительных дверных проемов и входных узлов. Предложены технические решения по усилению фундаментов и надфундаментных строительных конструкций подвального этажа*.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1. Краткие исторические сведения

Административно-торговое здание по пр. Ленина, 113 (рис. 1) расположено в центральной части города Томска. Здание в плане состоит из нескольких частей, построенных в разное время и объединенных под одну крышу. Часть здания в осях А-Л, 1-13 построена ориентировочно в 1862 г. (рис. 2). За период длительной эксплуатации здание неоднократно реконструировалось, ремонтировалось и меняло свое функциональное назначение.

По архивным данным известно, что это здание в 1878 г. принадлежало одному из наиболее богатых томских купцов 1-й гильдии, почетному гражданину г. Томска Королеву Евграфу Ивановичу.

В 1912 году в здании размещались магазины дорожных товаров «Братья Макаровы», офицерских вещей торгового дома «Голованов с сыном». В 1932 – 1938 г.г. в нем размещались организация «Шахтстрой» треста «Востокуголь»; Томский городской финансовый отдел; Томское областное отделение Промышленного банка СССР и Томское отделение организации «Союзмедразведка». С 1942 по 1956 г.г. в здании располагалось управление Министерства государственной безопасности.

С 1957 по 2001 г.г. в здании размещался областной онкологический диспансер. В 2001 г. здание приватизировано и в течение года не эксплуатировалось. Затем были проведены работы по его капитальному ремонту, который включал: усиление (восстановление) стен, простенков первого и второго этажей здания; замену перекрытия первого этажа, чердачного перекрытия и крыши. В настоящее время в здании располагается административно-торговый центр «Аркада» (рис. 1).

Рис. 1. Общий вид здания по пр. Ленина, 113 по состоянию на ноябрь 2009 г.

* В работе принимали участие: сотрудники ТГАСУ и ООО «СНПО Геотом»; к.т.н., доц. С.В. Ющубе; инж. С.С. Нуйкин; асп. Р.В. Шалгинов; маг. А.А. Тарасов; инж. Р.В. Моисеенко

1.2. Задачи реконструкции подвала здания

Собственник подвальных помещений здания по пр. Ленина, 113 планирует организовать в них кафе и ресторан. Заказчик ставил перед Исполнителем следующие основные задачи: максимально расширить существующие площади подвального этажа; увеличить высоту помещений подвала; расширить существующие дверные проемы; устроить дополнительные дверные проемы во внутренних стенах подвала; устроить два новых входных узла в подвал здания; устроить в наружной стене подвала нишу под камин и проем под дымовую трубу. План-схема подвала здания по пр. Ленина, 113 до и после реконструкции приведены на рис. 2.

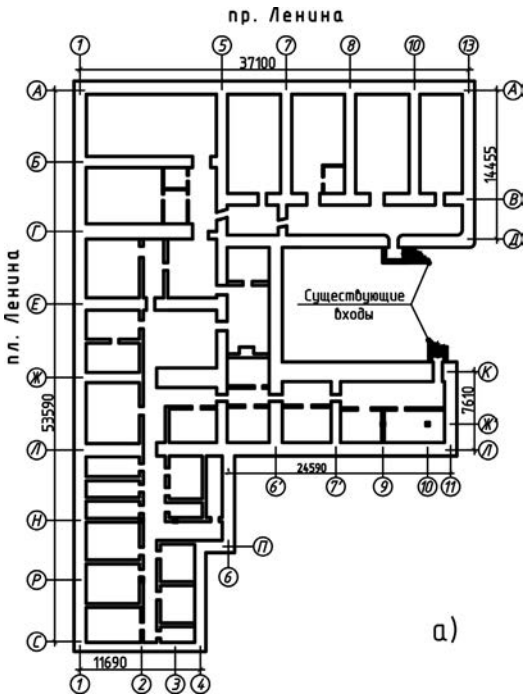
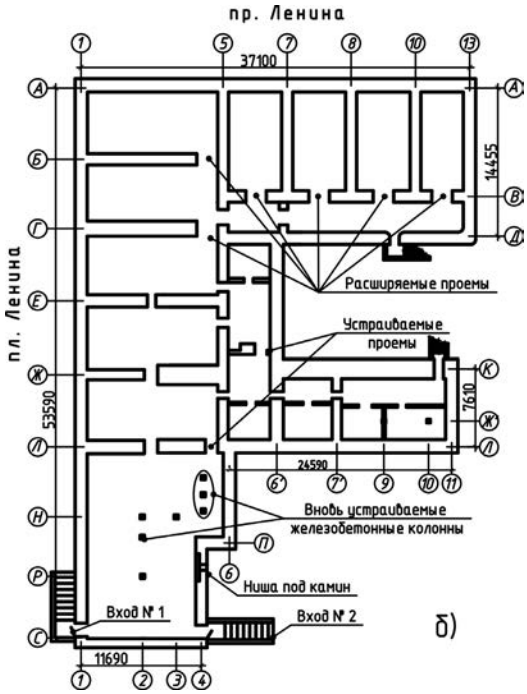


Рис. 2. План-схема подвала здания по пр. Ленина, 113 в г.Томске:



а, б – соответственно до и после реконструкции

Расширение площадей предусматривалось за счет сноса старых поврежденных перегородок и внутренних самонесущих стен подвала (рис. 2). Увеличение высоты помещений подвала до 2,5 – 3,6 м на участке в осях А-Л, 1-13 планировалось выполнить после усиления фундаментов, стен и других строительных конструкций здания.

Расширение существующих дверных проемов в предложенных решениях производится на участке в осях А-Д, 1-13 до ширины 2,0 м. Ширина существующих проемов составляет 0,8 – 1,2 м (рис. 2, б).

Устройство дополнительных дверных проемов шириной 1,2 м предусматривалось во внутренних несущих стенах подвала на участках в осях П, 3-4 и Ж-Е, 5-7 (рис. 2, б).

Входные узлы в подвал здания запланированы: на участке в осях 1, Р-С – вход №1 со стороны пл. Ленина; на участке в осях 4, Р-С – вход № 2 со стороны внутреннего двора здания (рис. 2, б).

Кроме того, в наружной стене на участке в осях 4, П-С предусматривается устройство ниши под камин размером 1,8 × 1,8 м глубиной 0,5 м, и проема под дымовую трубу размерами 0,5 × 0,5 м (рис. 2, б).

Сотрудниками ООО «СНПО Геотом»; ЗАО «НПО Георекнструкция», ГОУ ВПО ТГАСУ под руководством Заслуженного строителя РФ, докт. техн. наук, профессора А.И. Полищука в период с 2007 по 2010 г. были выполнены работы по оценке технического состояния фундаментов, надфундаментных строительных конструкций подвала и разработаны мероприятия (технические решения) по их усилению (восстановлению).

Сложность реконструкции заключается в том, что строительные конструкции подвала (фундаменты, стены и перекрытие подвала) находятся в ветхом, а на отдельных участках в аварийном состоянии. За период эксплуатации части здания (более 140 лет) неоднократно проводился его капитальный ремонт (1980-2001г.г.). При этом усиление (восстановление) строительных конструкций подвала и фундаментов здания, за исключением отдельных участков, не производилось.

2. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЗДАНИЯ И СВЕДЕНИЯ О ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ ПЛОЩАДКИ

2.1. Краткая характеристика конструктивного решения здания

Административно-торговое здание по пр. Ленина, 113 в г. Томске двухэтажное, Г-образной формы в плане с размерами между габаритными осями 36,9×55,2 м (рис. 2).

Здание по пр. Ленина, 113 имеет сложную конструктивную схему, несущими являются продольные и поперечные стены, а на участках в осях Л-С, 1-4 и Л-К, 9-11 устроен внутренний неполный железобетонный каркас.

Фундаменты здания под наружные и внутренние стены – мелкого заложения, ленточные, бутовые на известково-песчаном растворе. Под колонны в осях Н-2, Н-3, Р-2 (часть здания более поздней постройки), а также под колонны на участке в осях (Л-К, 9-11) – отдельностоящие из монолитного железобетона.

Стены здания на участке в осях А-Л, 1-13 - кирпичные из красного керамического кирпича на известковом и известково-песчаном растворе. Стены подвала бутовые на известково-песчаном растворе и кирпичные из красного керамического кирпича. Толщина стен по высоте здания переменная

Перекрытие подвала – железобетонное, монолитное по металлическим и железобетонным балкам, а на отдельных участках – кирпичные своды. Междуэтажное и чердачное перекрытия – монолитные железобетонные с использованием в качестве жесткой арматуры металлических прокатных балок.

Крыша здания – чердачная, скатная.

2.2. Характеристика инженерно-геологических условий площадки здания

Инженерно-геологические изыскания на площадке здания по пр. Ленина, 113 в г. Томске проводились в 2002 г. организацией ООО «Научно-производственная фирма Геостройпроект». Площадка здания приурочена к высокой пойме реки Томи, примыкающей к склону Томь-Яйского водораздела. Поверхность площадки относительно ровная, абсолютные отметки планировки изменяются от 81,40 до 81,80 м.

В геолого-литологическом строении площадки до разведанной глубины 12,0…15,0 м принимают участие верхнечетвертичные (aQ_{IV}) отложения высокой поймы реки Томи на контакте с отложениями склона Томь-Яйского водораздела, перекрытые с поверхности современными техногенными отложениями (tQ_{IV}).

Инженерно-геологический разрез площадки (рис. 3) с поверхности представлен: супесью твердой насыпной (ИГЭ 1) с включением шлака, гравия, битого кирпича, торфа; суглинками от текуче до мягкопластичных с примесью органического вещества до 9 % (ИГЭ 2…4), ИГЭ 3, 4 распространены в виде линз и прослоев; супесью текучей (ИГЭ 5), распространенной в толще суглинков в виде прослоев; песком мелким водонасыщенным (ИГЭ 6) распространенным в виде прослоя в подошве суглинистой толщи; галечниковым грунтом с песчаным заполнителем, обводненным (ИГЭ 7).

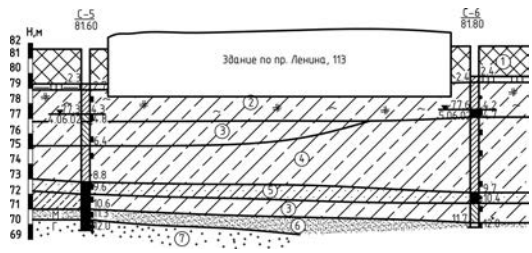


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез площадки здания (ООО «НПФ Геостройпроект», 2003)

На площадке по условиям залегания, образования и стратиграфической принадлежности вскрыт комплекс подземных вод (по состоянию на июнь 2002г.), состоящий из 3-х водоносных горизонтов: техногенный водоносный горизонт типа «верховодка»; водоносный горизонт высокой поймы реки Томи; горизонт подземной воды аллювиаль-

ных отложений поймы реки Томи.

Первый от поверхности техногенный водоносный горизонт типа «верховодка» имеет локальное распространение по подошве насыпных грунтов, абсолютные отметки составляют 79,2…79,4 м. Уровенный режим данного горизонта непостоянный во времени и напрямую зависит от площади водосбора атмосферных осадков.

Второй водоносный горизонт имеет распространение в суглинках, супесях текучих и текучепластичных, в прослоях и линзах песка мелкого. Данный горизонт высокой поймы реки Томи практически неразделен с горизонтом вод гравийно-галечниковых отложений поймы реки Томи (третий горизонт), образуя единый водоносный комплекс с единым пьезометрическим уровнем. В процессе бурения статические уровни подземных вод установлены на абс. отметках 77,3…77,8 м. Подземные воды носят напорно-безнапорный характер движения за счет литологического переслаивания водовмещающих грунтов. Уровенный режим вскрытых подземных вод зависит от степени обводненности водовмещающих грунтов и колебаний уровня воды в реке Ушайке и Томи, т.к. прослеживается их тесная гидравлическая взаимосвязь в питании и разгрузке.

Несущим слоем фундаментов здания является суглинок преимущественно мягкопластичный (ИГЭ № 2), залегающий до глубины 4,2…4,8 м от поверхности. Вблизи подошвы фундаментов здания проходят подземные воды типа «верховодка», которые имеют локальное распространение по подошве насыпных грунтов. После обильных проливных дождей отмечается повсеместное их поднятие на 0,8…1,1 м, что в комплексе с утечками из водонесущих коммуникаций приводит к подтоплению фундаментов здания.

Площадка административно-торгового здания по пр. Ленина, 113, согласно СП 11-105-97 относится ко II категории сложности инженерно-геологических условий.

2.3. Архивные материалы обследования надземных строительных конструкций

Для решения поставленных при реконструкции задач были использованы архивные материалы, предоставленные Заказчиком. Выявлено, что за период с 1980 по 2006 г.г. различными организациями было проведено обследование строительных конструкций (включая фундаменты) здания. Анализ этих материалов позволил установить, что наибольшее внимание при обследованиях (1980 – 2006 г.г.) уделялось надземным строительным конструкциям здания, по результатам которых были установлены участки здания с их недопустимым и аварийным состоянием. Надземные строительные конструкции здания ориентировочно в 2003г. были усилены (восстановлены), а в настоящее время скрыты отделочными материалами. Результаты архивных материалов обследования фундаментов и данные по оценке их загружения противоречивы и нуждались в уточнении.

3. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

3.1. Обследование грунтов несущего слоя фундаментов здания

Для выполнения оценки загружения основания фундаментов здания было проведено обследование грунтов несущего слоя. Для этого, в различных частях здания, были отобраны монолиты и пробы грунта из шурфов непосредственно под подошвой фундаментов, а также из скважин до глубины 2,0 – 2,5 м ниже подошвы фундаментов.

По результатам дополнительных исследований физико-механических характеристик грунтов, отобранных в основании фундаментов установлено, что несущий слой основания фундаментов представлен суглинком различной консистенции, который до глубины 2,5 м от их подошвы находится преимущественно в мягкопластичном (иногда в текучем) состоянии. По результатам этих исследований были уточнены значения физико-механических характеристик грунтов несущего слоя основания фундаментов, уплотненных давлением здания за период длительной эксплуатации. Эти характеристики грунтов были использованы для проверочных расчетов.

3.2. Наблюдения за появлением подземных вод в основании фундаментов здания

Для решения вопросов реконструкции подвала здания были организованы наблю-

дения за появлением подземных вод в основании фундаментов. В подвальных помещениях по периметру здания были оборудованы наблюдательные скважины на глубину 3,5…4,0 м ниже существующего пола подвала. Всего было оборудовано 8 наблюдательных скважин. Программой предусматривалось наблюдение за изменением отметок подземных вод в наблюдательных скважинах в период с февраля 2007г по июнь 2008г с интервалом 1 – 2 раза в месяц. Характерные графики изменения уровня подземных вод приведены на рис. 4.

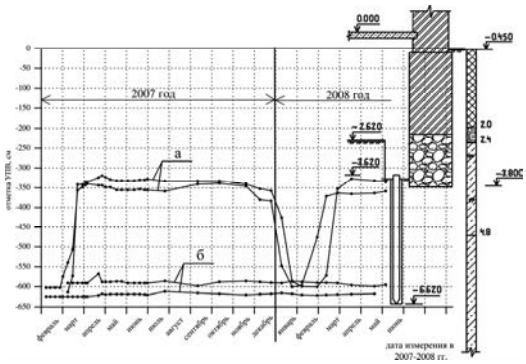


Рис. 4. Графики изменения отметок подземных вод в основании фундаментов здания: а, б – соответственно в скважинах у наружных стен со стороны внутреннего двора и со стороны главных фасадов.

Проведенные наблюдения за уровнем подземных вод позволили выявить ряд закономерностей. Было установлено, что в основании фундаментов, расположенных со стороны внутреннего двора, подземные воды имеют переменный (сезонный) уровень залегания. Зимой уровень подземных вод находится на глубине 2,0 – 2,5 м от подошвы фундамента, а весной и летом уровень повышается и находится обычно на отметке заложения подошвы фундаментов. Это связано с весенним снеготаянием и обильными дождями в весенне-осенний период. Кроме того, установлено, что внутренняя часть двора здания насыщена подземными водонесущими коммуникациями, которые длительное время эксплуатируются и находятся в ветхом состоянии. В основании фундаментов основной части здания подземных вод до глубины 2,0 – 2,5 м от их подошвы (6,0 – 6,5 м от поверхности земли) за наблюдаемый период не обнаружено.

Для уточнения источников замачивания грунтов основания и фундаментов здания в апреле 2008 г. были отобраны пробы воды и выполнен их химический анализ. По результатам исследований было выявлено повышенное содержание в подземной воде сульфатов, нитратов и органических веществ. Полученные данные позволяют считать, что особенностью подземных вод, формирующихся в подвальном помещении здания, является наличие в ней биогенных элементов в высоких концентрациях, что может свидетельствовать о загрязнённости бытовыми сточными водами.

Таким образом, проведенные наблюдения за изменением уровня подземных вод, результаты их химического анализа свидетельствует о том, что замачивание основания фундаментов здания происходит из-за сезонного поднятия уровня подземных вод (верховодки) в период снеготаяния и обильных дождей. Кроме того, на формирование уровня подземных вод в основании фундаментов оказывают влияние утечки бытовых сточных отходов из внутренней канализационной сети.

4. РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ, СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОДВАЛА ЗДАНИЯ

Обследование строительных конструкций подвала здания производилось в два этапа. На первом этапе (2007 – 2008 г.г.) специалистами ООО «СНПО Геотом» и ТГАСУ обследовалась часть подвала здания в осях А-Д, 1-13. На втором этапе (2008 – 2009 г.г.) специалистами ЗАО «НПО Георекконструкция» и ТГАСУ обследовалась часть подвала здания в осях Д-С, 1-11.

4.1. Основание и фундаменты здания

Установлено, что фундаменты под внутренние и наружные стены здания на участке в осях А-Д, 1-13 ленточные, мелкого заложения из бутовой кладки на известково-песчаном растворе. Частично бутовые фундаменты устроены на подготовке из бревен лиственницы. Под колонны в осях Р-2, Н-2, Н-3, 9-Ж’, 10-Ж’ фундаменты отдельностоящие, мелкого заложения из монолитного бетона. Выявлено, что фундаменты под поперечные несущие стены ранее были усилены (ориентировочно в 1969 –

1982 г.г.) путем устройства приливов (уширений) из бетона. Установлено, что ширина подошвы фундаментов под наружные стены составляет 1,2 – 1,9 м, глубина заложения фундаментов под наружные стены составляет 0,5 – 1,2 м от пола подвала (2,5 – 3,7 от уровня наружной планировки). Ширина подошвы фундаментов под внутренние стены составляет 1,25 – 2,1 м (с учетом бетонных уширений), а глубина их заложения составляет 0,8 – 2,0 м от пола подвала (3,2 – 4,0 м от уровня наружной планировки). Размеры подошвы отдельностоящих фундаментов по осям Р-2, Н-2, Н-3 составляет 2,1×2,1 м, а по осям 9'-Ж', 10'-Ж' (участок в осях Л-К, 9-11 – 1,0×1,0 м.

Установлено, что фундаменты здания в целом находятся в ограниченно работоспособном, а частично в недопустимом состоянии (по СП 13-102-2003). В недопустимом состоянии находятся преимущественно фундаменты под внутренние несущие стены, особенно на участках примыкания к наружным стенам, а также большинство фундаментов под наружные несущие стены здания. При этом наблюдается расслоение бутовой кладки фундаментов, вывал бутовых камней кладки, оседание фундаментов. Кроме того, известково-песчаный раствор в бутовой кладке фундаментов под наружные стены по осям выкрашивается, ранее подвергался интенсивному увлажнению. Прочность бутовой кладки фундаментов на этих участках снижена. Техническое состояние отдельностоящих фундаментов под колонны в осях от Н-2, Н-3, Р-2, 9'-Ж', 10'-Ж' оценивается как работоспособное.

По результатам оценки загружения основания фундаментов установлено, что давление (p) по подошве фундаментов в большинстве случаев меньше расчетного сопротивления грунта (R) основания ($p \le R$). При этом степень использования расчетного сопротивления грунта основания (p/R) изменяется от 64 % до 99 %. Исключение составляют участки с наиболее нагруженными внутренними несущими стенами; отдельностоящие фундаменты в осях 9-Ж', 10'-Ж', Р-2, Н-2, Н-3, а также некоторые фундаменты под наружные стены, где ширина подошвы фундаментов менее требуемой. В этих сечениях давление (p) по подошве фундаментов превышает расчетное сопротивление грунта основания (R) от 1 % до 50 %.

По результатам поверочных расчетов основания фундаментов по деформациям выявлено, что абсолютные значения конечных осадок фундаментов мелкого заложения (S) изменяются от 5,0 до 15,0 см, что превышает предельно допустимое значение (S_u = 10 см). Относительные деформации основания ($\Delta S/L$) фундаментов также превышают (до 2 – 3 раз) предельно допустимое значение $(\Delta S/L)_u$=0,002. Об этом свидетельствует наличие в стенах подвала здания трещин осадочного характера. Однако при этом следует учесть, что эти осадки (деформации) за период длительной эксплуатации здания уже реализовались и в настоящее время их развития практически не происходит.

Установлено, что на действующие в настоящее время нагрузки и при существующем конструктивном решении подвала (без перепланировки помещений и без понижения отметки его пола) в основном выполняются требования расчетов основания фундаментов по несущей способности. При этом обеспечивается прочность, устойчивость основания фундаментов здания. В случае же выполнения работ по перепланировке помещений и понижению пола подвала до существующих отметок подошвы фундаментов будет нарушена прочность и устойчивость основания (требования расчетов по несущей способности не выполняются). Для повышения эксплуатационной надежности здания в этом случае необходимо выполнить комплекс мероприятий включающий: устройство вдоль наружных и внутренних стен подвала шпунтовых стенок; усиление фундаментов и стен; устройство армированного бетонного пола подвала.

4.2. Стены подвала здания

Установлено, что стены подвала здания на участке в осях А-Д, 1-13 частично выполнены из бутового камня, частично – из красного керамического кирпича. Ширина наружных стен подвала составляет 1,2 – 1,3 м, внутренних – 0,9 – 1,9 м. Кирпичная кладка стен подвала не армирована. Большинство стен подвала имеют дефекты и повреждения в виде трещин, вывалов кирпича и бутового камня. Особенно большие повреждения были выявлены в стенах подвала, расположенных на участке в осях А-Л, 1-7 здания (трещины шириной раскрытия до 10 мм, значительные вывалы кирпича и бутового камня, неровности стен и пр.).

Установлено, что несущая способность стен без повреждений и дефектов обеспечена. При этом запас несущей способности составляет от 30 до 80%. Для ослабленных участков стен и простенков (например, наличие трещин с шириной раскрытия более 3…5 мм, выпадание отдельных кирпичей и бутовых камней из кладки стены, некачественная кладка и т.д.) запас несущей способности изменяется от 0 % до 20 %.

Техническое состояние стен подвала здания в целом классифицируется как ограниченно работоспособное. На участках стен, где были обнаружены наибольшие дефекты и повреждения, их состояние оценивается как недопустимое и аварийное. На отдельных участках стен подвала, где нет значительных дефектов и повреждений, их состояние оценивается как работоспособное.

4.3. Перекрытие подвала здания

Перекрытие подвала – железобетонное, монолитное по металлическим и железобетонным балкам: в осях А-В, 5-13 монолитные железобетонные плиты выполнены по верху металлических балок; в осях А-М, 1-5 по железобетонным балкам; на участке в осях А-В, 10-13 устроены кирпичные своды. Междуэтажное и чердачное перекрытия – монолитные железобетонные с использованием в качестве жесткой арматуры металлических балок (двутавров № 24…30).

По результатам обследования строительных конструкций перекрытия подвала установлено его конструктивное решение и техническое состояние по внешним визуальным признакам. Инструментальное обследование перекрытия подвала не выполнялось (не предусмотрено программой работ).

Выявлено, что перекрытие подвала – железобетонное, монолитное по металлическим и железобетонным балкам: в осях А-В, 5-13 монолитные железобетонные плиты выполнены по верху металлических балок; в осях А-М, 1-5 – по железобетонным балкам; на участке в осях А-В, 10-13 устроены кирпичные своды.

При обследовании установлены дефекты в виде некачественного исполнения ребер монолитных железобетонных балок (наплывы бетона, размеры поперечных сечений балок по длине балок не выдержаны и другое). У металлических балок имеются значительные следы поражения коррозией. В то же время провисаний балок, указывающих на снижение их жесткости, не выявлено. В целом техническое состояние перекрытия подвала здания по внешним (визуальным) признакам оценивается как ограниченно работоспособное (по СП 13-102-2003) и нуждается в усилении.

Таким образом, для повышения эксплуатационной надежности строительных конструкций подвала здания необходимо выполнить целый комплекс ремонтно-восстановительных работ, включающих усиление фундаментов, стен и перекрытия подвала здания.

5. РЕШЕНИЯ ПО РЕКОНСТРУКЦИИ ПОДВАЛЬНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЯ

Для обеспечения реконструкции подвала рассматриваемого здания был решен круг вопросов, включающих:

- сбор и анализ архивной документации по зданию;
- оценку грунтовых условий площадки здания с обследованием грунтов несущего слоя фундаментов;
- наблюдения за появлением подземных вод в основании фундаментов здания с установлением источников замачивания основания и фундаментов;
- обследование и оценку технического состояния строительных конструкций подвала здания;
- поверочные расчеты основания, фундаментов здания, стен и других строительных конструкций с существующим конструктивным решением подвала и фактически действующими нагрузками, а также на нагрузки и конструктивное решение строительных конструкций подвала после его реконструкции;
- разработку технических решений, рекомендаций по усилению (восстановлению) строительных конструкций подвала с учетом его реконструкции.

Разработанные решения по реконструкции подвала здания включают усиление (восстановление) фундаментов и стен подвала с использованием традиционных способов: увеличение ширины подошвы фундаментов; усиление стен железобетонными обоймами. Характерный способ усиления фундаментов и стен подвала под внутренние стены здания приведен на рис. 5.

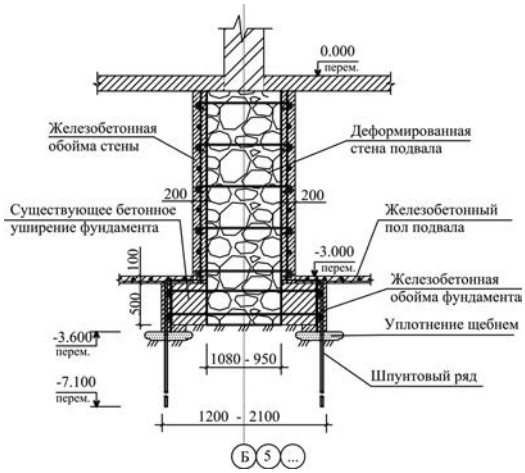


Рис. 5. Решение по усилению фундаментов и стен под внутренние стены здания

Усиление основания отдельностоящих фундаментов под существующие колонны предусмотрено с использованием инъекционных свай (согласно пат. 2238366). При этом инъекционные сваи устраиваются за контуром фундаментов в виде стенки в грунте. Это необходимо для повышения несущей способности основания фундаментов при понижении отметок пола подвала.

Усиление перекрытия подвала разработано путем устройства под существующим перекрытием системы металлических балок, воспринимающих вес существующего перекрытия и временные нагрузки на перекрытие. При этом возникла необходимость устройства дополнительных колонн и отдельностоящих фундаментов в подвале здания (рис. 2, б).

Решения по устройству дверных проемов, входных узлов, ниши под камин и проема под дымовую трубу основаны на использовании общепринятых приемов. Эти решения разработаны с учетом выявленного конструктивного решения строительных конструкций подвала и их технического состояния.

Таким образом, для рассматриваемого здания разработаны решения по реконструкции подвала, включающие: перепланировку помещений подвала; расширение существующих дверных проемов; устройство новых дверных проемов и входных узлов; устройство ниши под камин и проема под дымовую трубу, а также решения по усилению (восстановлению) строительных конструкций подвала, включая его перекрытие.

6. ЛИТЕРАТУРА

Заключение на тему: «Усиление фундаментов и надфундаментных строительных конструкций подвала здания по пр. Ленина, 113 в г. Томске при увеличении его высоты (участок в осях А-Д, 1-13)». Том 1, 2 – Томск: *ООО «СНПО Геотом»*, 2007 г.

Заключение на тему: «Результаты обследования фундаментов и надфундаментных строительных конструкций подвала здания по пр. Ленина, 113 в г. Томске (участок в осях Д-С, 1-11)». – Томск: *ЗАО «НПО Георекнструкция»*, 2009 г. – 131 с.

Заключение на тему: «Техническое решение по усилению перекрытия подвала здания по пр. Ленина, 113 в г. Томске (участок в осях Л-С, 1-6)». – Томск: *ЗАО «НПО Георекнструкция»*, 2009 г. – 37 с.

Мальганов, А.И. & Плевков, В.С. & Полищук, А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.

Отчет «Инженерно-геологические условия площадки реконструкции административного двухэтажного здания для торгового центра по пр.Ленина, 113 в г.Томске». – Томск: *ООО НПФ «Геостройпроект»*, 2002. – 27 с.

Пат. № 2238366. Российская Федерация, МПК[7] E02D 5/34. Способ устройства инъекционной сваи / Полищук А.И., Герасимов О.В., Петухов и др. опубл. 20.10.04, Бюл. № 29.

Полищук, А.И. Основы проектирования и устройства реконструируемых зданий / 2-е изд. – Норт-Хэмптон: STT; 2005. – 476 с.

СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть I. Общие правила производства работ. *Свод правил по инженерным изысканиям для строительства / Госстрой России.* – М.: ПНИИИС Госстроя России, 1997. – 47 с.

СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений / *Государственный комитет Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу (Госстрой России).* – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 27 с.

Устранение кренов фундаментов геотехнической подработкой грунтового основания

В.С. Шокарев, В.И. Чаплыгин, Д.А. Волков.
Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г.Запорожье, Украина.

А.В. Шокарев
Запорожская государственная инженерная академия, г.Запорожье, Украина.

АННОТАЦИЯ: Предложены геомеханическая и расчетная модели грунтового основания, соответствующие физическому состоянию грунта под подошвой ленточного фундамента, подрабатываемого горизонтальными цилиндрическими скважинами. Приведена структурная схема устройства для контроля параметров системы «подрабатываемое грунтовое основание - ленточный фундамент с креном», а так же конструкции соответствующих датчиков.

1. ВВЕДЕНИЕ

Крен, осадки, механические напряжения, в системе «грунтовое основание – фундамент», являются основными расчетными параметрами, при определении начального и текущего значений ее НДС, и эксплуатационного ресурса данной системы в т.ч. в процессе производства работ по устранению кренов строительных объектов. Нормативными документами ограничиваются допустимые величины кренов зданий и сооружений. Поэтому при устранении кренов зданий требуется разработка способов и технических средств для непрерывного контроля основных параметров НДС системы «грунтовое основание – ленточный фундамент»: технологических осадок, крена ленточного фундамента, механических напряжений. Необходима также разработка способов идентификации и корректировки НДС грунтового основания. Для решения этих задач требуется разработать принципы построения автоматической дистанционной системы для непрерывного проведения мониторинга НДС системы «грунтовое основание – ленточный фундамент».

2. ТЕХНОЛОГИИ ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ УСТРАНЕНИИ КРЕНОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Устранение кренов зданий и сооружений может производится путем воздействия на подсистему «фундамент – верхнее строение», например, путем подъема зданий с использованием поршневых, плоских металлических или резиновых домкратов. Возможно также опускание верхнего строения за счет активных конструктивных систем, размещаемых при строительстве в цокольных несущих элементах.

Воздействие на подсистему «основание - фундамент» осуществляется путем изменения физико-механических параметров грунтов основания или их подработкой. Наиболее рациональным является способ на основе подработки грунта цилиндрическими скважинами, так как становится возможным подработка грунта в основании фундаментов бурением скважин вертикально, наклонно или горизонтально расположенных относительно подошвы фундамента. При этом используются следующие виды бурения: механическое, механическое с обсадкой, ударное, гидромеханическое, роторное, а также подрезка трунта бесконечной цепью.

В настоящее время наиболее широкое применение находит технология устранения кренов зданий, основанная на локальной горизонтальной подработке грунтового основания цилиндрическими скважинами (рис.1), позволяющая сформировать напряженно-деформированое состояние грунтового основания в области упругих деформаций.

Рис. 1. Бурение горизонтальных цилиндрических скважин под подошвой ленточного фундамента.

Работы по локальной горизонтальной подработке грунтового основания обычно производятся путем выполнения следующих технологических операций:

- устройство котлована со стороны менее просевшей части здания или сооружения;
- удаление необходимого количества грунта из-под подошвы ленточного фундамента строительного объекта путем бурения горизонтальных цилиндрических скважин с предварительно рассчитанными (на стадии проекта) основными параметрами: длина, шаг, диаметр скважин;
- регулирование технологических осадок, для получения их равномерного распределения по длине фундамента, путем локального увлажнения, разрыхления грунта вокруг скважин в процессе устранения крена ленточного фундамента и восстановление вертикального положения строительного объекта;
- выполнение обратной засыпки котлована.

3. ГЕОМЕХАНИЧЕСКАЯ И РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛИ СИСТЕМЫ «ПОДРАБАТЫВАЕМОЕ ГРУНТОВОЕ ОСНОВАНИЕ – ЛЕНТОЧНЫЙ ФУНДАМЕНТ С КРЕНОМ»

Главной проблемой при разработке проектных решений для устранения кренов зданий, путем локальной горизонтальной подработкой грунтового основания, является обеспечение геотехнической безопасности строительного объекта. Прогнозирование технологических осадок и крена здания выполняется с использованием современных методов теоретической и прикладной геомеханики, а так же с учетом особенностей устройства котлована, бурения скважин и т.д.

Для повышения надежности прогноза напряженно-деформированного состояния системы «основание – ленточный фундамент с креном» необходимо:

- выполнить в необходимом объеме инженерно - геологические изыскания;
- выбрать расчетную геомеханическую модель грунтового массива, соответствующую физическому состоянию подрабатываемого грунта и конструктивным особенностям фундаментов;
- определить параметры деформируемости слоев грунтового массива и напряжения в грунтовом основании, учитывающие особенности бурения горизонтальных цилиндрических скважин;
- использовать адекватные методы численного моделирования напряженно-деформируемого состояния грунтового основания, позволяющие учитывать характер его структурного состояния, в т.ч. в процессе производства работ.

Для разработки геомеханической и расчетной моделей системы «подработанный грунтовый массив (основание) – ленточного фундамент с креном» исследовалась общая закономерность деформирования подрабатываемого грунтового основания, и в частности, контура цилиндрических скважин. Для этого были выполнены многочисленные натурные эксперименты в процессе устранения сверхнормативных кренов зданий.

При разработке геомеханической модели грунтового массива и расчетной модели подрабатываемого грунтового основания приняты следующие допущения:

- разрушение грунта под подошвой ленточного фундамента происходит в локальных областях (целиках) между рядом расположенными цилиндрическими скважинами;
- механизм разрушения грунта связан со сдвиговыми деформациями, происходящими, при нагрузках больших предельного сопротивления грунта;
- фракции разрушения грунта в целиках перемещаются в полость скважины.

На основании выполненных исследований предложена геомеханическая модель систе-

мы «подрабатываемый грунтовый массив – ленточный фундамент с креном», которая позволяет выделить основные физические процессы формирования напряженно-деформированного состояния в данной системе (рис.2).

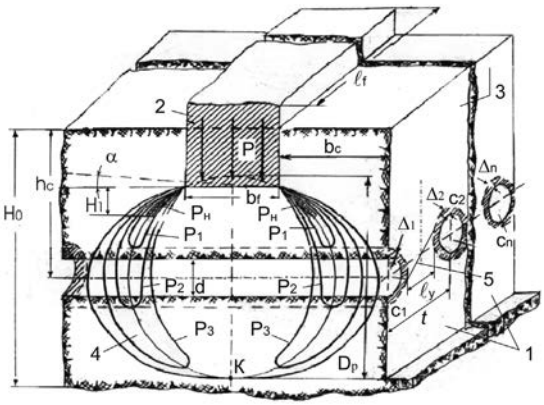


Рис. 2. Геомеханическая модель напряженно-деформированного состояния подрабатываемого грунтового массива под подошвой ленточного фундамента с креном: 1 – грунтовое основание; 2 – ленточный фундамент; 3 – откос котлована; b_f, l_f, α – ширина, длина, угол наклона фундамента; P – начальная распределенная нагрузка; b_c – толщина грунтовой стенки; C_1,C_2 … C_n – горизонтальные цилиндрические скважины; h_c,d,t – глубина заложения, диаметр и шаг скважин; H_0 – физическая глубина грунтового массива; P_H – область зарождения начальной пластической деформации у грани фундамента; H_1 – высота начальных пластических областей; P_1, P_2, P_3 – пластические области, возникающие по линии окружности 4 диаметром D_p в грунтовом массиве при увеличении нагрузки P; Δ_1, Δ_2…Δ_n – ширина кольцевых пластических областей вокруг скважин; 5 – линия разрушения грунта трещиной между рядом расположенными скважинами; l_y – ширина упругого участка (целика) грунта между скважинами; К – точка соединения пластических областей при полном разрушении грунта.

Ширина грунтовой стенки между котлованам и фундаментом в направлении его длины зависит в первую очередь от ширины фундамента, через грани подошвы которого проходит окружность развития вершин пластических областей. Параметры грунтовой стенки зависят также от ширины пластических областей, являющихся функцией внешней распределенной нагрузки. Следовательно при отрывки котлована не должен быть нарушен внешний контур пластической области грунта. Глубина котлована назначается в зависимости от величины требуемой технологической осадки и габаритных размеров бурового оборудования.

Одним из основных факторов, влияющим на характер напряженно-деформированного состояния подрабатываемого грунтового массива, является степень взаимодействия начальных пластических областей у граней фундамента с пластическими областями возникшими по контуру пробуренных цилиндрических скважин. Для исключения разрушения грунта, в процессе этого взаимодействия, глубина заложения скважин должна быть больше высоты начальных пластических областей. Непосредственно в процессе устранения крена фундамента характер распределения нагрузки по длине фундамента становится более равномерным, что практически сводит к минимуму возможность взаимодействия между вышеуказанными пластическими областями.

Шаг и диаметр скважин определяется с учетом характера распределения величин технологических осадок по длине фундамента и рассчитывается с учетом ширины кольцевых пластически деформированных областей, сформированных вокруг скважин. При этом в области грунта между рядом расположенными скважинами не должно происходить взаимодействие кольцевых пластических областей.

В значительной степени характер напряженно-деформированного состояния исследуемой системы, при взаимодействии с нагрузкой, зависит от толщины сжимаемого грунтового массива. В процессе устранения крена фундамента непрерывно происходит перераспределения полосовой нагрузки, а следовательно и непрерывное изменение напряженно-деформированного состояния подрабатываемого грунтового основания. Поэтому при разработке расчетной модели грунтового основания можно использовать принцип в основу которого положено аппроксимация контура грунтового основания в виде прямоугольника (плоская задача) или параллелепипеда (пространственная задача) (Тер-Мартиросян З.Г., 2005).

Если в данной расчетной модели учесть физическую толщину сжимаемого слоя, то она приблизится к реальной физической модели системы «подрабатываемое грунтовое основание – ленточный фундамент с креном». Предлагаемый вариант расчетной

модели, исследуемой системы, учитывающий физическую толщину сжимаемого слоя грунта приведен на рис.3.

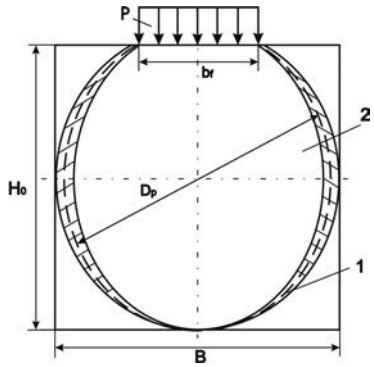


Рис.3 Расчетная схема системы «подрабатываемое грунтовое основание – ленточный фундамент с креном»: 1 – контур развития пластических областей; 2 - область грунта в котором бурятся скважины; 3 – горизонтальные цилиндрические скважины; Dp – диаметр окружности развития пластических областей b_f - ширина фундамента; B – ширина грунтового массива в форме прямоугольника; H_0 – физическая толщина сжимаемого слоя грунта; P – распределенная нагрузка.

4. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ СИСТЕМЫ «ПОДРАБАТЫВАЕМОЕ ГРУНТОВОЕ ОСНОВАНИЕ – ЛЕНТОЧНЫЙ ФУНДАМЕНТ С КРЕНОМ»

Предложенная геомеханическая модель грунтового массива и расчетная схема подрабатываемого грунтового основания позволяет определить основные физико-механические, прочностные и геометрические параметры системы «подрабатываемое грунтовое основание – ленточный фундамент с креном», которые необходимо контролировать в процессе устранения крена строительного объекта.

В качестве основных расчетных параметров принимаются: толщина грунтового основания; толщина грунтовой стенки между ленточным фундаментом и котлованом, глубина котлована; глубина заложения, шаг, диаметр цилиндрических скважин; ширина пластических кольцевых областей, возникающих вокруг цилиндрических скважин после их бурения.

Определим физическую толщину грунтового основания, с учетом крена здания, на основе методики, использованной при решении задачи Ренкина (Харр М.Е., 1971):

$$H_0 = \frac{P\sin(\varphi-\delta)}{\gamma\sin(\alpha-\varphi)}, \quad (1)$$

где H_0 – физическая толщина грунтового основания; α - угол наклона фундамента; δ - угол между нормалью к поверхности грунтового основания и направлением действия внешней полосовой нагрузки P; γ, φ - удельный вес и угол внутреннего трения грунта.

Ширина грунтовой стенки определяется по формуле:

$$b_c > \frac{D_p + b_p - b_f}{2}, \quad (2)$$

где D_p – диаметр окружности развития пластических областей; b_p - ширина пластической области в грунте в зоне отрывки котлована; b_f – ширина фундамента.

Исходной величиной, для расчета диаметра горизонтальных цилиндрических скважин, является эпюра осадки ленточного фундамента, полученная по результатам геодезической съемки высотного положения здания до начала работ по устранению его сверхнормативного крена.

Технологические параметры системы «подрабатываемое грунтовое основание – ленточный фундамент с креном» взаимосвязаны между собой следующим основным соотношением:

$$d^2 = st, \quad (3)$$

где s - требуемая технологическая осадка; d, t - диаметр и шаг горизонтальных цилиндрических скважин.

Для исключения взаимодействия кольцевых пластических областей, сформированных вокруг пробуренных горизонтальных цилиндрических скважин, они должны быть разделены участком (целиком) грунта, работающего в упругой фазе. Ширина целика выбирается из условия, что при внешней нагрузке в нем должны возникать напряжения не больше величины расчетного сопротивления грунта.

С учетом вышесказанного шаг скважин в ряду определяется из условия:

$$t \geq d_{\text{var}} + 2\Delta_c + l_y, \quad (4)$$

где d_{var} – варьируемый диаметр скважин; Δ_c – ширина пластической кольцевой области грунта вокруг скважин; l_y – ширина упругого участка грунтового целика в на-

правлении вертикальной оси асимметрии.

Зная шаг скважин и требуемую величину технологической осадки можно определить из (3) необходимый диаметр скважин:

$$d = \sqrt{S(d_{\text{var}} + 2\Delta_c + l_y)}, \quad (5)$$

и соответственно выбрать необходимый диаметр шнеков для механического бурения.

Глубину заложения горизонтальных цилиндрических скважин принимаем исходя из условия, они должны располагаться в максимально сжимаемом слое грунта, но при этом не должны пересекать начальных пластичных областей, сформированных у граней фундамента (рис. 2):

$$h_c > H_1, \quad (6)$$

где h_c – глубина заложения скважин; H_1 – высота начальных пластических областей формирующиеся у грани фундамента.

Для определения текущего характера напряженно-деформируемого состояния подрабатываемого грунтового основания введем коэффициент идентификации:

$$K_i = \frac{V'}{V''}, \quad (7)$$

где: V' – суммарный объем областей в грунтовом основании находящиеся в упругом состоянии; V'' – тоже в пластическом.

При выполнении условия $K_i \geq 10$ грунтовое основание работает по упруго-деформируемой линейной модели (Тер-Мартиросян З.Г., 2005) и следовательно невозможна потеря устойчивости фундамента при производстве работ по устранению его сверхнормативного крена.

Для практической реализации способа идентификации напряженно-деформированного состояния подрабатываемого грунта разработан алгоритм определения ширины пластической зоны вокруг контура цилиндрический скважин. Ранее получено аналитическое решение задачи о распределении напряжений и деформаций вокруг круглого отверстия в идеальной упруго – пластической среде с критерием пластичности Треска. Это аналитическое решение является одним из наиболее точных, поэтому оно может быть использовано на участке ленточного фундамента, где нагрузка меньше величины предельного сопротивления грунта. При больших нагрузках используется численный метод определения ширины пластических зон вокруг цилиндрических скважин.

При устранении крена фундамента бурится один или несколько рядов, содержащих 1…*n* скважин разного диаметра. Объем пластических областей в грунтовом основании будет равен:

$$V'' = (d + 2\Delta_c)nl \quad (8)$$

где d – диаметр цилиндрических скважин, Δ_c - ширина кольцевой пластической области вокруг скважин; l, n - длина и количество скважин.

Общий объем грунта, исходя из предложенной расчетной модели, ограничен физической глубиной грунтового основания, длиной скважин и длиной фундамента. Для общего объема грунта запишем:

$$V_0 = H_0 l_f l, \quad (9)$$

где H_0 – физическая глубина грунтового основания, l_f – длина фундамента, l – длина скважин.

С учетом формул (8), (9) получим для упруго деформированного объема грунта:

$$V' = V_0 - V'' = H_0 l_f l - (d + 2\Delta_c)nl. \quad (10)$$

5. КОНТРОЛЬ ПАРАМЕТРОВ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ПОДРАБАТЫВАЕМОГО ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ И ТЕХНИЧЕСКИЕ СРЕДСТВА ДЛЯ ЕГО РЕАЛИЗАЦИИ

При устранении сверхнормативных кренов зданий и сооружений часто возникают расхождения в величинах фактических и прогнозируемых параметров, например, технологическая осадка, крен строительного объекта. Поэтому в проектах необходимо предусматривать дополнительные инженерные мероприятия: мониторинг в режиме реального времени, технологические приемы регулирования осадок по расчетной эпюре и др. Это позволит на всех этапах выполнения работ по устранению крена здания обеспечивать равенство прогнозируемых и фактических деформаций системы «подрабатываемое грунтовое основание – ленточный фундамент с креном».

Для предложенной расчетной модели системы «подрабатываемое грунтовое

основание – ленточный фундамент с креном» основными контролируемыми параметрами являются:

- толщина грунтовой стенки между фундаментом и котлованом, глубина котлована;
- глубина заложения, диаметр, шаг цилиндрических скважин;
- характер изменения технологических осадок и крена фундамента;
- коэффициент идентификации подрабатываемого грунтового основания;
- величина выпора грунта в зоне ленточного фундамента.

Для мониторинга вышеуказанных параметров разработана структурная схема автоматизированного их контроля (рис.4).

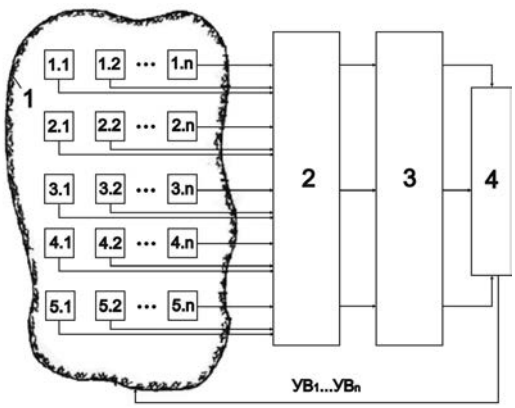


Рис.4 Структурная схема автоматического устройства для контроля параметров расчетной модели и идентификации характера напряженно-деформированного состояния в грунтовом основании: 1 – здание с креном; 2 – блок измерения и обработки сигналов; 3 – блок расчета геометрических, физико-механических параметров грунтового основания и его идентификации по напряженно-деформируемому состоянию; 4 – блок формирования управляющих воздействий $УВ_1 \ldots УВ_2$ для коррекции технологического процесса устранения крена; 1.1…1.n; 2.1…2.n; 3.1…3.n; 4.1…4.n; 5.1…5.n соответственно измерительные преобразователи толщины грунтовой стенки, диаметра скважин, осадки, крена фундамента и выпора грунта.

Универсальная структурная схема включает блок непрерывного расчета напряженно-деформированного состояния грунта в технологическом процессе устранения крена фундамента, а также блок формирования текущих управленческих команд. Это позволяет определять локальные зоны грунта, требующие управленческого воздействия, например, на основе коррекции технологических осадок под подошвой ленточного фундамента При построении структурной схемы контроля основных параметров НДС системы «грунтовое основание – ленточный фундамент» в процессе устранения крена зданий использованы электромагнитные бесконтактные измерительные преобразователи, которые позволяют определять непосредственно на строительном объекте его крен, осадку и механические напряжения (Патент /58/6 Україна МПК G01N27/90, G01M19/00). Особенностью использованных датчиков является то, что они позволяют непрерывно контролировать основные параметры НДС в диапазоне: осадку до 50 см, механические напряжения в пределах участка Гука, а также абсолютную величину и направление крена фундамента. В конструкции индикатора контроля момента возникновения выпора грунта использованы бесконтактные индуктивные датчики смещения, состоящие из двух ферромагнитных частей, закрепленных соответственно на поверхности грунта фундамента и на боковой поверхности ленточного фундамента. Размещение таких датчиков по длине фундамента позволяет контролировать начальный момент выпора грунта, который соответствует его переходу в пластическое состояние.

При практической реализации разработанного принципа построения структурной схемы автоматической системы, используемой в технологическом процессе устранения крена фундамента, в ее информационный канал, для оценки основных параметров НДС грунтового основания, включены следующие измерительные преобразователи и датчики:

- индуктивный датчик непрерывного контроля осадок ленточного фундамента в диапазоне до 500 мм;
- измерительный индуктивный преобразователь контроля осадок на основе преобразования смещений магнитопровода в индуктивность в составе датчика контроля осадок, состоящего из двух однотипных рабочего и эталонного преобразователей (рис.5);

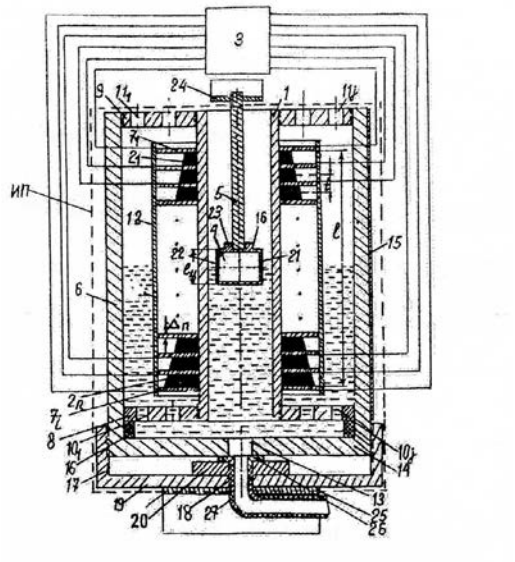


Рис.5. Индуктивный измерительный преобразователь для контроля осадок. 1 – диэлектрическая втулка, длиной ℓ; 2_1 – 2_n – катушки возбуждения; 3 – устройство измерения индуктивности и расчетов контролируемого параметра; 4 – цилиндрический якорь со штоком 5; 6 – несущий стакан; t – шаг установки шайб; 7_1 – 7_i – Электропроводные шайбы; 8,9 – диэлектрические кольца с отверстиями 10_i – 10_i и 11_i – 11_i; 12 – изоляционная диэлектрическая втулка; 13 – отверстия в основании 14; 15 – шкала смещений; 16 – ограничивающее кольцо; 17 – диэлектрическая крышка с отверстием 18; 19 – основание крышки 17; 20 – диэлектрическая шайба; 21 – ферромагнитный цилиндр с электропроводным покрытием 22; 23 – основание якоря; 24, 25 – монтажные уголки; 26 – втулка; 27 – трубка.

- локальный индуктивный датчик для контроля смещений с измерительным преобразователем;
- индуктивный датчик для контроля величины и направления главных напряжений в ленточном фундаменте на основе использования магнитоупругого эффекта с автономным режимом работы (рис.6);

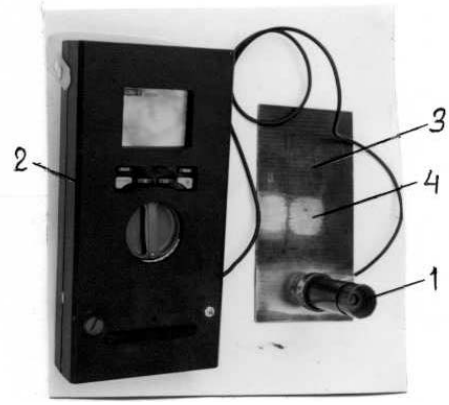


Рис. 6. Индуктивный датчик непрерывного контроля напряжений ленточного фундамента. 1 – индуктивный датчик; 2 – цифровой индикатор результатов контроля; 3 – тарировочная ферромагнитная пластина; 4 – тарировачный участок.

- индуктивный датчик для дистанционного контроля изменений величины и направления крена ленточного фундамента в диапазоне до предельного значения (рис.7).

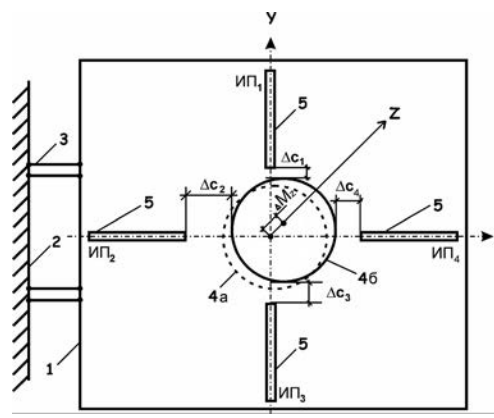


Рис. 7. Конструкция универсального индуктивного датчика (УИД). 1 – корпус датчика; 2 – контролируемый объект; 3 – крепление (анкерные болты); 4 – маятник в поперечном сечении: а) в начальном положении, б) в смещенном положении; 5 – индуктивный преобразователь, ($ИП_1$ ... $ИП_4$); Δc_1 ... Δc_4 – расстояния между маятником и индуктивными преобразователями (в начальном положении - $\Delta c_1 = \Delta c_2 = \Delta c_3 = \Delta c_4$); x,y – оси координат; Z – направление смещения маятника; ΔM_z – величина смещения оси маятника.

Разработаны локальная и автоматизированная измерительно-информационные системы с периодическим сбором измерений

информации о контролируемых физических величинах, с последующим их обработкой и хранением в ЭВМ.

Приемущестра автоматизированной системы является возможность с помощью мобильного телефона запрограммировать период, когда система включится и опросит датчики, установленные на строительных конструкциях. Данные передаются в центр обработки информации в виде SMS сообщений (рис. 8).

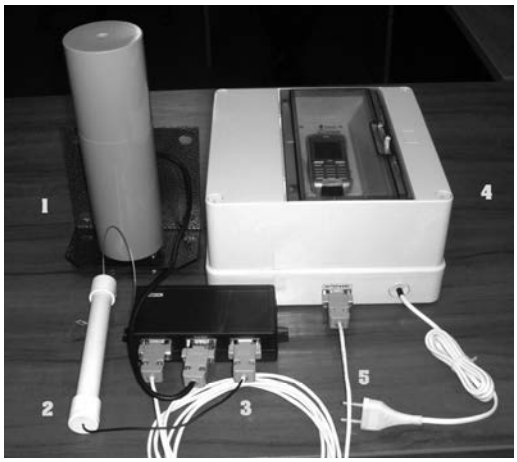


Рис. 8. Технические средства автоматизированной системы. 1 – датчик крена; 2 – датчик раскрытия трещин; 3 – измеритель индуктивности; 4 – блок сбора и передачи информации; 5 – линия связи.

По результатам мониторинга производится оценка напряженно-деформированного состояния строительных конструкций с использований ПК «Лира».

6. ВЫВОДЫ

- Наиболее рациональным способ подработки грунтового основания, при устранении кренов зданий и сооружений, является механическое бурение горизонтальных цилиндрических скважин.
- Предложены геомеханическая и расчетная модели системы «подрабатываемое грунтовое основание – ленточный фундамент с креном» позволяющие учитывать основные физические процессы формирования напряженно-деформированного состояния в данной системе.
- Реализован способ идентификации напряженно – деформированного состояния системы «подрабатываемое грунтовое основание – ленточный фундамент с креном» на основе коэффициента идентификации, учитывающего соотношение величин упругого и пластического объемов деформированного грунта.
- Предложена структурная схема автоматизированной системы управлением технологическим процессом на основе формирования управленческих команд, с учетом текущего контроля и расчета основных параметров расчетной модели и результатов идентификации напряженно-деформированного состояния системы «подрабатываемое грунтовое основание - ленточный фундамент с креном».

7. ЛИТЕРАТУРА

Патент на корисну модель 30009 України МПК E02D27/34, Спосіб усунення крену будівель, споруд: Пат. 30009 Укаїна, E02D27/34 Шокарев В.С., (Україна) - № 200709844; Заявка 03.09.2007, Опубл. 11.02.2008; Бюл. №3.- 2008.- 12с.

Тер-Мартиросян З.Г. Механика грунтов. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488с.

Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов. – М.: Издательство литературы по строительству, 1971. – 320с.

Патент /58/6 Україна МПК G01N27/90, G01M19/00 Електромагнітна вимірювально-інформаційна система неруйнівного контролю параметрів напружено-деформованого стану інженерних конструкцій і споруд: Пат. 75876 Україна, G01N27/90, G01M19/00 ЗВ НДІБК, ЧП «Біл», Шокарев В.С., Чаплигін В.І., Мальцева Я.В. (Україна) - № 2002054241; Заява 23.09.2002, Опубл. 15.06.2006; Бюл. №6.- 2006.- 20с.

Усиление оснований и фундаментов

Геотехнические проблемы реконструкции существующей шпунтовой причальной стенки при уменьшении заделки шпунта

А.Л.Готман, Ю.М.Шеменков, М.А.Суворов
ГУП институт «БашНИИстрой», г. Уфа, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье рассматриваются результаты геотехнических исследований, выполненных с целью сохранения существующей шпунтовой причальной стенки расположенной на правом берегу устьевой части р. Белой на берегу Нижнекамского водохранилища на площадке строительства Башкирской АЭС при понижении дна акватории на 4,5 м.
Предложен комплекс геотехнических мероприятий, включающий закрепление грунтового основания для уменьшения горизонтального давления грунта на стенку и применение горизонтальных грунтовых анкеров

При строительстве Башкирской АЭС в г. Агидель на правом берегу устьевой части р. Белой на берегу Нижнекамского водохранилища было начато строительство причалов речного порта. В настоящее время причал Башкирской АЭС недостроен и находится в заброшенном состоянии более 10 лет.

Причальная набережная выполнена вертикальной в виде стенки из железобетонного таврового шпунта (рисунок 1). На причалах предполагается установка портальных кранов.

Рис. 1. Общий вид шпунтового ограждения причала

Конструкция причальной стенки представляет собой больверк высотой 6,5 м (по проекту) и выполнена по типовому проекту из железобетонного шпунта таврового сечения серии ШТВ 138.8. Длина шпунта 13,8 м, высота ребра 0,8 м, ширина шпунта 1,55 м. Шпунтовая стенка крепится металлическими анкерными тягами за железобетонные анкерные плиты. Анкерные тяги установлены на каждом шпунте с шагом 1,55 м.

При проектировании причалов предполагалось, что водохранилище Нижнекамской ГЭС будет заполнено до отметки НПУ=68,0 м. Отметка дна акватории 63,0 м определена как разность между расчетным судоходным уровнем 67,5 м и проектной глубиной 4,5 м. Отметка территории причала при проектировании была принята равной 70,5 м.

При строительстве причала углубление дна акватории было выполнено не полностью. Уровень грунта вдоль причалов на период обследования находился на отметках 64,4-65,2 м.

В настоящее время заполнение водохранилища Нижнекамской ГЭС выполнено только до отметки 63,5 м. В техническом задании на разработку усиления шпунта предусмотрено, что при реконструкции речного порта для обеспечения нормальной эксплуатации причалов с учетом расчетного судоходного уровня воды 63,5 м и проектной глубины акватории 4,5 м отметка дна акватории у причалов определена равной 59,0 м. Также рассматривались отметки дна 57,0 м и 58,0 м.

1. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПЛОЩАДКИ

В геологическом строении площадки принимают участие средне- и верхнечетвертичные отложения, представленные суглин-

ками, глинами и песками различной крупности.

В геологическом разрезе площадки выделено шесть инженерно-геологических элементов (далее ИГЭ):

ИГЭ-1 – насыпной грунт (песок пылеватый плотный);

ИГЭ-2 – глина мягкопластичная четвертичная (глина аллювиальная голубовато-серая и зеленовато-серая от мягкопластичной до тугопластичной консистенции с прослоями и линзами суглинков темно-серых мягко и тугопластичных, супесей серых и песка, с включениями торфа и ила);

ИГЭ-3 – песок пылеватый четвертичный (песок пылеватый серый с прослоями и линзами глин, суглинков, включениями растительных остатков (корней, тонких веток и т.д.));

ИГЭ-4 – песок мелкий четвертичный (песок мелкозернистый, серый, с прослоями и линзами песков средней крупности, глин, суглинков);

ИГЭ-5 – песок гравелистый (песок гравелистый водонасыщенный темно-серый и буровато-серый с мелкой галькой, с линзами гравийного материала, редко суглинков и глин);

ИГЭ-6 – гравий с песчаным заполнителем (гравий серый, полимиктовый с песчаным заполнителем с линзами и прослоями алевритистых суглинков и мелкозернистых песков, с прослоями галечника и единичными включениями валунов).

Основные показатели физико-механических характеристик образцов грунтов приведены в таблице 1.

Таблица 1. Показатели физико-механических характеристик грунтов

Наименование показателей	Ед. изм.	Значение показателя					
		ИГЭ 1	ИГЭ 2	ИГЭ 3	ИГЭ 4	ИГЭ 5	ИГЭ 6
Показатель текучести I_L	д. ед.	-	0,54	-	-	-	-
Плотность грунта ρ	г/см^3	1,96	1,83	1,97	1,97	2,0	2,2
Коэффициент пористости e	д. ед.	0,534	1,024	0,635	-	-	0,04
Угол внутреннего трения φ	град.	34	12	30	33	29	35
Удельное сцепление c	МПа	0,010	0,023	0,005	0	0	0
Модуль деформации E	МПа	15	8	14	35	35	40

2. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ПРИЧАЛЬНОЙ СТЕНКИ С УЧЕТОМ УГЛУБЛЕНИЯ ДНА АКВАТОРИИ

С целью определения возможности использования шпунтовой причальной стенки после углубления дна акватории были выполнены геотехнические расчеты шпунтовой причальной стенки. Расчеты выполнялись на ЭВМ при помощи лицензионной программы PLAXIS 2D – профессиональная версия 8 в двух вариантах: при проектной отметке 63,00 м и в случае углубления дна акватории до отметки 57,00 м. За расчетный уровень воды принимался наинизший прогнозируемый уровень р. Белая НПУ=62,0 м.

Результаты расчетов стенки при проектном положении показали, что при проектной отметке дна 63,00 м деформации шпунтовой стенки и усилия в конструкциях меньше предельно допустимых, т.е. обеспечивается надежная эксплуатация причала. Свободная высота шпунта в этом случае составит 6,5 м, глубина заделки в грунт 7,0 м. Максимальное перемещение конструкций шпунта составляет не более 72 мм при допускаемом отклонении не более 100 мм.

В случае углубления дна акватории до отметки 57,00 м свободная высота шпунта составит 12,5 м, глубина заделки в грунт 1,0 м, что не обеспечивает работоспособность шпунта. Расчеты причальной стенки показали, что в случае углубления дна акватории до отметки 57,00 м даже в случае отсутствия полезной нагрузки неизбежно полное разрушение причальной стенки вследствие недостаточности заделки шпунта в грунт.

С целью определения возможных методов обеспечения надежной эксплуатации причальной стенки на стадии обследования были выполнены геотехнические расчеты различных вариантов усиления существующей шпунтовой причальной стенки. При этом рассматривались усиление шпунта буроинъекционными предварительно напряженными анкерами (1-2 ряда анкеров по высоте), анкеровка верха шпунтовой стенки за дополнительные анкерные сваи, закрепление (искусственное улучшение физико-механических свойств) массива грунтов на уровне заделки шпунта в основание и по высоте шпунта.

На основании данных инженерно-геологических изысканий в местах наличия

скважин были построены поперечные разрезы причала, при этом напластование грунтов в разрезах принималось горизонтальным в соответствии с имеющейся в разрезе геологической скважиной.

С целью определения конструктивной схемы усиления существующего шпунтового ограждения в каждом из поперечных разрезов был выполнен комплекс расчетов шпунтовой причальной стенки.

Программа PLAXIS предусмотрена для выполнения двухмерного конечно-элементного анализа. Для решения рассматриваемой задачи использована модель плоской деформации, предусматривающая рассмотрение участка шпунтовой стенки шириной 1,0 м. Для выполнения расчетов значения осевой жесткости *EA* и изгибной жесткости *EI* конструкций причальной стенки (шпунта, анкерной плиты, анкерных тяг) приведены к единице ширины причальной стенки 1,0 м.

Для повышения точности расчетов при моделировании слоев грунта использовались 15-узловые треугольные конечные элементы. Крупность сетки конечных элементов в расчетах принималась мелкая (Fine).

Предварительные расчеты причала при различных уровнях воды показали, что наибольшие перемещения и усилия в конструкциях причала возникнут при наинизшем прогнозируемом уровне воды НПУ=62,0 м. Поэтому все дальнейшие расчеты выполнялись при уровне воды 62,0 м и понижении дна акватории на 4,5 м.

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на причале спецконструкций и вдоль рельсовых путей портальных кранов принималась равной 3 тс/м^2 (30 кПа), а в зоне складирования сыпучих грузов – 10 тс/м^2 (100 кПа).

Расчеты шпунтовой стенки производились по 1 и 2 предельным состояниям. Критерием несущей способности по 1 предельному состоянию являлась разрушающая нагрузка. Коэффициент запаса устойчивости массива грунтов с шпунтовой стенкой по круглоцилиндрической поверхности скольжения принимался равным не менее чем $K_{запаса}^{грунт}=1,3$, а коэффициент запаса несущей способности шпунтов по максимальному изгибающему моменту и поперечной силе в шпунте – не менее чем $K_{запаса}^{шпунтов}=1,1$. За критерий несущей способности шпунта по 2 предельному состоянию было принято предельно допустимое перемещение шпунтовой стенки δ=100 мм [1].

3. ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ ПРИЧАЛЬНОЙ СТЕНКИ

В качестве первоначального варианта усиления рассматривалось усиление шпунта методом закрепления массива грунтов. Характеристики грунтов с искусственно улучшенными физико-механическими характеристиками принимались в зависимости от вида грунта и метода его закрепления. Для глинистых грунтов закрепление предполагается выполнять методом защелачивания (методика БашНИИстроя), для пылеватых песков – методом двухкомпонентной силикатизации или цементации, для мелких и гравелистых песков – путем их цементации. Расчетные характеристики грунтов закрепленного массива, принятые в расчетах, приведены в таблице 2.

Таблица 2. Показатели физико-механических характеристик грунтов с искусственно улучшенными характеристиками

Наименование показателей	Ед. изм.	метод закрепления	
		защелачивание	силикатизация или цементация
Угол внутреннего трения φ	град.	20	45
Удельное сцепление c	МПа	0,06	0,1
Модуль деформации E	МПа	60	100

Расчеты усиления шпунтовой стенки на горизонтальное давление грунта показали, что требуется закрепление грунтов в районе заделки шпунтов в основание и в средней части шпунтов. Закрепление грунтов основания ведет к снижению давления на шпунтовую стенку и уменьшению ее перемещений. Однако при этом изгибающие моменты и поперечная сила в средней части шпунта значительно увеличиваются и превышают

предельно допускаемые значения. Поэтому для уменьшения изгибающих моментов и поперечной силы в конструкциях шпунтовой стенки необходимо также выполнить закрепление массива грунтов в средней части шпунта. Форма массива грунтов с улучшенными характеристиками принималась из условия наибольшего распределения нагрузки из средней части шпунта на участок шпунта в месте расположения анкера и на участок шпунта на уровне его заделки в грунт. Такому требованию наиболее отвечает клинообразная форма закрепленного массива. На рисунке 2 показан пример схемы усиления шпунта.

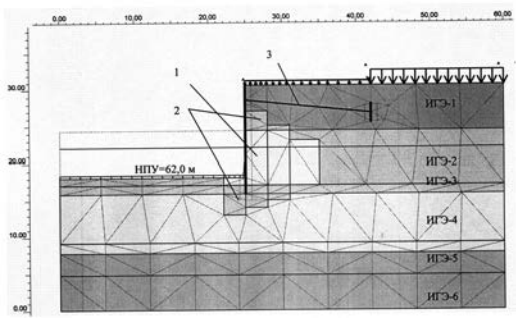


Рис. 2. Схема усиления причальной стенки методом закрепления:
1 – метод защелачивания; 2 – метод цементации или силикатизации; 3 – существующий анкер

Для обеспечения устойчивости причальной стенки в зоне заделки шпунта со стороны акватории выполняется закрепление прямоугольного массива грунтов высотой 5,0 м и шириной 3,0 м. Высота закрепляемого массива принята из условия повышения коэффициента устойчивости причала на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения не менее чем до $K_{запаса}^{грунт} = 1,3$, т.к. увеличение высоты закрепляемой зоны ведет к повышению общей устойчивости причала.

На рисунке 3 показан пример изополей сдвиговых деформаций при разрушений причальной стенки от сдвига по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

По результатам расчетов получено, что использование закрепления грунта для уменьшения изгибающего момента в шпунте является экономически нерациональным из-за очень большого объема закрепляемого грунта. Поэтому были рассмотрен вариант комплексного усиления, включающего закрепление грунтового основания и применение горизонтальных (наклонных) грунтовых анкеров.

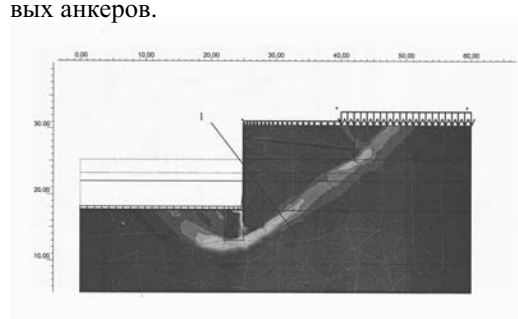


Рис. 3. Сдвиговые деформации причальной стенки при разрушении: 1 – поверхность скольжения

С учетом наличия оборудования было предложено выполнить закрепление грунта в основании и выполнить анкер с отметки 64,25 м (рисунок 4). Несущая способность анкера принята 60 тс. Для распределения давления на шпунт выполняется система продольных и поперечных распределительных балок. Анкер подвергается предварительному напряжению. По длине шпунтовой стенки также выделяются участки, где дополнительно выполняется закрепление грунта по высоте шпунта на участке шириной 2,0 м.

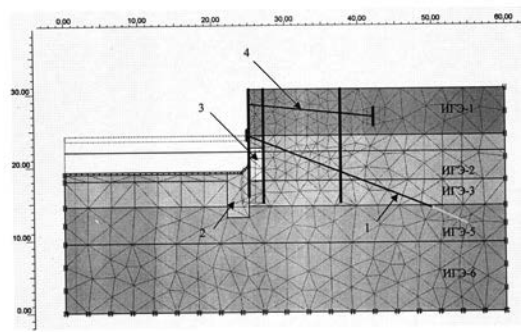


Рис. 4. Схема усиления причала путем закрепления массива грунтов основания и по высоте шпунта и устройством двух дополнительных анкеров: 1 – буроиньекционные анкера; 2 – закрепленный массив в основании; 3 – закрепленный массив по высоте шпунта; 4 – существующий анкер

4. ЛИТЕРАТУРА

СНиП 2.06.07-87 1989. *Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения*. Москва: Госстрой СССР.

Стабилизация неравномерных осадок телевизионной башни в г. Ростове-на-Дону методом цементации через направленные разрывы

Б.Н. Исаев, В.Р. Бабаян, А.Г. Лунев, С.Ю. Бадеев,
Н.Н. Цапкова, В.С. Бадеев, М.В. Кузнецов, В.Б. Исаев
Научно-исследовательское производственное предприятие «ИНТРОФЭК»,
НИИ механики и прикладной математики им. И.И. Воровича, ЮФУ
г. Ростов-на-Дону, Россия.

АННОТАЦИЯ: Авторами разработан и защищен патентом на изобретение № 2122068 способ подготовки основания, включающий армирование массива грунта элементами из цементогрунтового камня. С использованием описанного способа в г. Ростове - на - Дону произведено усиление грунтов основания фундаментов телевизионной башни, построенной в 1956 г. Телевизионная башня представляет собой 195 метровую металлическую конструкцию, которая опирается на четыре столбчатых фундамента из монолитного железобетона. Площадка строительства относилась к грунтовым условиям II-го типа по просадочности. Выполненные работы показали, что при использовании способа укрепления грунта методом цементации через направленные разрывы обеспечивается повышение несущей способности грунтов основания фундаментов и стабилизация неравномерных осадок сооружения без прекращения его эксплуатации.

СТАБИЛИЗАЦИЯ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК ТЕЛЕВИЗИОННОЙ БАШНИ В Г. РОСТОВЕ-НА-ДОНУ МЕТОДОМ ЦЕМЕНТАЦИИ ЧЕРЕЗ НАПРАВЛЕННЫЕ РАЗРЫВЫ

С 30-х годов прошлого столетия широкое распространение получили методы искусственного улучшения свойств грунтов, так называемая «техническая мелиорация» (стабилизация, закрепление, укрепление). При этом в связи с менее жесткими экологическими требованиями в качестве закрепляющих составов использовались химически активные преобразователи грунтов: силикат натрия, едкий натр, различные смолы, битумы и эмульсии на их основе, приводящие к интенсивному долговечному загрязнению грунтов и грунтовых вод.

Экологически более безопасным является преобразование слабых грунтов составами на основе цемента, образующими после схватывания алюмосиликатные соединения, аналогичные природным. Авторами разработан и защищен патентом на изобретение № 2122068 способ подготовки основания, включающий армирование массива грунта элементами из цементогрунтового камня (Исаев и др.,1998).

Повышение несущей способности структурно-неустойчивых оснований производится твердеющими вспененными цементогрунтовыми растворами путем их нагнетания через направленный гидроразрыв (Исаев и др., 1988). При подаче цементогрунтового раствора выполняется одновременное увлажнение, уплотнение и армирование грунтового массива. При этом рекомендуется применять вспененные цементогрунтовые растворы следующего состава (% от тв.фазы): цемент – 10-70; грунт – 90-30; ПАВ – 0,05. Количество воды, необходимое для приготовления раствора, рассчитывается по формуле, учитывающей доведение массива до оптимальной влажности:

$$Q_{H_2O} = 0{,}5\frac{P_{T.\Phi.}}{\rho_w} + \frac{\rho_d V_Г}{\rho_w}(W_{\text{опт}} - W_Г), \qquad (1)$$

где Q_{H_2O} – количество воды, необходимое для приготовления твердеющего раствора с учетом замачивания до оптимальной влажности $W_{опт}$ массива грунта объемом $V_Г$, м^3; 0,5 – весовое соотношение воды и твердой фазы в растворе, д.е; $P_{Т.Ф.}$ – вес твердой фазы твердеющего раствора, необходимый для уплотнения и армирования грунтового массива объёмом $V_Г$, т; ρ_w – плотность воды, равная 1,0 т/м^3; ρ_d – плотность сухого грунта уплотняемого массива в пределах площадки, т/м^3; W – влажность грунта уплотняемого массива, д.е.

Для приготовления твердеющих цементогрунтовых составов используются портландцементы М 400-500. В качестве грунтовой составляющей используются супеси и суглинки, в качестве вспенивателя - недефи-

цитные биоразлагаемые ПАВ. Время схватывания инъекционного цементогрунтового раствора - не менее 2^x часов. Прочностные и деформационные характеристики цементогрунта определяются видом цемента и грунта, их соотношением и варьируют при содержании цемента 10–70% в следующих пределах: прочность на одноос-ное сжатие (R, МПа) 0,8-8,2; модуль упругости (Ex10^3, МПа) 0,50-4,62; сцепление (с, МПа) 0,12-1,23; угол внутреннего трения (φ, град) 38-51.

При разработке проектов усиления грунтов основания фундаментов с использованием способа направленного гидроразрыва могут применяться различные конструктивные схемы армирования основания в зависимости от типа фундамента, грунтовых условий и решаемых задач.

Способ включен в Территориальные строительные нормы Ростовской области ТСН 50-306-2005 «Основания и фундаменты повышенной несущей способности» (Исаев и др., 2005).

С использованием описанного способа в г. Ростове-на-Дону произведено усиление грунтов основания фундаментов телевизионной башни, построенной в 1956 г. Телевизионная башня представляет собой 195 метровую металлическую конструкцию, которая опирается на четыре столбчатых фундамента из монолитного железобетона. Фундаменты имеют размеры в плане 6,0x6,0 м и расположены по углам квадрата 20,0x20,0 м. Глубина заложения фундаментов составляет 4,7 м от поверхности земли. Максимальное расчетное давление по подошве фундаментов с учетом ветровых нагрузок составляло 22 т/м^2.

Согласно материалам инженерно-геологических изысканий основание фундаментов телевизионной башни сложено желто-бурыми просадочными суглинками твердой консистенции (ИГЭ-1), включающими в интервале глубин от 6,4 до 8,6 м слой мелкого глинистого песка (ИГЭ-2) мощностью 2,0-2,2 м и подстилаемыми легкими, водонасыщенными, непросадочными суглинками (ИГЭ-3).

Площадка строительства относится к грунтовым условиям II-го типа по просадочности. Мощность просадочной толщи составляет 10,5-12,5 м от уровня природного рельефа. Максимальная просадка от собственного веса грунта при замачивании – 7,6 см. Грунтовые воды на момент изысканий вскрыты на глубине 13,3-13,8 м от поверхности земли.

Таблица 1. Характеристики физико-механических свойств слоев грунта

ИГЭ	ρ, г/см^3	S_r, д.е.	E, МПа S_r<0,8/ S_r>0,8	с, кПа	φ, град.
ИГЭ-1	1.81	0.68	15/4.4	12	15.5
ИГЭ-2	1.69	0.25	-/15	8	23.2
ИГЭ-3	1.93	0.89	-/8.7	21	19

В связи с тем, что при строительстве башни не были предусмотрены противопросадочные мероприятия, башня дала неравномерные осадки и крены. На рис. 1 приведены отклонения ствола башни от вертикали и даны осадки фундаментов за период наблюдений с 1964 по 2002 г.

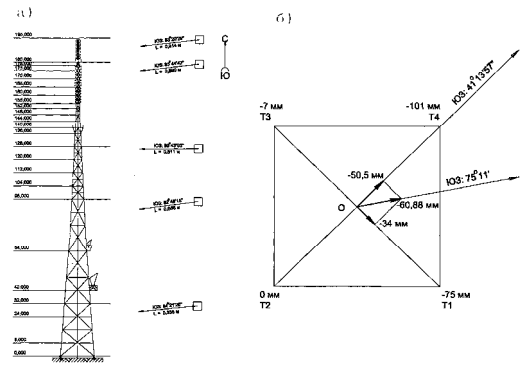


Рис. 1. Отклонения ствола башни от вертикали и осадки фундаментов по данным геодезических наблюдений:
а) отклонения от вертикали; б) осадки фундаментов

Как видно из рисунка, максимальное отклонение ствола башни от вертикали на высоте 195 м составило 0,914 м, а осадка фундамента под опорой одного из фундаментов достигла 10,1см. При этом относительная разность осадок столбчатых фундаментов колебалась от 0,0013 до 0,0035, что свидетельствует о достижении предельных деформаций основания согласно приложения Е СП 50-101-2004.

С целью стабилизации неравномерных осадок сооружения был разработан проект укрепления грунтов основания фундаментов башни с использованием вышеописанного способа армирования грунтового массива цементогрунтовыми растворами через направленные разрывы.

На рис. 2 приведен план фундамента одной из четырех опор башни с размещением мест инъекций и дан разрез 1-1 с указанием глубины закрепления под каждой опорой, исходя из полной прорезки просадочной толщи.

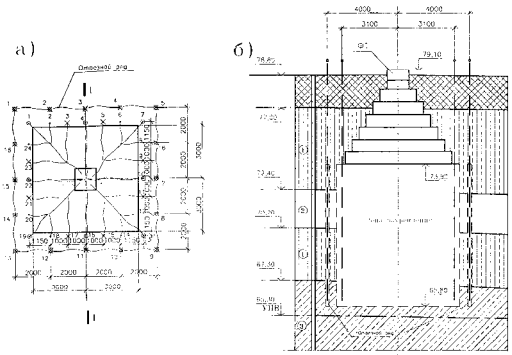


Рис. 2. Армирование основания столбчатого фундамента башни:
а) план фундамента с размещением мест инъекций; б) разрез 1-1

Как видно из рисунка, высота армированного основания составила 8,0 м. ниже подошвы фундамента. Армоэлементы имеют длину 1,0-3,0 м, толщину 0,05м и размещены с шагом 1,0 м по всей площади фундамента. По контуру армированного основания с целью снятия негативного трения проектом предусмотрен отрезной ряд из армоэлементов. Прочность цементогрунтового камня на одноосное сжатие по данным лабораторных исследований для армоэлементов под фундаментами и для отрезного ряда принята соответственно 1,50 и 3,25 МПа.

Как показали расчеты, расчетное сопротивление армированного основания составило 39,6 т/м^2, абсолютные осадки при самом неблагоприятном случае замачивания 1,2-2,0 см, а относительная разность осадок столбчатых фундаментов $\Delta S / L = 0{,}0009$, что не превышает предельно допустимых значений для данного типа сооружений.

Работы по укреплению грунтов были выполнены в период с 09.12. 2005 г. по 24.02.2006 г. фирмой ООО «Реконструкция эксплуатируемых сооружений». При этом в соответствии с указаниями ТСН 50-306-2005 и СНиП 3.02.01-87 работы велись в следующем порядке: выполнялась разметка и бурение установкой УКБ 12/25 лидерных скважин Ø 70 мм (через две в плане) в местах инъецирования; производилась нарезка концентратора напряжения на стенке скважины путем погружения специальной оснастки с резцом; устанавливался в скважине на проектной отметке пакер с целью исключения выбивания раствора; штукатурной станцией приготавливался и нагнетался проектный объем вспененного цементогрунтового раствора от 400 до 1200 л в зависимости от длины разрыва; после схватывания раствора в первой группе скважин выполнялись пропущенные инъекции.

Работы производились в две очереди: сначала выполнялись инъекции контурного отрезного ряда, а затем инъекции под фундаментом башни.

По высоте нагнетание раствора велось сверху вниз в две заходки длиной по 4,0 м каждая. При этом в начальный момент давление в скважине поднималось с интенсивностью 0,4-0,5 МПа в минуту до тех пор, пока не происходил разрыв пласта в направлении концентратора напряжения и не образовывалась плоскость разрыва, что отмечалось по манометру как резкое падение давления. После образования плоскости разрыва нагнетание велось при давлении, не превышающем давление разрыва. В процессе инъецирования фиксировался проектный объем подаваемой цементогрунтовой смеси, время и давление нагнетания.

Режимы нагнетания, форма и размеры армоэлементов, физико-механические характеристики цементогрунтового камня и др. определялись до начала основного объема работ на опытном участке при выполнении контрольных инъекций. Контрольные инъекции были вскрыты шурфом и подтвердили проектные параметры.

Контроль качества работ производился путем анализа исходных компонентов, используемых для приготовления цементогрунтового раствора, проб нагнетаемого раствора, а также проб цементогрунта из контрольных шурфов.

Кроме того в период выполнения работ и после их завершения для подтверждения стабилизации осадок выполнялись инструментальные геодезические наблюдения. За период с 29.12.2005 г. по 30.03.2006 г. величина осадок опор телевизионной башни не превысила 1-2мм, а скорость осадок составила 0,25 мм/мес, что свидетельствует о стабилизации неравномерных осадок и снижении их интенсивности. Наблюдения будут продолжены до конца 2006 г. и после стаби-

лизации неравномерных осадок планируется произвести выправление крена телевизионной башни до проектного положения по специально разработанному проекту.

Таким образом выполненные работы показали, что при использовании способа укрепления грунта методом цементации через направленные разрывы обеспечивается повышение несущей способности грунтов основания фундаментов и стабилизация неравномерных осадок сооружения без прекращения его эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

Исаев, Б.Н. и др. 1988. Способ закрепления лессовых просадочных грунтов и инъектор для его осуществления. *Авт. свид.* № 1444473. Бюллетень изобретений и открытий, № 46.

Исаев, Б.Н. и др. 1998. Способ подготовки основания. *Патент на изобретение* № 2122068. Бюллетень изобретений и открытий, № 32.

Исаев, Б.Н. и др. 2005. Основания и фундаменты повышенной несущей способности. *Территориальные строительные нормы Ростовской области*. *ТСН 50-306-2005*. Ростов-на-Дону.

Корректировка вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах

М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин
Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)
Новосибирск, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье приведено описание метода корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах. Сущность метода заключается в установке в теле фундаментной плиты в процессе строительства инъекционных кондукторов – металлических труб, через которые в случае необходимости осуществляется усиление грунтового основания путем нагнетания подвижных цементно-песчаных растворов.

Последние десятилетия строительство в Западно-Сибирском регионе неуклонно развивается в направлении более полного освоения городского пространства с одновременным увеличением этажности строящихся жилых и административно-торговых зданий. В результате, площадки, считавшиеся «неудобными» и малопригодными активно застраиваются. В центральных районах города Новосибирска существует большое количество таких ранее неосвоенных территорий, которые характеризуются наличием насыпных грунтов большой мощности с неоднородным залеганием, как плане, так и по глубине, а также слабых и просадочных грунтов. Часто ситуация осложняется постоянными колебаниями уровня грунтовых вод, длительными процессами уплотнения и консолидации.

В дополнение к вышесказанному, в качестве параллельной тенденции, можно отметить увеличение количества зданий и сооружений, проектируемых на плитных фундаментах. Для таких зданий повышается актуальность проблемы развития сверхнормативных неравномерных деформаций грунтового основания и появления случайных кренов. Особенно принимая во внимание повышенный риск невскрытых при изысканиях или неучтенных проектом особенностей сложного инженерно-геологического строения основания, а также возможности непрогнозируемого изменения грунтовых условий под воздействием техногенных и других негативных факторов.

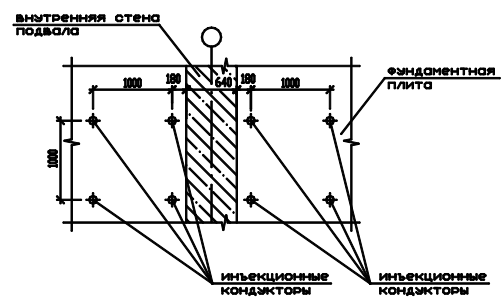


Рис. 1. Пример размещения инъекционных кондукторов в плите около внутренней несущей стены (в плане).

Управлением НИЭПВ Новосибирского ГАСУ (Сибстрин) был предложен способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах, защищенный патентом РФ, позволяющий повысить эксплуатационную надежность зданий и сооружений на фундаментных плитах и существенно уменьшить отрицательные последствия появления неравномерных деформаций, особенно при строительстве на площадках, сложенных насыпными и слабыми грунтами большой мощности.

К положительным сторонам данного способа можно отнести возможность своевременной корректировки вертикального поло-

жения зданий за счет выправления неравномерных деформаций, а также адаптации фундаментной плиты к изменению физико-механических характеристик грунтов основания, как в процессе строительства, так и при последующей эксплуатации.

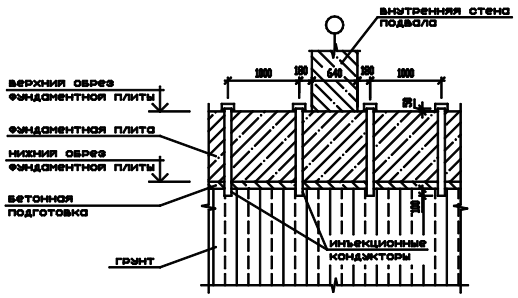


Рис. 2. Пример размещения инъекционных кондукторов в плите около внутренней несущей стены (в разрезе).

Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте заключается в установке в теле плиты в процессе ее возведения вертикально ориентированных инъекционных кондукторов, в качестве которых, как правило, применяются металлические или асбестоцементные трубы промышленного производства. Внутренний диаметр труб должен быть достаточным для погружения через них инъекторов с определенным зазором.

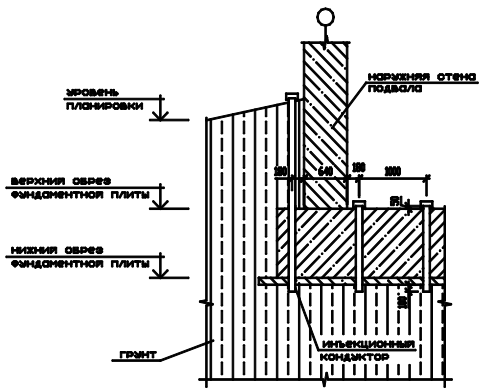


Рис. 3. Пример размещения инъекционных кондукторов в плите около наружной несущей стены (в разрезе).

Кондукторы, в плане, размещаются по сплошной сетке с шагом, назначаемым в зависимости от грунтовых условий строительной площадки и величины давления плиты на грунтовое основание. Обычно шаг установки кондукторов находится в пределах от 0,80 до 3,00 м. Возле несущих стен здания и в других наиболее нагруженных местах фундаментной плиты целесообразно уменьшение шага размещения кондукторов.

Расстояние от кондуктора до края стены диктуется геометрическими параметрами имеющегося инъекционного оборудования и составляет, как правило, 150…250 мм.

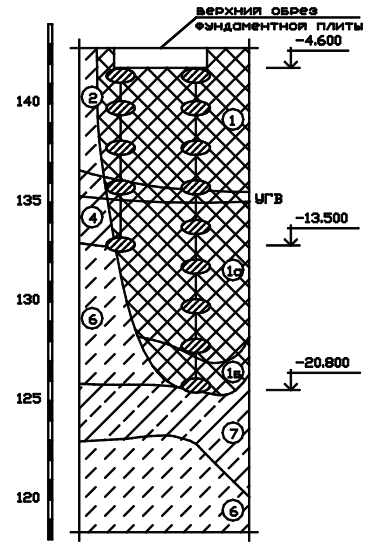


Рис. 4. Пример назначения инъекционных горизонтов по глубине инженерно-геологического разреза, сложенного большой толщей насыпных грунтов. ИГЭ 1,1а,1б – насыпные грунты, ИГЭ 2,4,6,7 – супеси и суглинки естественного сложения.

Кондукторы устанавливаются в теле плиты в процессе укладки арматуры и раскрепляются к элементам каркаса. Верхняя часть кондукторов, внутри здания выводится над поверхностью плиты на 50-100 мм, снаружи на 50-100 мм выше поверхности планировки. При этом перед засыпкой пазух котлована в случае необходимости используются доборные элементы, соединяемые сваркой с выпусками установленных в плите кондукторов. Головы кондукторов оборудуются съемными металлическими крышками, для предотвращения попадания в них строительного мусора и пр. Нижняя часть кондукторов заглубляется в грунт основания под подбетонкой на 100-150 мм.

Необходимость проведения работ по выравниванию вертикального положения

зданий и сооружений определяется по материалам геодезических наблюдений. Для этого, с целью обязательного контроля изменения абсолютных осадок и кренов в процессе строительства и эксплуатации, проектом предусматривается обязательная установка геодезических марок по всей высоте здания. Количество и частота замеров по маркам зависит от темпов строительства и грунтовых условий площадки, но должна производятся не реже двух раз в месяц.

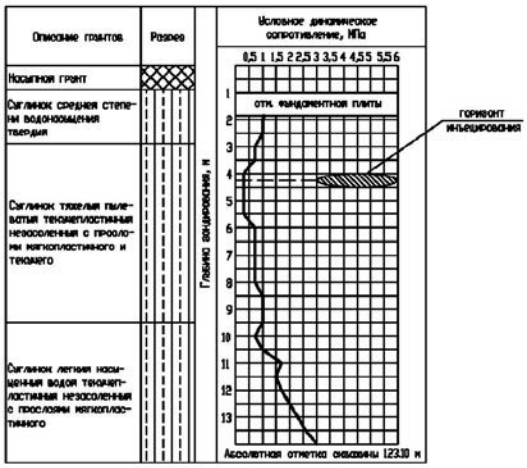


Рис. 5. Пример назначения первого инъекционного горизонта по данным статического зондирования.

Данные записываются в журналах наблюдений, хранящихся в проектной организации. Зарегистрированные показания в кратчайший срок анализируются и сопоставляются с расчетными данными для возможности принятия своевременных упреждающих технических и иных решений. В процессе строительства и первых лет эксплуатации за зданием ведется постоянный мониторинг, и в случае возникновения недопустимых осадок и кренов, превышающих проектные, производят работы по инъецированию подвижного цементно-песчаного раствора в грунтовое основание под фундаментной плитой через установленные кондукторы. Геодезический мониторинг за зданием проводится до полного затухания вертикальных перемещений, обычно до величины менее 1-го мм в год.

Инъекционные работы производят по специально разработанному проекту, определяющему точки инъецирования в плане здания, инъекционные горизонты по глубине инженерно-геологического разреза и порядок инъецирования. Проект разрабатывается на основании полученных данных геодезических измерений, инженерно-геологических условий площадки, величины давления под плитой и ее геометрии.

Инъецирование производят в слабые зоны грунтового основания (в направлении крена здания), с целью уплотнения грунта под фундаментной плитой и снижения его деформативности, и как следствие – ликвидации неравномерных деформаций и кренов. Количество и высотное положение инъекционных горизонтов назначают по данным инженерно-геологических изысканий, в том числе – статического зондирования, и уточняют по результатам измерения скорости погружения инъектора в грунт.

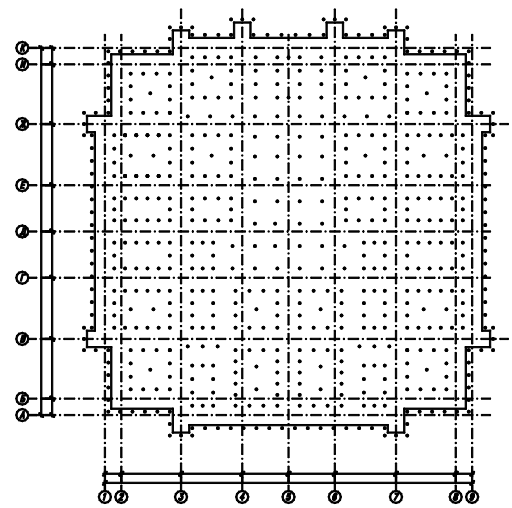


Рис. 6. План фундаментной плиты с точками размещения инъекционных кондукторов.

Инъецирование на одном горизонте обычно завершают при возрастании подающего давления на 40-50 % по отношению к рабочему (установившемуся), т.к. в случае дальнейшего повышения давления инъецирования помимо ожидаемого уплотнения грунта наиболее вероятно образование дополнительных щелевидных разрывов грунтового массива с последующим неконтролируемым распространением подвижного раствора. Другим критерием окончания инъецирования является объем закаченного раствора, который по опыту работ не должен

превышать 2…3 м^3 на одном горизонте.

Другой областью применения вышеописанного способа является возможность выравнивания осадок и корректировки вертикального положения зданий на плитных фундаментах при возникновении неравномерных деформаций за счет влияния вновь строящихся близкорасположенных сооружений.

Рис. 7. Строительство близкорасположенных жилых зданий на плитных фундаментах с инъекционными кондукторами.

Детальная проработка описанной технологии выполнения работ и практическая направленность предложенного способа, повышающего эффективность и надежность возведения зданий и сооружений на плитных фундаментах, позволили широко внедрить его в строительную практику Сибирского региона.

ЛИТЕРАТУРА

Патент на изобретение № 2352723 РФ. Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте / Нуждин Л.В., Нуждин М.Л. – Опубл. 20.04.2009. – Бюл. № 11.

Нуждин М.Л. Предупреждение неравномерных осадок фундаментной плиты с помощью высоконапорного инъецирования // *Опыт строительства и реконструкции зданий и сооружений на слабых грунтах:* Мат. Международ. научно-техн. конф. – Архангельск: Изд-во Арханг. гос. техн. ун-та, 2003. – С. 119-122.

Нуждин М.Л. Применение инъекционных кондукторов для предупреждения возникновения сверхнормативных кренов фундаментных плит методом группового высоконапорного инъецирования // *Геотехнические проблемы строительства крупномасштабных и уникальных объектов:* Труды Междунар. геотехнической конф. посвященной Году РФ в РК. Алматы, издание КГА, 2004. – С. 351-354.

Нуждин М.Л. Использование цементно-песчаных смесей для уплотнения грунтового основания высоконапорной направленной инъекцией // *Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво)* – Вип. 59 – Київ, НДІБК, 2003. – С. 430-433.

Моделирование напряженно-деформированного состояния грунта основания при инъецировании методом гидроразрыва на примере результатов работ, выполненных по одному из объектов ЗАО «Геострой»

А.И. Осокин, С.В. Татаринов, В.А. Ермолаев
ЗАО «Геострой», Санкт-Петербург, Россия

Е.С. Вознесенская
Санкт-Петербугрский архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Повышение несущей способности массива грунта при инъецировании методом гидроразрыва связано с формированием пространственного армирующего каркаса из затвердевшего раствора, а также с консолидационным уплотнением грунта под действием давления нагнетаемого инъекционного раствора. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния грунта с использованием программы PLAXIS позволило оценить степень уплотнения грунта и повышение значений его компрессионного модуля деформации. Для сравнения приведены результаты интегральной оценки деформационных характеристик закрепленного грунта на рассматриваемом объекте методом сейсмического просвечивания.

Инъекционное упрочнение грунтов впервые в Санкт-Петербурге в широких промышленных объемах начато ЗАО «Геострой» в 1994 году.

Наиболее эффективной и востребованной разновидностью инъекционных технологий является манжетная технология, обладающая, как известно, целым рядом достоинств. Укрепление цементными растворами слабых грунтов с большим содержанием пылеватых частиц возможно только в режиме гидроразрыва, который реализуется при давлении инъекции раствора, превышающем прочность грунта. В этом случае в грунтовом массиве происходит образование искусственных трещин, которые заполняются инъекционным составом. После твердения состава формируется армирующая система из прослоев тампонажного камня, значительно повышающих прочностные и деформационные характеристики грунтового массива. При образовании в грунтовом массиве трещин разрыва и заполнении этих трещин инъекционным раствором под давлением происходит оттеснение внутрипоровой воды и уплотнение грунта, при этом некоторые высокопроницаемые слои упрочняются в режиме пропитки.

Повышение несущей способности грунтового массива связано в данном случае с

консолидационным уплотнением грунта под действием давления нагнетаемого в грунт инъекционного раствора;

созданием пространственного каркаса из затвердевшего инъекционного раствора;

созданием каркаса из заполненных цементным камнем манжетных труб, омоноличенных обойменным раствором и служащих в качестве свай малого диаметра.

Целью моделирования напряженно деформированного состояния грунта основания, результаты которого выносятся на обсуждение, являлась оценка степени консолидационного уплотнения грунта и повышения значений его модулей деформации.

Разрывная технология инъекционного закрепления грунтов с использованием манжетных труб была применена ЗАО «Геострой» при реконструкции административного здания в Санкт-Петербурге по адресу: Синопская набережная, 74.

Инженерно-геологические условия площадки реконструкции отличались наличием в основании существующих фундаментов несвязных обводненных грунтов – пылеватых песков, несущая способность которых была не достаточна для восприятия дополнительных нагрузок при реконструкции и обеспечения устойчивости при углублении подвального помещения.

В соответствии с разработанным проектом инъекционного закрепления основания предусматривалось создание сети скважин диаметром 93 мм с шагом приблизительно 0,8 м. Было пробурено, оборудовано ман-

жетными колоннами, а затем обработано инъекционными растворами 78 скважин глубиной до 2, 50 – 3,00 м. Давление нагнетания составляло 0,4 – 0,5 МПа. Скорость нагнетания составляла 10 – 20 л/мин. Объем нагнетания в каждую скважину составил в среднем 300 л. Использовался цементный раствор М400 с водоцементным отношением 0,5 с добавкой силиката натрия и пластификатора С-3.

Подача раствора осуществлялась в три интервала инъецирования на отметках –2,3 м, –1,8 м и –1,3 м (относительно пола подвального помещения).

При моделировании напряженно-деформированного состояния грунта основания при инъецировании использовалась программа PLAXIS.

Постановка задачи и исходные данные

Рассматривалось уплотнение водонасыщенного пылеватого песка, имеющего следующие характеристики: плотность – 1,97 г/см^3; плотность сухого грунта – 1,4 г/см^3; коэффициент фильтрации – 0,08 м/сут; модуль деформации – 10 МПа; коэффициент Пуассона – 0,35; сцепление – 1 кПа; угол внутреннего трения – 30^o. Уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью грунта.

На глубине более 4 м предполагалось наличие прочного практически несжимаемого грунта, который простирается на большую глубину и в расчете не учитывается. На поверхности грунта предполагалось наличие пригрузки (пол подвального помещения), исключающей подъем поверхности при инъецировании.

Расстояние между инъекционными скважинами 0,8 м. Таким образом, рассматривается область радиусом 0,4 м, по оси которой расположена манжетная колонна. Инъецирование производится снизу вверх. Первый разрыв (горизонтальный) на глубине 2,3 м, второй – на глубине 1,8 м и т. д. Предполагаем, что в радиальном направлении разрыв распространяется до границы рассматриваемой области, т.е. на 0,4 м. Разрыв заполняется раствором под давлением, в результате чего полость расширяется. Предполагалось, что давление раствора, а следовательно и раскрытие трещины несколько уменьшается по мере удаления от инъектора. Время нагнетания раствора в каждый интервал принималось равным 15 – 30 минут.

Модель грунта и метод расчета

Расчет напряженно деформированного состояния грунта основания при инъецировании по программе PLAXIS реализуется методом конечных элементов. Рассматривалась осесимметричная задача с использованием 15-ти узловых треугольных элементов. В качестве модели уплотняемого грунта использовалась модель Мора-Кулона.

Деформации можно разложить на упругие и пластические составляющие.

Упругое поведение грунта описывается законом Гука. В данном случае используются два параметра эффективный модуль Юнга E и эффективный коэффициент Пуассона ν.

Для определения того, возникают ли пластические деформации, задаются три функций текучести, представленные в виде функций главных напряжений и содержащие два параметра пластической модели – угол внутреннего трения φ и сцепление c.

В программе PLAXIS используется точная форма полной модели Мора-Кулона с резким переходом от одной поверхности текучести к другой.

В водонасыщенном (недренированном) грунте согласно принципу Терцаги, полные напряжения представляются в виде суммы эффективных напряжений и порового давления. Поровое давление, в свою очередь, делится на поровое давление установившегося состояния (определяется уровнем грунтовых вод и рассматривается в качестве исходных данных) и избыточное поровое давление (генерируется при расчете деформируемости грунта).

Скорость изменения избыточного порового давления задается с учетом небольшой сжимаемости воды. При моделировании поведения недренированного грунта вместо эффективных параметров E и ν используются параметры недренированного грунта. В этом случае к матрице жесткости автоматически добавляется модуль объемной сжимаемости воды.

Поведение системы в период, пока поровое давление рассеивается во времени, изучалось с помощью расчета фильтрационной консолидации грунта. Основные уравнения консолидации, используемые в программе PLAXIS, следуют из теории Био. Предполагается также выполнение закона Дарси для потока жидкости и упругое поведение скелета грунта.

Расчет включал следующие фазы:

1. Расчет напряженно-деформированного состояния от собственного веса грунта.

2. Моделирование разрыва (горизонтальная трещина толщиной 1 см) на глубине 2,3 м.

3. Задание распределенной вертикальной нагрузки на грунт, действующей по контуру разрыва и убывающей по мере удаления от оси области, и расчет мгновенного напряженно-деформируемого состояния.

4. Расчет консолидационного уплотнения грунта в течение времени нагнетания раствора (15 – 30 минут).

5. Заполнение образовавшейся полости затвердевшим раствором.

Далее фазы 2 – 5 повторяются для разрыва на следующем интервале инъецирования.

Была выполнена серия расчетов при величинах давления раствора 400 и 500 кПа. Принималось, что при нагнетании раствора нагрузка на грунт при удалении от оси инъектора на 0,4 м линейно снижается на 30 – 40 % .

Напряженно-деформированное состояние грунта представляется в виде распределения полных и эффективных средних напряжений и распределения поровых давлений. На глубине 1,5 – 2,5 м природные полные средние напряжения составляют 30 – 50 кПа, эффективные средние напряжения составляют 15 – 25 кПа, поровые давления составляют 15 – 25 кПа.

Результаты расчетов

Характер деформаций при нагнетании раствора в первый интервал инъецирования показан на рис. 1. Максимальные мгновенные смещения при раскрытии трещины составляют 4–5 мм.

При мгновенном раскрытии трещины значительно возрастают полные средние напряжения. На рис. 2 наблюдаются очертания зон интенсивного уплотнения грунта. Значительная доля давления раствора передается на воду. Эффективные средние напряжения при мгновенном раскрытии трещины меняются мало.

В результате консолидации грунт уплотняется за счет отжатия воды вверх и частично вниз. При этом полость в грунте, заполняемая раствором, увеличивается. Максимальные смещения грунта при этом составляют приблизительно 40 мм.

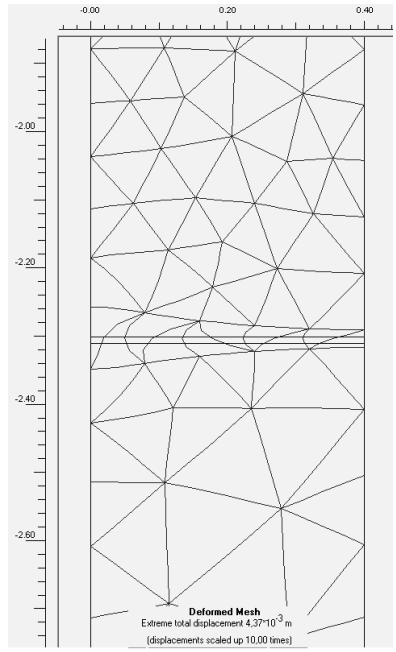


Рис. 1. Мгновенные деформации при нагнетании раствора в первый интервал. Давление 400 кПа.

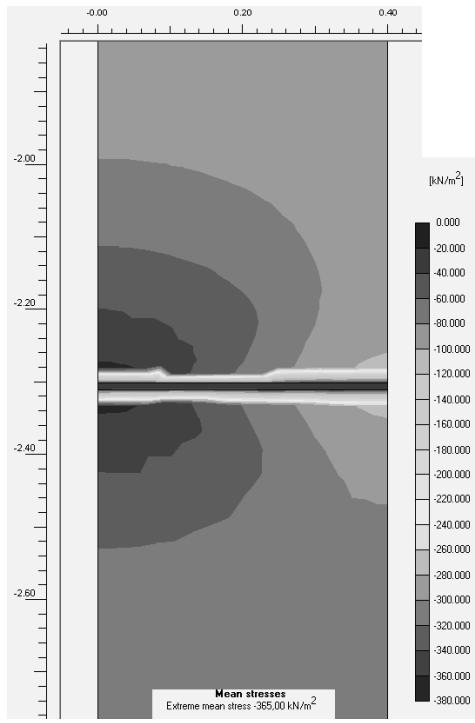


Рис. 1. Мгновенные значения полных средних напряжений при нагнетании раствора в первый интервал. Давление раствора 400 кПа.

Значения полных средних напряжений в области интенсивного уплотнения грунта (рис. 3) достигают 220 – 280 кПа. Эффективные значения средних напряжений существенно возрастают по сравнению с природными значениями, приближаясь к значениям полных напряжений (рис. 4). Избыточные поровые давления практически рассеиваются.

Исходное значение (10 МПа) модуля деформации пылеватого песка для глубины залегания 1,5 – 2,5 м определено по характерной компрессионной кривой в интервале давлений до 100 кПа. В интервале давлений 100 – 200 кПа значение модуля деформации водонасыщенного пылеватого песка составляет 16,7 МПа, а в интервале 200 – 400 кПа – 25 МПа.

Таким образом в области интенсивного уплотнения грунта значение модуля его деформации увеличивается приблизительно в два раза.

После заполнения раствором полости на глубине 2,3 м начинается подача раствора в трещину на глубине 1,8 м. Раскрытие второй трещины при соответствующем давлении раствора меньше чем первой. Кроме области в районе первой трещины со значительным повышением напряжений наблюдается вторая вблизи второй полости. Возрастание полных напряжений при мгновенном раскрытии второй трещины связано с возрастанием избыточных поровых давлений. Увеличения эффективных напряжений в области второй трещины не наблюдается. Наблюдаемые эффективные напряжения сформировались при нагнетании раствора в первую трещину.

В результате консолидационного уплотнения грунта полость, заполняемая раствором, несколько увеличивается, эффективные значения средних напряжений существенно возрастают, избыточные поровые давления в зоне уплотнения практически рассеиваются. Зоны интенсивного уплотнения, образовавшиеся при раскрытии двух трещин, сливаются в одну.

Значения полных средних напряжений находятся в диапазоне 220 – 280 кПа (рис. 5).

Эффективные средние напряжения достигают значений 200 – 280 кПа (рис. 6).

Аналогичные процессы наблюдаются при последующем инъецировании в третий интервал.

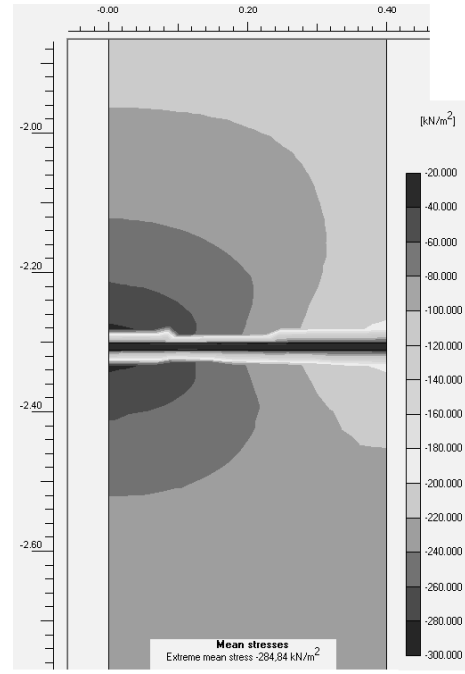


Рис. 3. Значения полных средних напряжений после нагнетания раствора в первый интервал. Давление раствора 400 кПа.

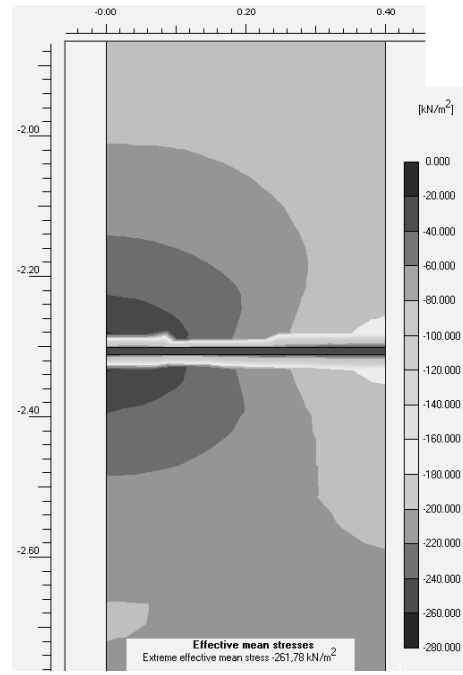


Рис. 4. Значения эффективных средних напряжений после нагнетания раствора в первый интервал. Давление раствора 400 кПа.

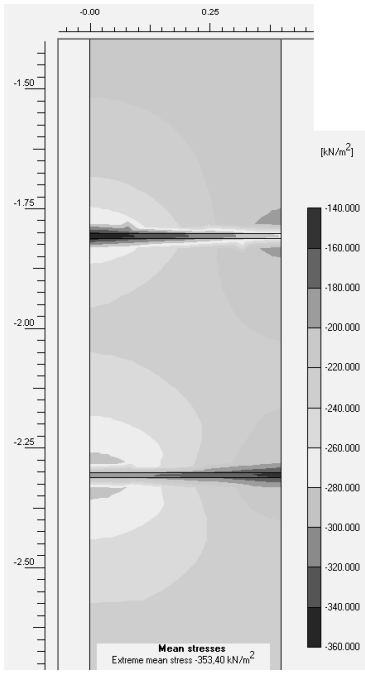


Рис. 5. Значения полных средних напряжений после нагнетания раствора во второй интервал. Давление раствора 400 кПа.

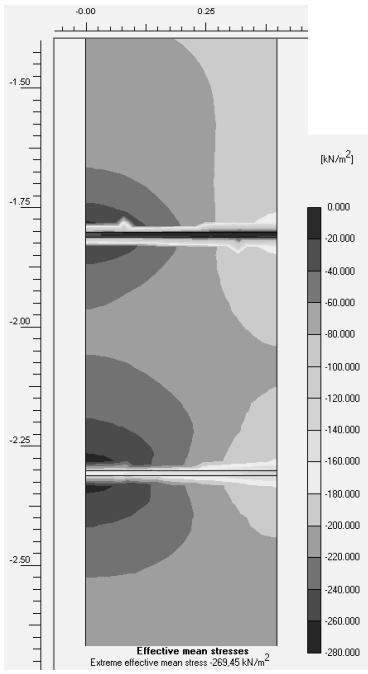


Рис. 6. Значения эффективных средних напряжений после нагнетания раствора во второй интервал. Давление раствора 400 кПа.

В результате вокруг инъекционной скважины помимо пространственного каркаса из затвердевшего раствора формируется сплошная область уплотненного грунта с повышенным значением модуля деформации.

Оценка усиления основания геофизическими методами

При упрочнении грунтов по инъекционной разрывной технологии наиболее достоверными являются результаты определений характеристик грунтов, полученные с помощью неразрушающих комплексных геофизических методов, дающих интегральные характеристики испытуемых грунтов.

По окончанию работ по инъекционному закреплению грунтов основания на рассматриваемом объекте силами специализированного научно-производственного предприятия «Нейво» была выполнена оценка деформационных характеристик закрепленного грунтового массива методом сейсмического просвечивания.

Физической основой использования сейсмоакустических методов является наличие связи между замеряемыми сейсмоакустическими характеристиками грунтов, в частности скоростями распространения продольных и поперечных упругих волн, и показателями физико-механических свойств грунтов.

Для количественной оценки деформационных характеристик закрепленного грунта использовался метод вертикального сейсмического профилирования. Пункты возбуждения располагались на профилях, проходящих через устье скважин, при обязательном размещении одного пункта возбуждения непосредственно в устье. Работы были проведены по семи профилям по 15 точек измерения на каждом при установке регистратора в контрольных скважинах на глубинах 0; 1,2; 3м. Таким образом, общее количество точек измерения составило 420.

В результате проведенных сейсмических исследований в подвале дома 74 по Синопской набережной были получены следующие результаты.

В первом слое до глубины 0,3 – 0,4 м скорости распространения продольных упругих волн составили 380 – 500 м/с, поперечных – 150 – 200 м/с, при этом скорости имеют тенденцию к увеличению от середины помещения к фундаменту.

Во втором слое с глубины 0,3 – 0,4 м до глубины пробуренных скважин 2,6 – 3,0 м скорости распространения продольных упругих волн составили 140 – 450 м/с, поперечных – 100 – 120 м/с. Скорости, как и в первом слое имеют тенденцию к увеличению от середины помещения к фундаменту.

Значительное увеличение скоростей зарегистрировано в зоне, примыкающей к фундаменту, и на расстоянии до 1,5 м от него на глубине от 0,5 до 2,7 м от поверхности пола подвала. Выявлена зона активного проникновения инъекционного раствора, в которой скорости продольных волн находятся в пределах 850 – 1100 м/с, поперечных – 500 – 550 м/с.

По результатам измерения скоростей продольных и поперечных волн были вычислены значения модуля общей деформации и динамического коэффициента Пуассона грунтов в зоне закрепления и за ней.

Для первого слоя величина модуля общей деформации в среднем составила 24 – 25 МПа, значение коэффициента Пуассона 0,41. Для второго слоя величина модуля общей деформации в среднем составила 10 – 11 МПа, значение коэффициента Пуассона 0,40.

В зоне активного проникновения цементного раствора величина модуля общей деформации достигает 90 – 125 МПа, а значение коэффициента Пуассона – 0,29, что свидетельствует о высоком качестве работ по закреплению грунтов.

Распределение значений модуля общей деформации (в кгс/см^2) в разрезе по одному из профилей представлено на рис. 7.

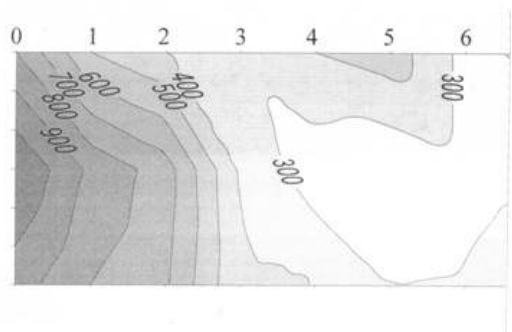


Рис. 7. Распределение значений модуля общей деформации в разрезе по одному из профилей.

ЛИТЕРАТУРА

Вознесенская, Е.С., Осокин, А.И., Татаринов, С.В., Ермолаев, В.А. 2008. Моделирование напряженно-деформированного состояния водонасыщенного суглинка при инъецировании. *Промышленное и гражданское строительство,* № 6, сс. 48–51.

Ермолаев, В.А., Мацегора, А.Г., Осокин, А.И. Использование инъекции для улучшения строительных свойств грунтов (на примере работ по объекту Синопская наб., д. 74). www.geostroy.ru

Камбефор, А. 1971. *Инъекция грунтов. Принципы и методы.* М.: Энергия. 112 с.

О некоторых результатах наблюдений за осадками 17-ти этажного дома на шпальном распределителе

А.Н. Саурин, А.И. Корпач
ООО «Основание», г. Липецк, Россия

В.А. Ильичев, Л.Г. Мариупольский
АНО АНТЦ РААСН, г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье приводятся некоторые результаты геодезических наблюдений за осадками жилого 17-ти этажного дома, проведенных в процессе его строительства. Для армирования сжимаемой зоны основания ленточного фундамента применен сборный вариант шпального распределителя в виде горизонтально уложенных забивных призматических свай. Представлены конструктивные и технологические особенности устройства шпального распределителя, в том числе в зимнее время. Оригинальные практические результаты дополнены выводами и сопоставлены с расчетной осадкой здания.

Жилой дом №52а по ул. Чапаева в г. Воронеже представляет собой 17-ти этажное здание, высотой 56 м, состоящее из нескольких секций. Размеры угловой секции, на которой проводились наблюдения за осадками в процессе ее строительства, составляют в плане 45х15м. Несущие стены – кирпичные. Наружные стены – трехслойные: внутренний несущий слой из сплошной кладки утолщенного силикатного кирпича, слой утеплителя (полистирола), наружный слой из пустотелого лицевого силикатного кирпича.

Рис. 1. Общий вид строительства жилого 17-ти этажного дома по ул. Чапаева 52а в г. Воронеже.

Первоначальное проектное решение устройства системы «основание-фундамент» дома (рис.1) представляло собой искусственное основание, выполняемое из забивных призматических висячих свай сечением 30х30 см длиной 8 м, объединенных монолитным железобетонным ростверком.

Однако, из-за близкого расположения существующей застройки и недовольства местных жителей, забивка даже контрольных свай оказалась невозможной. Кроме этого, сметная стоимость устройства системы «забивные сваи – монолитный ростверк» для заказчика – генподрядчика оказалась не приемлемой. В техническом задании на совершенствование проектного решения устройства системы «основание-фундамент», выданным заказчиком ООО «Основание», требовалось:

- разработать оптимальный вариант устройства системы, состоящей из искусственного или преобразованного основания и ленточного фундамента;
- сократить затраты на устройство системы не менее чем в 2 раза;
- устройство системы должен выполнять генподрядчик.

Совершенствование первоначальной системы «основание-фундамент» осуществлялось по результатам:

- анализа материалов инженерно-геологических изысканий, выполненных на площадке для рабочего проектирования системы «основание-фундамент» дома;
- уточнения состояния и физико-механических характеристик расчетных

инженерно-геологических элементов с шагом по глубине через 0,2 м;

- проверки значений нагрузок и воздействий, передаваемых на систему «основание-фундамент»;

- геотехнического анализа возможных вариантов устройства системы «основание-фундамент» исходя из уточненных инженерно-геологических и построечных условий площадки строительства, нагрузок и воздействий на систему.

Из материалов инженерно-геологических изысканий [1] следовало, что участок строительства дома до глубины 20 м сложен аллювиальными отложениями (рис.2):

- полутвердым суглинком, мощностью 1,7÷2,5 м;
- песками средней крупности средней плотности сложения с прослоями суглинков полутвердой и тугопластичной консистенции, общей мощностью 10,2 м;
- песком средней крупности плотным, вскрытой мощностью 5,9÷7,8 м.

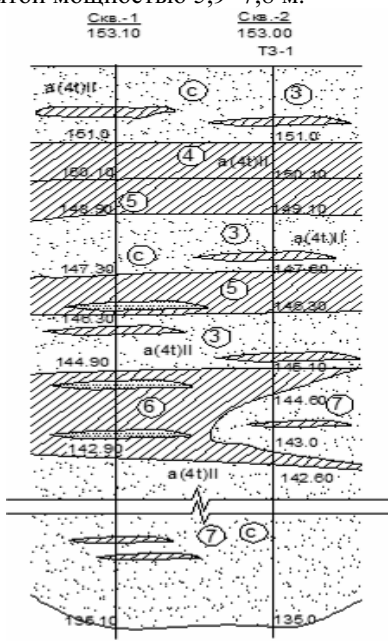


Рис. 2. Фрагмент инженерно-геологического разреза по линии I-I [1].

При проведении изысканий (март 2007 г.) грунтовые воды до глубины 20 м не вскрыты. Анализ материалов изысканий показал:

1. Для лабораторных исследований отобрано недостаточное количество проб и монолитов грунтов, не позволяющее проведение статистической обработки результатов исследований и получение достоверной оценки расчетных значений характеристик грунтов.

2. Наличие в материалах изысканий противоречивых полевых и лабораторных сведений о состоянии и физико-механических характеристиках выделенных инженерно-геологических элементов не позволяет объективно оценить несущую способность и технико-экономические показатели возможных вариантов устройства системы «основание-фундамент».

С целью устранения обнаруженных в материалах изысканий недостатков, проведено уточнение инженерно-геологических условий площадки комплексным статическим зондированием «ПИКА – 15» по методике НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.

Геотехнический анализ инженерно-геологических условий и возможных вариантов устройства системы «основание-фундамент» дома позволил определить оптимальный по несущей способности и технико-экономическим показателям вариант – ленточный фундамент на шпальном распределителе (ШР) [2]. Необходимость применения ШР в основании ленточного фундамента вызвана тем, что вертикальное давление (σ_p, кПа) в грунте основания естественного сложения под подошвой наиболее нагруженного участка фундамента превышало сопротивление грунтового основания (R, кПа), рассчитанного по формуле (7) СНиП 2.02.01-83*, т.е. $\sigma_p > R$, что не удовлетворяет требованиям СНиП.

Выполненные АНО АНТЦ РААСН расчеты [3] показали: применение ШР существенно снижает вертикальное давление под подошвой ленточных фундаментов, а теоретическая осадка наиболее нагруженного фундамента составит 3,64 см.

Ленточный фундамент запроектирован из типовых сборных фундаментных подушек ФЛ и фундаментных стеновых блоков ФБС. На отдельных участках ленточного фундамента, из-за сложной конфигурации дома в плане, вместо сборных подушек применены подушки из монолитного железобетона, изготовленные непосредственно на стройплощадке. Горизонтальные швы кладки стен подвала из блоков ФБС армировались продольными арматурными стержнями класса А-III, диаметром 10 мм и поперечной арматурой класса А-I диаметром 5 мм. По верху кладки стен подвала предусмотрен монолитный железобетонный пояс толщиной 150 мм.

В качестве шпал для устройства ШР применены железобетонные призматические сваи сечением 30х30 см длиной 5 ÷ 8 м, состыкованные между собой по длине монолитными железобетонными участками длиной 0,6 ÷ 1,2 метра. Для наиболее равномерной передачи нагрузки от здания на ШР шпалы монтировались на отметке дна котлована по поперечной схеме (рис.3).

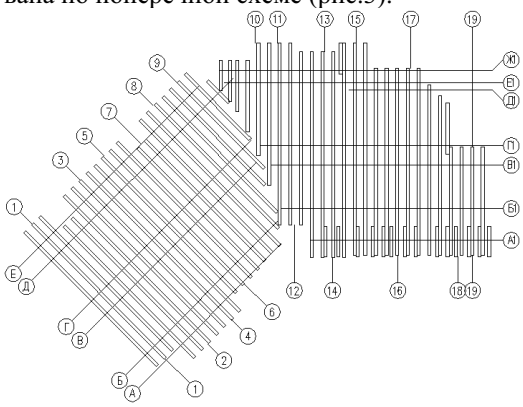


Рис. 3. Схема расположения шпал в плане ленточного фундамента дома.

Принятая в проекте конструктивная схема устройства ШР учитывала пристройку к данной секции с двух сторон 17-ти этажных секций на ленточных фундаментах и ШР.

По проекту шпалы монтировались на выравнивающий песчаный подстилающий слой, толщиной не более 0,1 м. В связи с тем, что разработка котлована и устройство ШР производились в осенне-зимних условиях, наличие снега и льда под подошвой шпал не допускалось. На участках стыков шпал предусматривалось оголение арматуры стыкуемых свай, дополнительное армирование и бетонирование стыков в щитовой опалубке (рис. 4).

Рис. 4. Общий вид стыка шпал до бетонирования.

Для бетонирования стыков применена бетонная смесь класса не ниже В15 с электропрогревом.

Заполнение пространства между шпалами и буферный слой, толщиной 0,1 м, по верху шпал выполняются из песка средней крупности с уплотнением до плотности в сухом состоянии $\rho_d \geq 1{,}65$ г/см^3. Песок отсыпался в талом состоянии на талый грунт дна котлована, при этом наличие снега и льда в песчаной засыпке и на поверхности шпал не допускалось.

При проведении геотехнического мониторинга, организованного на строительной площадке с момента разработки дна котлована и до возведения дома, установлено:

1. При разработке котлована допущен локальный перекоп дна котлована на глубину до 0,6 м площадью ~ 12 м^2.

2. В плане котлована перекоп располагался по ряду «Е ÷ Ж» в осях «8 ÷ 11».

3. Засыпка перекопа выполнена песком средней крупности и уплотнена до плотности в сухом состоянии $\rho_d = 1{,}59 \div 1{,}63$ г/см^3.

4. Фактическая толщина выполненного подстилающего шпалы песчаного слоя составляла 0,1 ÷ 0,2 м. Большая толщина слоя располагается со стороны ряда «Е». Выравнивание и уплотнение слоя осуществлялось бульдозером.

5. Фактическая длина отдельных монолитных участков стыкуемых шпал превышала проектную длину и составляла до 2 м.

6. Степень уплотнения песка в засыпке междушпального пространства оказалась ниже проектной ($\rho_d = 1{,}60 \div 1{,}64$ г/см^3).

7. Толщина буферного слоя, выполненного из песка средней крупности, соответствовала проектной. Степень уплотнения буферного слоя близка к проектной ($\rho_d = 1{,}60 \div 1{,}64$ г/см^3).

Нагружение системы «ШР - ленточный фундамент» в процессе строительства секции происходило на каждом этаже захватками. Каждая захватка представляла собой часть возведенных до проектной отметки несущих стен, перекрытых железобетонными плитами, т.е. вначале нагружался один край системы, затем, спустя 8 – 15 дней, другой.

Геодезические наблюдения за осадками дома в процессе его строительства организованы с момента перекрытия подвала. Выполнение замеров осуществлялось по маркам (рис. 5), установленным в доступных

для наблюдения местах, исключающих возможность их повреждения.

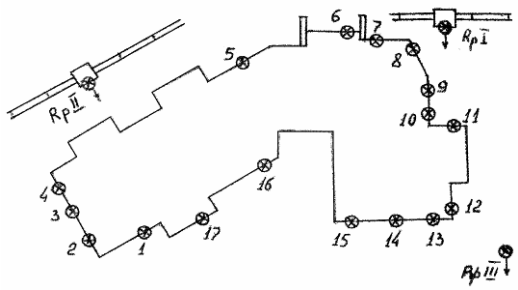


Рис. 5. Схема расположения геодезических марок (1÷17) в плане дома на уровне перекрытия подвала.

Расположение реперов (Rp I ÷ Rp III) предусматривает (с учетом установки дополнительных марок) возможность продолжения геодезических наблюдений за осадками данной секции во время пристройки к ней других 17-ти этажных секций и в период ее эксплуатации.

Осадки системы «основание-фундамент» секции во время ее строительства по наиболее характерным маркам (Вр1, Вр4, Вр5, Вр8, Вр14) показаны в виде графиков на рис. 6, а усредненная осада системы на рис. 7.

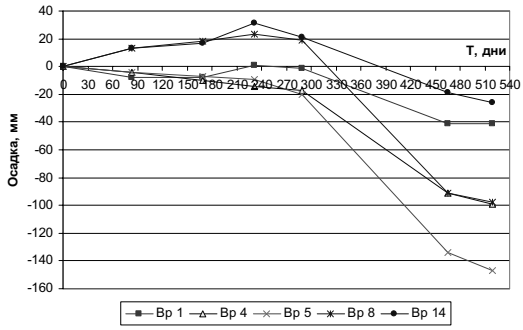


Рис. 6. Осадки ($S_{ср}$, мм) системы «основание-фундамент» секции дома во времени (Т, дни) по наиболее характерным маркам.

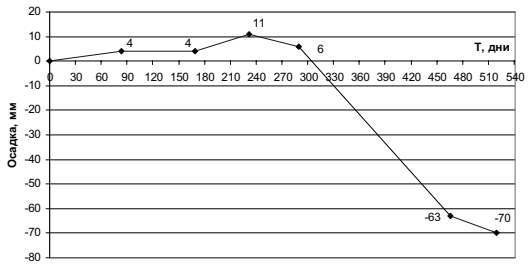


Рис. 7. Изменение усредненной осадки ($S_{ср}$, мм) системы «основание-фундамент» секции дома во времени (Т, дни).

Результаты геодезических наблюдений в рамках геотехнического мониторинга показали:

1. Общая усредненная осадка дома по маркам, равная 70 мм, превысила теоретическую (расчетную) осадку наиболее нагруженного фундамента, равную 36,4 мм.
2. Фактическая средняя осадка наиболее нагруженного фундамента также превысила расчетную осадку и составила 48 мм.
3. Превышение фактической усредненной осадки секции дома над расчетной является следствием нарушений технологии производства работ нулевого цикла:
- разработки котлована;
- засыпки и уплотнения локального перекопа дна котлована;
- устройства выравнивающего подстилающего слоя под подошвой шпал;
- монтажа сборных элементов (свай) шпал;
- выполнения монолитных железобетонных стыков шпал;
- засыпки песком междушпального пространства и уплотнения засыпки.
3. Наибольшая осадка системы «ШР - ленточный фундамент» происходила в районе марок Вр5 ÷ Вр8, т.е. там, где произошёл перекоп котлована.
4. За период возведения здания до 2/3 проектной нагрузки на систему «основание-фундамент» в среднем происходил его подъем.
5. Главные причины подъема секции дома в процессе строительства связаны:
- с неравномерным поэтажным нагружением ШР;
- с нарушениями, допущенными при производстве работ нулевого цикла.

ЛИТЕРАТУРА

1. Заключение по проекту устройства ленточных фундаментов на искусственном основании (шпальном распределителе) для 17-ти этажного дома по адресу: г. Воронеж, ул. Чапаева, д. 52а.

2. Отчет по инженерно-геологическим изысканиям на участке проектируемого строительства многоэтажного жилого дома по ул. Чапаева, д. 52а в г. Воронеже. ООО «ИНСТРОЙ», г. Воронеж, 2006 г.

3. Пат. RU 2344231 C1, МПК E02D 27/01. Способ устройства основания фундаментов сооружений с горизонтальным армированием сборными железобетонными элементами / Саурин А.Н. (RU); Заявка 2007144381/03, 03.12.2007; Опубл. 20.01.2009 // Бюл.№2.

Исследование напряженно-деформированного состояния массива грунта, закрепленного комбинированным методом

В. Я. Шишкин, А. Е. Погорелов
ООО «НПФ «Фундаментстройпроект», Москва, Россия

Д. Е. Разводовский, В. Ф. Сидорчук
НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье освещаются вопросы устройства комбинированного метода усиления фундаментов – совместное использование технологии jet-grouting и буроинъекционных свай. В статье подробно проанализированы результаты работ на опытных площадках г. Москвы. Приведены результаты опытных работ по проведению работ по струйной цементации.

1. ВВЕДЕНИЕ

Новое строительство в крупных мегаполисах, как правило, требует проведения работ по усилению фундаментов существующих зданий, примыкающих к новому строительству, особенно при наличии глубокой подземной части. Выбор способа усиления фундаментов является одной из основных задач, которые приходится решать геотехникам в ходе строительства, поскольку принятый способ усиления может определять возможные последствия строительства. В условиях г. Москвы и С-Петербурга в городских строительных нормах регламентируются допустимые величины дополнительных деформаций. При этом расчетная величина дополнительных осадок и относительная разность осадок обычно определяются на основании численного моделирования, а осадки, возникающие в ходе производства работ по усилению фундаментов («технологические осадки») обычно не учитываются. Величины «технологических осадок» в реальности могут превышать расчетные величины осадок, а вопрос уменьшения осадок в процессе производства работ по усилению фундаментов является чрезвычайно важным.

Усиление фундаментов существующих зданий при проведении работ в непосредственной близости может выполняться по различным технологиям - химическое закрепление, струйная цементация и буроинъекционные сваи и.т.д. На практике, практически во всех случаях требуется оптимизация существующих технических и технологических решений для уменьшения технологических осадок зданий и сооружений при их усилении и устройстве ограждающих конструкций. В рамках настоящей статьи мы постарались осветить наш опыт применения комбинированного способа усиления фундаментов зданий – совместное использование свай и закрепление грунта по струйной технологии (jet-grouting) в условиях г. Москвы.

При строительстве вблизи сохраняемых зданий приходится устраивать ограждающую конструкцию, чаще всего выполняемую способом «стена в грунте», производя усиление фундаментов зданий расположенных в непосредственной близости. Может быть создана и специальная конструкция, совмещающая функции ограждения котлована и усиление фундаментов, обычно выполняемая по струйной технологии. Такой способ получил широкое распространение в условиях западной Европы. Однако, в условиях г. Москвы, когда доступ в здания часто невозможен, надежная конструкция не может быть создана. В этом случае струйная цементация является надежным способом усиления фундаментов. К недостаткам

способа следует отнести значительнее величины технологических осадок, в условиях г. Москвы достигавших до 3 см.

2. КОМБИНИРОВАННЫЙ МЕТОД УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Фирмой ООО «НПФ «Фундаментстройпроект» усиление оснований фундаментов существующих зданий с применением технологии струйной цементации грунтов (Jet grouting) производилось с 2005 года на более, чем 20 объектах и всегда проводились высокоточные геодезические измерения, проводимые с целью контроля величины возможных осадок. Так на одном из таких объектов (г. Москва, ул. Коровий вал, д.9 стр.1) величина технологической осадки здания составила 13мм при закреплении грунтов на глубину 14.3м, что не превышает допустимых значений. На рисунке 1 показана грунтоцементная колонна выполненная методом струйной цементации.

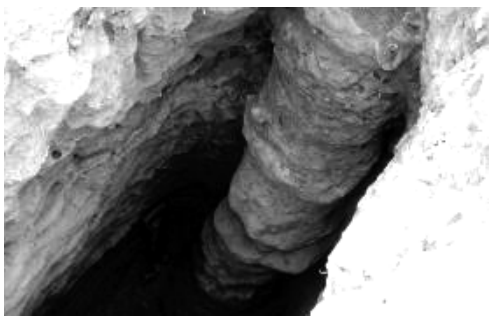


Рис. 1. Грунтоцементная колонна выполненная по технологии Jet grouting

Для отладки технологии в условиях г. Москвы организуются опытные участки работа на одном из которых показана на рисунке 2 (ул. Викторенко дом 3).

Рис 2. Работа на опытной площадке

Для снижения негативного технологического воздействия струйного закрепления грунтов в большинстве случаев назначается последующая цементация контакта закрепленного массива с фундаментом, позволяющая компенсировать возникающие технологические осадки от технологии Jet grouting, однако данные мероприятия не всегда являются эффективными.

С целью оптимизации и применения в условиях плотной исторической застройки существующих технологических решений позволяющих снизить возможные технологические воздействия, в особо ответственных случаях, например, при подземных сооружениях, устраиваемых в плотную к существующим, было предложено ООО «НПФ «Фундаментстройпроект» совместно с НИИОСП им. Н. М. Герсеванова предварительно устраивать цементацию контакта грунта с фундаментом и буроинъекционные сваи с уплотненным пневмопробойником забоем, армируемых трубным каркасом (Шишкин и Дорожкин, 2008). Благодаря уплотненному забою почти вся нагрузка приходится на острие сваи, залегающее в плотных грунтах. Нагрузка такой сваей воспринимается уже при малых (до 5 мм) осадках. Быстрое «включение сваи в работу» способствует снижению общей осадки реконструируемого здания. Но при большой длине высокая изгибающая способность буроинъекционной сваи сводит на нет все преимущества уплотненного забоя. Значительно увеличить жесткость на изгиб позволило применение закрепления массива грунта между буроинъекционными сваями с уплотненным забоем. Такой комбинированный способ является одним из наиболее безопасных методов усиления оснований и фундаментов, позволяющий вести в непосредственной близости от укрепленных массивов земляные работы практически любой степени сложности, не вызывая дополнительных осадок. Буроинъекционные сваи обеспечивают сохранность существующих зданий в процессе производства работ по закреплению грунтов по струйной технологии. Учитывая, что такие работы потенциально могут быть сопряжены со значительными технологическими осадками существующих зданий, а достаточный опыт

производства работ в г. Москве отсутствует, возникает необходимость в специальном сопровождении работ и устройством опытных площадок.

В результате примером такого комбинированного усиления оснований фундаментов одного из таких объектов может послужить здание расположенное по адресу: г. Москва, ул. Земляной вал, д. 12/7 стр. 1, усиление фундаментов которого производилось в связи со строительством в близи указанного здания подземного коллектора. Усиление фундаментов проводилось при помощи устраиваемых в первую очередь буроинъекционных свай, армируемых трубными каркасами и закреплением грунтов основания по технологии струйной цементации между ними. В результате за три месяца проведения работ по усилению фундаментов здания величина технологической осадки составила порядка 5 мм.

3. ОПЫТ РЕАЛИЗАЦИИ МЕТОДА

Когда возникла необходимость реконструкции с устройством второго подземного этажа здания расположенного по адресу: г. Москва, ЦАО, Милютинский пер., вл.10 было принято решение в качестве способа усиления фундаментов совмещающего в себе роль ограждения котлована принять конструкцию в виде комбинации буроинъекционных свай и закрепленного методом струйной цементации грунта между ними.

Рис. 3. Здание по адресу: г. Москва, ЦАО, Милютинский пер., вл.10

Реконструируемый объект представлял собой первоначально нежилое кирпичное 3-х этажное здание, размерами 31х15м. Под всем зданием имелся подвал постройки 1842г. из сводов в аварийном состоянии. Кирпичные своды пролетом 8.1м имеют особую историческую ценность. Фундаменты здания - из бутового камня, известняка и красного полнотелого кирпича на известковом растворе в очень плохом состоянии.

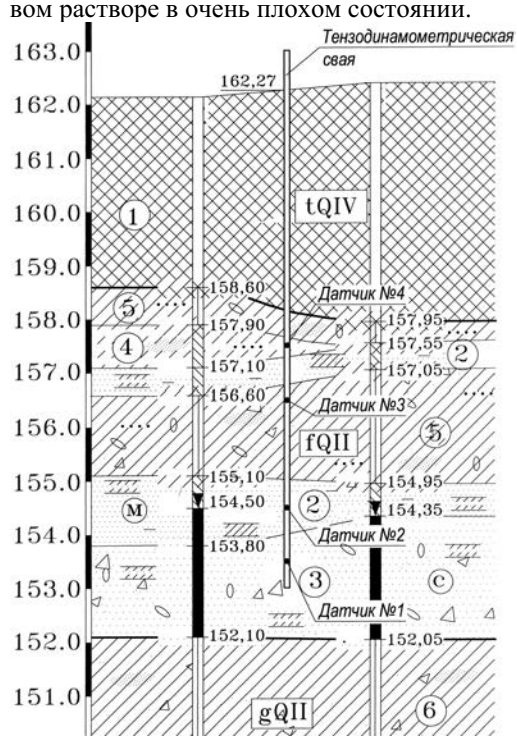


Рис. 4. Инженерно-геологический разрез площадки строительства с погруженной тензодинамометрической сваей

Таблица 1. Расчетные характеристики грунтов

№ игэ	Описание грунтов	γ, кН/м3	e	φ, °	c, кПа	E, МПа
1	Насыпные грунты					
2	Пески мелкие	185	0,689	30	1	28
3	Пески средней крупности	192	0,663	33	0	29
4	Супеси пластичные	191	0,654	22	11	16
5	Суглинки тугопластичные	195	0,645	19	31	22
6	Суглинки тугопластичные	202	0,542	21	41	28

Инженерно-геологический разрез представлен на рисунке 4 и расчетные характеристики грунтов - в таблице 1. Грунтовые воды вскрыты на глубине 6.9-8.0м и 11.9-12.7м.

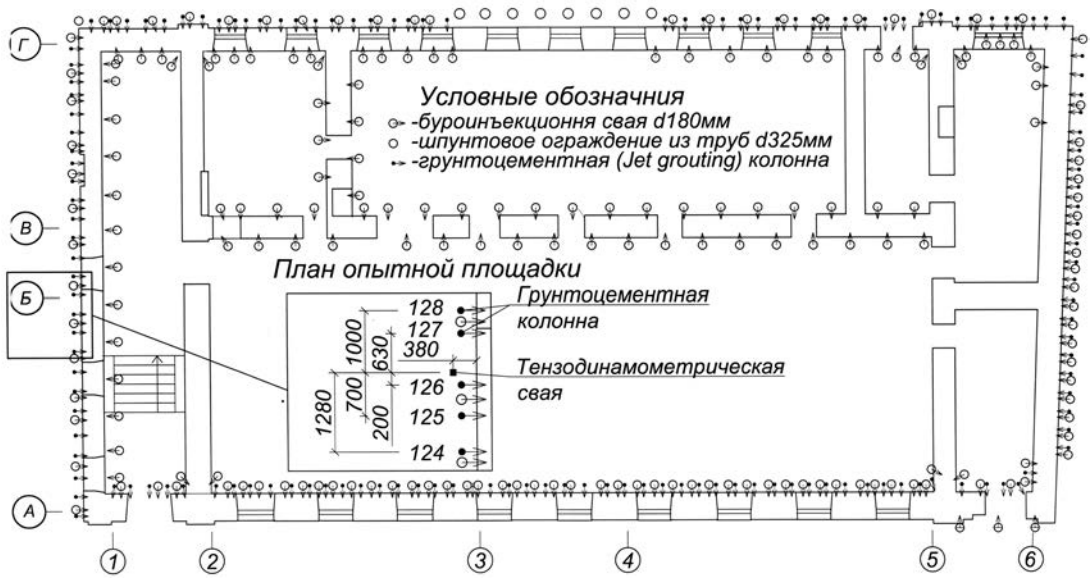


Рис. 5. Схема расположения опытной площадки

В рамках проекта реконструкции здания предусматривалось заглубление подвала на глубину до 8м, а в местах расположения приямков грузовых лифтов - глубже 10м от поверхности грунта или ниже 7м заложения существующих фундаментов.

В связи со стесненностью строительной площадки и необходимостью сохранения стен здания были запроектированы и выполнены: цементация фундаментов и контакта его с грунтом, буроинъекционные сваи-трубы с уплотненным забоем диаметром Ø159мм, противофильтрационная завеса по технологии струйной цементации (Jet grouting) путем формирования колонн Ø600мм между сваями-трубами. В месте, где предусматривалось выполнить лифтовый подъемник, стена разбиралась и ограждением котлована являлось ограждение из труб Ø325х8мм с шагом 0.9м глубиной 11.9м. После устройства свай и геотехнического экрана выполнялась контрольная цементация контакта «фундамент-грунт», которая показала хорошие результаты. Объем поглощаемого раствора сравним с объемом пробуренных скважин. После выполнения работ по усилению фундаментов выполнялась замена старого бутового фундамента на вновь подводимый ростверк, все работы выполнялись захватками по 2м. Дальнейшие работы по выполнению конструкций «нулевого цикла» выполнялись по технологии «top-down» (Шишкин, 2009). Во время строительства плита перекрытия между двумя подземными этажами опиралась на конструкции ограждения котлована путем передачи нагрузок через выполненный ростверк. Роль распорок в котловане в этом случае играла плита перекрытия, жесткость которой значительно выше, чем традиционных стальных конструкций.

С целью сохранения здания с выполняемой двухуровневой подземной частью и сохраняемыми под всем сооружением арочными сводами на объекте по адресу: г. Москва, ЦАО, Милютинский пер., вл.10 было принято решение о выполнении опытной площадки, на которой проводился целый ряд натурных экспериментов для изучения и совершенствования принятой комбинированной технологии усиления фундаментов буроинъекционными сваями с уплотненным забоем и закреплением основания методом струйной цементации (Jet grouting).

В рамках постановки натурных экспериментов были выполнены:

геодезические наблюдения за осадками конструкций усиливаемого здания при устройстве комбинированного закрепления;

установка на опытном участке тензодинамометрической сваи с использованием месдоз типа ПДМ-70/11/4.

Рис. 6. Усиление оснований и фундаментов здания по адресу: г. Москва, ЦАО, Милютинский пер., вл.10

Геодезические измерения осадок и мониторинг тензодинамометрической сваей позволили выполнить оценку технологического воздействия на реконструируемое здание в процессе усиления его основания и фундаментов.

Высокоточные геодезические измерения производились с целью оценки совместной работы буроинъекционных свай и массива грунта, закрепленного методом струйной цементации и их влияния на реконструируемое здание и окружающую плотную застройку. В процессе выполнения первого цикла геодезических измерений осадки в месте устройства шпунтового ограждения составили 11-14мм, в местах, где были выполнены буроинъекционные сваи - от 2 до 7мм, в месте, где были выполнены помимо буроинъекционных свай с уплотненным забоем (трубы диаметром Ø159мм) колонны геотехнического массива по технологии струйной цементации (Jet grouting) - 4-9 мм. На момент проведения через 1.5 месяца второго цикла высокоточных геодезических измерений, когда устройство геотехнического экрана по технологии Jet grouting было выполнено полностью, величина технологической осадки составляла от 2 до 10мм, таким образом величина осадки в местах, где выполнялось закрепление грунта методом струйной цементации, составляла от 1 до 3мм.

Рис. 7 Тензодинамометрическая свая для измерения горизонтальных напряжений в грунтовом массиве

В результате средняя величина технологической осадки составляла для:
шпунтового ограждения – 14мм;
буроинъекционных (трубобетонных) свай с уплотненным забоем – 4мм;
закрепления грунта методом струйной цементации после ранее выполненных буроинъекционных свай – 2мм;
комбинированной технологии, описанной выше – 6мм.

Благодаря выполненным мероприятиям по усилению фундаментов дальнейшие осадки здания составили порядка 6мм, а прилегающие к нему памятники архитектуры практически не имели деформаций.

В связи с малой изученностью воздействия струйной геотехнологии на напряженное состояние грунтового массива на объекте были выполнены измерения горизонтальных напряжений в массиве грунта закрепляемого способом Jet grouting на примере формирования пяти грунтоцементных колонн: №124, 125, 126, 127, 128 показанных на рисунке 5.

Измерения горизонтальных напряжений производились при помощи специально сконструированной тензондинамометрической сваи выполненной на основе месдоз

типа ПДМ-70/11/4, показанной на рисунке 7 и установленной рядом с выполняемыми грунтоцементными колоннами как показано на рисунке 8.

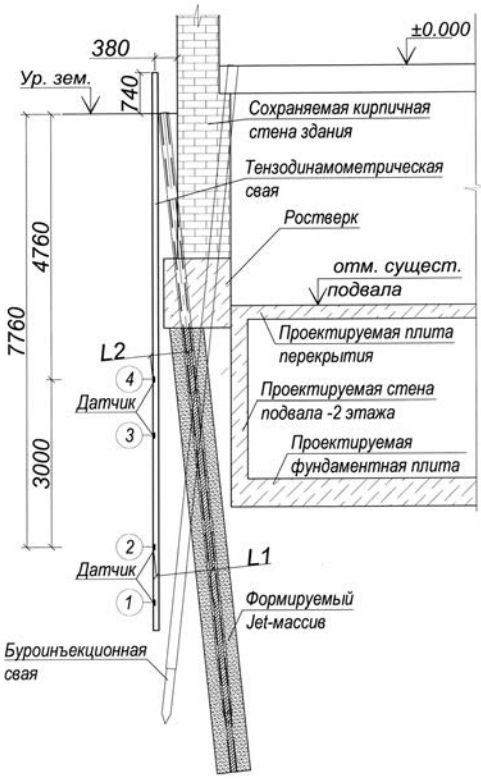


Рис. 8. Схема разреза по опытному участку

На рисунке 9 показаны графики изменения горизонтальных напряжений во времени при формировании каждой из 5 грунтоцементных колонн на примере зависимостей полученных по наиболее характерным датчикам №2 и №4. Необходимо отметить, что тензодинамометрическая свая устанавливалась в предварительно пробуренную меньшего ее сечения скважину Ø89мм в то время как сечение самой сваи составляло 100х100мм, поэтому начальные значения величины горизонтального давления в грунтовом массиве зафиксированные датчиками не соответствуют начальному напряженному состоянию, а лишь отражают условия контакта датчика с грунтом. По мере формирования грунтоцементных колонн наблюдается в зонах расположения датчиков увеличение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве, при этом в зоне расположения датчика №2 прирост горизонтальных давлений составил 80кПа, а в зоне датчика №4 – 26кПа. Различный характер прироста величины горизонтальных напряжений в грунтовом массиве при формировании грунтоцементных колонн для датчиков №1 и №2 объясняется различием грунтовых условий в которых они расположены. Так датчик №2 расположен на глубине -7.76м в песках мелких, средней плотности, глинистых с прослоями супесей и суглинков, влажных и водонасыщенных – игэ №2; датчик №4 расположен на глубине -4.76м в супесях пластичных, с прослоями и линзами песков - игэ №4. На графиках, полученных по результатам формирования грунтоцементных колонн, следует отметить наличие резких скачков значений горизонтальных напряжений в грунтовом массиве. После пиковых значений величины горизонтального давления в грунтовом массиве наблюдается его резкое падение с последующим возрастанием до некоторой величины и стабилизацией. В результате анализа результатов измерений принимаем, что при отсутствии резких скачков величины горизонтальных напряжений влияние струйной геотехнологии на датчик минимально или отсутствует, в случае же наличия резкого изменения горизонтальных напряжений можно сделать предположение о проявлении негативного влияния технологии Jet grouting на датчик и появления из-за этого дополнительных технологических осадок. Появление дополнительных технологических осадок связано с разжижением грунта вследствие воздействия на него струи цементного раствора исходящей под высоким давлением (свыше 30Мпа) из гидромонитора о чем свидетельствует резкое возрастание величины горизонтального напряжения в массиве. В последствие происходит стабилизация напряженно-деформированного состояния, о чем свидетельствует резкое падение значения горизонтального давления в грунте с дальнейшим его возрастанием до некоторой величины и стабилизацией в результате перераспределения частиц в грунтовом массиве. Время дестабилизации напряженного состояния в грунтовом массиве при этом составляет для песчаных грунтов до 9 часов, а для глинистых грунтов до 22 часов. Следует отметить, что наличие резких скачков величины горизонтальных напряже-

ний наблюдается в 4 случаях из 5, при этом датчики располагались на расстоянии от 0.74 до 1.64м от оси формирования грунтоцементного массива. Наибольшее изменение величины горизонтальных напряжений наблюдается на расстояниях от 0.74 до 1.21м и составляет для песчаных грунтов 24-33кПа, глинистых грунтов 22-45кПа. При этом величина технологической осадки здания после устройства грунтоцементных колонн на опытном участке составила 3мм.

Таблица 2. Сравнение опытных данных с результатами математического моделирования

Значение полученной величины горизонтальных напряжений в грунтовом массиве, кПа			
Измерения тензодинамометрической сваей			Математическое моделирование
№_ цикла измерений	№ месдозы	σ	
1’ (окончание формирования Jet-колонн)	1	74	67.5
	2	102	78.8
	3	55	55
	4	27	54.3
2’ (1,5 месяца после цикла 1’)	1	136	67.5
	2	74	78.8
	3	19	55
	4	10	54.3
3’ (устройство ростверков, 3 месяца после цикла 2’)	1	132	68.4
	2	56	57.5
	3	52	65
	4	15	60
4’ (откопка до отметки -2-ого этажа, 2 месяца после цикла 3’)	1	180	85
	2	123	60
	3	53	45
	4	0	20
5’ (1 месяц после цикла 4’)	1	160	85
	2	107	60
	3	55	45
	4	4	20

Малая величина технологической осадки после закрепления грунта методом струйной цементации (Jet grouting) для реконструируемого здания обусловлена ранее выполненным устройством буроинъекционных свай с уплотненным забоем, что говорит о перспективах применения данной комбинированной технологии. По окончании работ по усилению оснований и фундаментов здания величина горизонтальных напряжений, измеренная при помощи тензодинамометрической сваи составляла в уровне датчика №2 – 56кПа, в уровне датчика №4 – 15кПа; в то время как полученная по результатам математического моделирования с применением программного комплекса Plaxis – в уровне датчика №2 – 57.5кПа, в уровне датчика №4 – 60кПа. При этом осадка здания на опытном участке по данным высокоточных геодезических измерений составила 8-9мм, в то время как по результатам математического моделирования – 3мм. Ниже в таблице №2 приведены результаты сопоставления данных математического моделирования в программном комплексе Plaxis с данными мониторинга тензодинамометрической сваей. Следует отметить резкое возрастание величины горизонтальных напряжений в уровне месдозы №1 согласно опытным данным начиная с цикла 2’, скорее всего связанное с включением в работу расположенных рядом буроинъекционных свай.

После устройства ростверков в зоне месдозы №4 производилась разработка грунта, вследствие чего ее контакт с грунтом был нарушен. В целом полученные данные свидетельствуют о достаточно правильной принятой расчетной модели, а также воплощенного в жизнь метода усиления оснований и фундаментов здания с одновременным углублением его подземной части в условиях плотной исторической застройки.

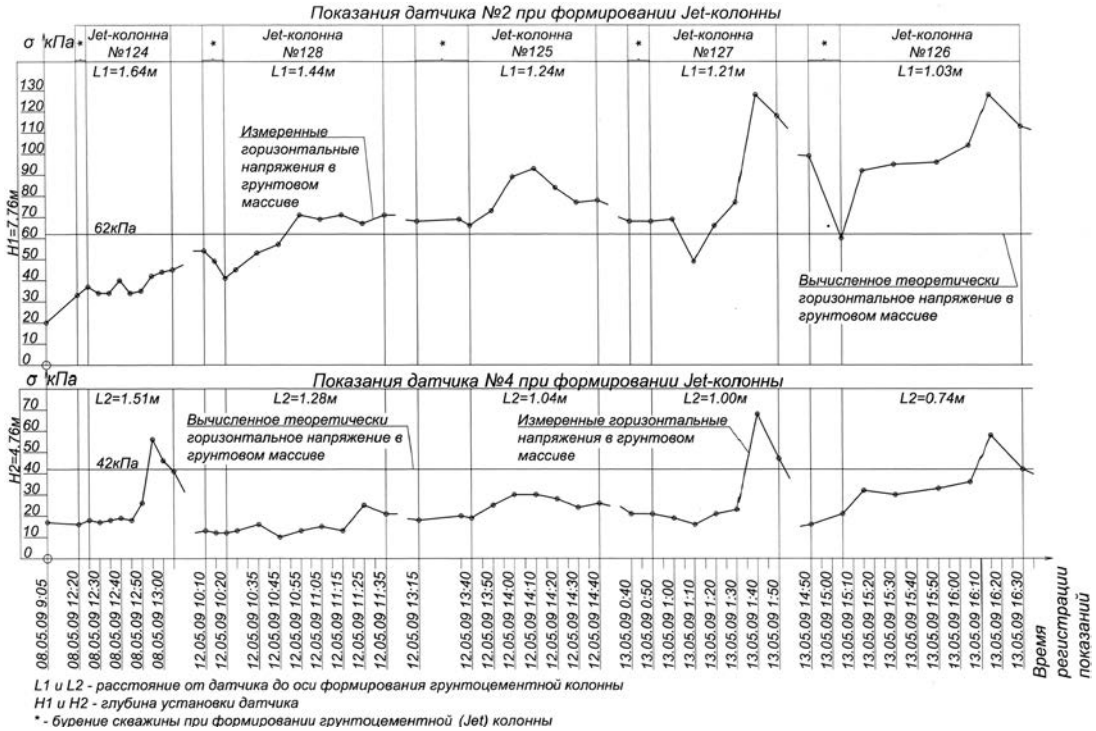


Рис.9 График изменения горизонтальных напряжений в грунтовом массиве при формировании грунтоцементных (Jet) колонн

4. ВЫВОДЫ

В результате проделанной работы получена информация, которая может быть использована для проектирования комбинированного способа усиления фундаментов с применением струйной цементации грунтов. Получены экспериментальные зависимости, позволяющие уточнить расчетные схемы и повысить качество выполняемых расчетов. Данные об изменении напряженного состояния в грунтовом массиве при производстве работ по струйной цементации грунтов (Jet grouting) позволят оптимизировать существующие технологические решения для уменьшения негативного воздействия на окружающую застройку.

Применение комбинированного способа, описанного выше, для усиления фундаментов зданий исторической застройки с дальнейшим приспособлением его подземной части для современных нужд является достаточно эффективным в условиях города Москвы, о чем свидетельствуют экспериментальные данные полученные на существующих объектах.

5. ЛИТЕРАТУРА

ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. Правительство Санкт-Петербурга. С-П. 2004г.

ТСН 50-304-2001, МГСН 2.07-01 Основания, фундаменты и подземные сооружения. г. Москва. Правительство Москвы. 2003г.

Разводовский Д.Е.Шулятьев О.А.,Никифорова Н.С.Оценка влияния нового строительства и мероприятий по защите существующих зданий и сооружений. *РАСЭ.-Том XII/ Строительство подземных сооружений*. 2008,с-230-238.

Шишкин, В. Я. и Дорожкин, А. П. 2008. Несущая способность свай с уплотненным забоем. *Сборник научных трудов НИИОСП им. Н. М. Герсеванова,* выпуск 99, с.133-138.

Шишкин В. Я. 2009. Строительство нулевых циклов методом сверху вниз. *Жилищное строительство,* 2’2009, с.10-15.

Взаимодействие фундаментов

Принципы оценки сопротивления грунтов оснований в случае совместного применения буронабивных свай и плитных фундаментов

Б.В. Бахолдин, П.И. Ястребов, Е.А. Парфенов
НИИОСП им.Н.М. Герсеванова, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Лабораторией свайных фундаментов НИИОСП выполнен комплекс экспериментальных исследований на взаимодействие свай с грунтом, в том числе при передаче нагрузок сваями совместно с плитными ростверками, опирающимися на грунт. Результаты этих исследований позволили сформулировать принципы, которые следует учитывать при инженерных расчетах буронабивных свай и плитных фундаментов.

Областью применения свайных фундаментов ранее считалась прорезка ими верхних слабых слоев грунтов и передача нагрузок от зданий и сооружений на глубоко лежащие пласты грунтов с высокими строительными свойствами. Даже имевшее место широкое применение коротких свай по существу находилось в рамках указанной области их применения, так как в этом случае сваями прорезался сравнительно слабый деятельный слой грунтов, подверженный промерзанию и оттаиванию, а также насыпные грунты. В этом случае при расчетах свайных фундаментов сопротивление ростверков, перекрывающих сваи, обычно не учитывалось. В последние годы в связи с необходимостью возведения высотных зданий нагрузки в пределах пятна застройки на грунты основания иногда оказываются равными 1000 кПа и более, то есть почти на порядок выше, чем ранее применявшиеся. В этом случае, даже если здания проектируются с заглубленными этажами, прорезающими слабые грунты, приходится применять фундаменты в виде свайных полей, перекрытых ростверковыми плитами. Поскольку под ростверковыми плитами в рассматриваемом случае обычно располагаются грунты с относительно хорошими строительными свойствами, встает вопрос об использовании их сопротивления непосредственно ростверковыми плитами.

Для изучения вопроса о применении свайно-плитных конструкций в лаборатории свайных фундаментов НИИОСП проведен большой объем исследований, в которых помимо авторов настоящей статьи принимали участие другие сотрудники лаборатории – Д.Е. Разводовский, В.И. Берман и В.А. Кондрашов.

Весь объем проведенных исследований в настоящей работе изложить не представляется возможным, поэтому здесь даются лишь отдельные фрагменты полученных результатов и намечаются пути решения рассматриваемой задачи на их основе.

Представление о качественной картине деформации грунтов основания свай в случае передачи на них нагрузки через ростверк, опирающийся на грунт, можно получить по результатам выполненных испытаний модели свайного куста из натурных свай длиной около 4м поперечным сечением 30см, погруженных в глинистые грунты (Рис. 1).

Данные этого рисунка показывают, что при передаче нагрузки через ростверк грунт, расположенный непосредственно под подошвой ростверка смещается больше, чем в уровне нижних концов свай (в конце испытаний 50 мм по сравнению с 15 мм). Следовательно, здесь имеет место проскальзывание свай по отношению околосвайного грунта и одновременно сжатие последнего (в рассматриваемом случае 25мм из 50мм общей осадки в конце испытаний).

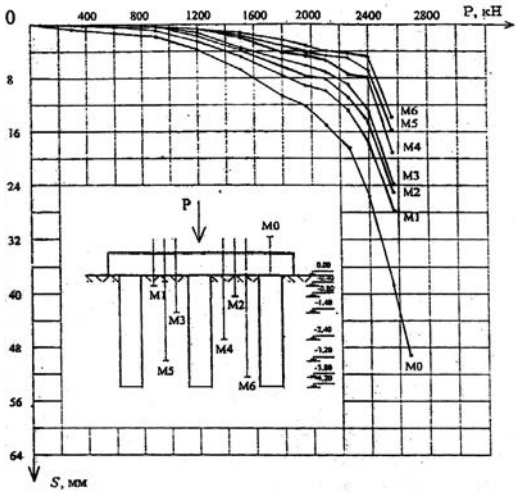


Рис. 1. Зависимость перемещения S от нагрузки P глубинных марок, установленных в основании куста натурных свай

В принципе полученные опытные данные свидетельствуют, что в качестве простейшей модели для расчета свайно-плитных фундаментов можно как обычно использовать традиционную схему условного фундамента, ограниченного плоскостью, проходящей в уровне нижних концов свай, а передачу нагрузки ниже этой плоскости считать происходящей как через деформирующийся межсвайный грунт так и сваи. При этом можно получить приближенное замкнутое решение и не прибегать в дальнейшем к численным методам теории пластичности, которая также имеет определенные допущения, неполностью соответствующие пластичности грунтов.

В работе [1] была сделана попытка реализации применения для определения осадки свайно-плитного фундамента указанной схемы условного фундамента. Сваи в этом случае рассматривались как пластические элементы с условным предельным сопротивлением P_c, а межсвайный грунт – как линейно-деформируемый массив, сложенный слоями грунтов h_i с модулем деформации E_i. Проведя расчет для выделенной в свайном поле ячейки размером a×b при среднем удельном давлении p на плиту ростверка, осадку свайно-плитного фундамента (при $P_c \le pab$) предложено определить как

$$S = S_{у.ф.} + S_c + S_{cons.};$$

$$S_{cons.} = H^2 \frac{pab - \frac{P_c}{\gamma_k}}{(ab - A)\sum E_i h_i}, \quad (1)$$

где $S_{у.ф.}$ – осадка условного фундамента, определяемая по методике СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты»; S_c – осадка сваи, соответствующая осадке, применительно к которой назначается несущая способность сваи по результатам ее статических испытаний; $S_{cons.}$ – осадка за счет уплотнения межсвайного грунта; A – площадь поперечного сечения сваи; H – высота условного фундамента; P_c – условное предельное сопротивление сваи, превышение которого не допускается; γ_k – коэффициент надежности.

Условие (1) справедливо, в том числе с учетом фактора возможности дополнительного нагружения свай в процессе сжатия околосвайного грунта силами, вызываемыми осадкой межсвайной среды. В соответствии с проведенными исследованиями [2], негативное трение действует лишь в процессе осадки околосвайного грунта и практически исчезает после ее завершения.

Предложенное расчетное соотношение (1) для определения осадки свайно-плитного фундамента может применяться без особого опасения возникновения грубых ошибок от его практического использования, поскольку оно удовлетворяет пограничным условиям. Если P_c=abp, оно соответствует нормируемому в настоящее время методу определения осадок, а при больших нагрузках предусматривает передачу их через межсвайный грунт при стабильной величине несущей способности свай.

Указанное обстоятельство имеет принципиальное значение, т.к. непосредственно свидетельствует, что при соблюдении предусмотренных требований расчета по несущей способности свай при использовании свайно-плитных фундаментов безусловно имеется возможность назначать передачу на них более высокой нагрузки по сравнению с традиционными свайными фундаментами. Одновременно, однако, не следует забывать, что в общем случае распределение нагрузок между сваей и окружающим ее грунтом определяется соответствующими жесткостными их характеристиками и поэтому зависимость (1) может использоваться только в рамках оговоренных выше условий.

Недостатком предложенной методики

расчета свайно-плитных фундаментов являются также некоторая ее формализованность и направленность на использование так называемого условного свайного фундамента, а также введения понятия условной несущей способности сваи, назначенной в зависимости от некоторой величины осадки, что вызвано отсутствием в геотехнике единого понимания термина "несущая способность сваи". В настоящее время под этим термином как в отечественной, так и в зарубежной практике нормирования принято понимать лишь нагрузку, соответствующую осадке, назначаемой либо как часть предельной осадки для проектируемого здания или сооружения, либо принимаемой равной по величине некоторой доли поперечного размера сваи.

В работе [3] при расчете фундаментов их буронабивных свай была предпринята попытка отказаться от указанных условностей.

Расчет осадки S сваи при ее нагружении предложено осуществлять по методике, включенной в СНиП 2.02.03-85, применительно к случаю, когда сжатием материала ствола сваи можно пренебречь:

$$S_g = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad \beta = \alpha \ln \frac{k_V G_1 l}{G_2 d}, \qquad (2)$$

где N – нагрузка на сваю; G_1 и G_2 – модули сдвига для грунтов околосвайного пространства и под нижним концом свай; l и d – длина и диаметр сваи; α=0,17; k_V – коэффициент, зависящий от среднего значения коэффициента Пуассона для грунтов (для расчетов в рассматриваемом случае можно принимать k_V=2).

Автор этой формулы (В.Г. Федоровский) предложил ее использовать для расчетов при нагрузках N, меньших несущей способности сваи в целом. Для забивных свай это предложение можно считать приближенно справедливым, поскольку начальный момент возникновения предельного сопротивления под нижним концом сваи и конечный момент его развития на боковой поверхности у таких свай наблюдается при сопоставимых осадках. Для буронабивных свай большого диаметра эта формула справедлива лишь на первом этапе нагружения сваи, а именно до возникновения полного предельного сопротивления N_c на боковой поверхности свай, появление которого обычно всегда значительно опережает возникновение предельного состояния сваи в целом. Завершение этого этапа соответствует нагрузке $N = N_c+N_0$, где N_0 - нагрузка, передаваемая на пяту сваи в процессе развития по ее боковой поверхности предельного сопротивления N_c.

На втором этапе нагружения околосвайный грунт утрачивает возможность рассеивать возникающие в нем напряжения сверх предельных их значений N_c, и свая начинает передавать воспринимаемую ею дополнительную нагрузку $N_g = N–(N_c+N_0)$ только через пяту. Следовательно, к ранее возникшей осадке S_c дополнительная осадка сваи S_g должна определяться по общеизвестной формуле Егорова – Шлейхера для жесткого штампа

$$S_g = \frac{N_g(1-\mu^2)}{Ed} \approx \frac{N_g(1-\mu)}{2G_2 d} \approx \frac{N_g}{4G_2 d}, \qquad (3)$$

где E – общий модуль деформации грунта; μ – коэффициент Пуассона для грунта.

Принимая во внимание наличие равенства осадок пяты и точек ствола сваи (если пренебречь сжатием материала самого ствола по сравнению со сжатием грунта) нагрузку $N = N_c+N_0$ на сваю, при которой будет иметь место исчерпание сопротивления по боковой поверхности сваи приближенно с учетом (2) и (3) (принимая в последней вместо N_g значение N_0) можно определить по условию

$$\frac{N_o + N_c}{G_1 l} \alpha \ln\left(\frac{k_V G_1 l}{G_2 d}\right) = \frac{N_o}{4G_2 d}. \qquad (4)$$

Таким образом, осадку буронабивной сваи $S=S_c$ на первом этапе нагружения вплоть до нагрузки $N < N_c+N_0$ следует определять по формуле (2), а на втором этапе нагружения при нагрузке $N > N_c+N_0$ – по формуле

$$S = S_c + S_g, \qquad (5)$$

где S_c – осадка, полученная по (2) при $N = N_c+N_0$; S_g – осадка, определенная по (3) при $N_g = N–(N_c+N_0)$.

Приближенно, как следует из рис.2, величину осадки на втором этапе нагружения можно также определить по формуле

$$S = \frac{N_g(1-\mu^2)}{Ed} \approx \frac{N_g(1-\mu)}{2G_2 d} \approx \frac{N - N_c}{4G_2 d} \qquad (6)$$

Нагрузка $N = N_c+N_0$ перехода от первого ко второму этапу нагружения определяется в этом случае по условию

$$S_g = \beta\frac{N}{G_1 l} = \frac{N - N_0}{4G_2 d} \qquad (7)$$

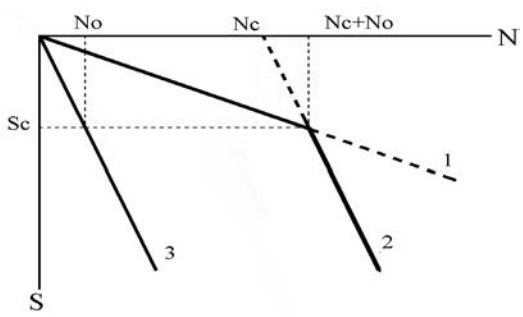


Рис. 2. Схема этапов расчета нагружения сваи по формулам: 1 – (2); 2 – (3)…(5); 3 – (3) при $N_g = N$

Предложенная здесь уточненная методика расчета одиночной буронабивной сваи позволяет описать существенную нелинейность (принимая ее условно билинейной) зависимости осадки сваи от нагрузки (см. рис.2) в результате учета развития по боковой поверхности сваи предельного состояния грунта. При этом следует отметить, что при буронабивных сваях нелинейность ее осадок определяется в основном именно возникновением предельного состояния на части ее основания – на боковой поверхности ствола сваи.

Эта методика может при необходимости использоваться для корректировки зависимости (1) при оценке осадок свайно-плитных фундаментов. Однако, при этом не следует исключать также возможности развития предельного состояния грунта под нижним концом сваи.

Пригодность предлагаемой методики расчета подтверждается сопоставлением получаемых по ней результатов с данными статических испытаний свай. На рис. 3 в виде кривых 1 и 2 приведены данные статических испытаний двух буронабивных свай диаметром 1 м и длиной 30 м. Эти сваи были выполнены при строительстве жилого дома вблизи коренного склона долины р. Сетунь. Грунтовые условия участка строительства характеризовались залеганием с поверхности на глубину 4 м насыпных грунтов, под которыми залегали старичные аллювиальные отложения мощностью 11м, представленные напластованиями песков и глинистых грунтов, а ниже – пласты юрских алевритов (смеси супесей и песков) и глин. При этом грунты старичных отложений оценивались как слабые (коэффициенты пористости песков 0,673…0,750, глин 0,742…1,267). Супеси юрских алевритов на глубину до 5 м также признаны слабыми (показатель текучести больше единицы). Залегающие под супесями юрские глины по данным изысканий находятся в полутвердом состоянии – показатель текучести 0,05, коэффициент пористости 0,70, модуль деформации 25 МПа. Фактически модуль деформации этих юрских глин при коэффициенте пористости 0,70 должен быть не менее 30 МПа, так как даже при коэффициенте пористости 0,9 по СНиП 2.02.01-83 он равен 27 МПа. Опытные буронабивные сваи прорезали слабые грунтовые напластования и заглублялись на 8 м в пласт юрских глин. При указанных грунтовых условиях для расчета опытной сваи длиной 30 м с учетом данных изысканий и СНиП 2.02.01-83 средневзвешенный модуль деформации грунтов на боковой поверхности свай может быть принят равным 14 МПа, а под нижним их концом 30 МПа.

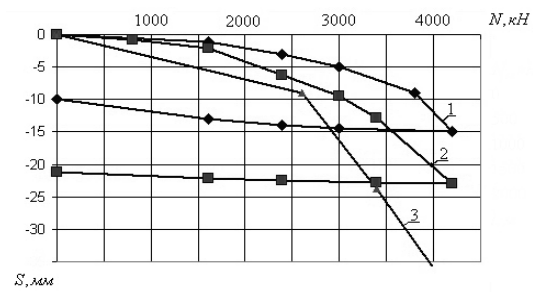


Рис. 3. Результаты статических испытаний буронабивных свай большого диаметра (1, 2 графики) и их сопоставление с результатами расчета по формулам (2)…(7) (3 график)

По данным проведенных на рассматриваемой площадке электро-динамических испытаний опытной сваи было установлено, что ее несущая способность по боковой поверхности равна N_c = 2330 кН, как это следует из рис. 4, где сопротивление N_c дано нарастающим итогом по глубине L залегания грунтов.

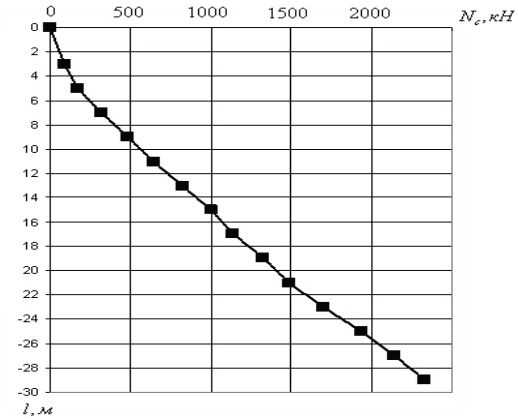


Рис. 4. Экспериментальные данные о сопротивлении грунтов нарастающим итогом на боковой поверхности сваи

С учетом приведенных расчетных характеристик на рис. 3 в виде двух пересекающихся линий (3) нанесены результаты расчетов осадки сваи. Из приведенных данных видно, что расчетные осадки действительно оказываются нелинейными, но большими, чем опытные данные. Однако последнее свидетельствует не о дефекте предложенной методики расчета, а об обратном. Дело в том, что статические испытания свай по ГОСТ 5686-94 проводятся с условной стабилизацией 0,1…0,2 мм/ч, а следовательно, с существенно незавершенной консолидацией. Расчеты же должны учитывать фактические осадки свай применительно к длительной эксплуатации построенных на них зданий и сооружений, т. е. к завершенной консолидации. Поэтому полученный результат вполне закономерный.

Фундаменты в виде кустов буронабивных свай с высоким ростверком, не опирающимся на грунт (а также в случае опирания его на слабые грунты), фактически можно рассматривать в виде комплекса (набора) своеобразных фундаментов на естественном основании при глубоком их заложении. Такие фундаменты в этом случае должны рассчитываться при совместном использовании положений теории предельного равновесия грунтов и герсевановской теории линейно-деформируемых тел. При этом обязательно следует иметь в виду, что грунт не является упругим материалом, он не в состоянии воспринимать сколько-нибудь существенных растягивающих нагрузок, а происходящие в нем деформации являются преимущественно только остаточными. В случае кустового расположении свай в фундаменте при предложенной выше методике определения осадки одиночной буронабивной сваи вполне приемлемо использование применяемого при расчете фундаментов на естественном основании метода суперпозиций с рассмотрением взаимодействия нагрузок, передаваемых сваями, как взаимодействие сил, определенных по известному решению Буссинеска, поскольку это решение требует выполнения лишь линейной зависимости между напряжениями и перемещениями.

Принцип применения этого решения подразумевает, что на глубине напряженно-деформированное состояние грунтов основания при взаимодействии нагруженных фундаментов можно рассматривать как взаимодействие равнодействующих сил, приложенных к этим фундаментам. Осадку точки приложения равнодействующих сил можно найти путем суммирования осадки от действующей на нее нагрузки и осадки, вызванной напряженным состоянием грунтов от окружающих ее других фундаментов. Рассматривая сваи в кусте как отдельные силы, исходя из указанного принципа, осадку сваи, расположенной в кусте $S_к$ можно определять с использованием обычного метода элементарного суммирования

$$S_k = S + 0{,}8\sum_i \frac{\sigma_i h_i}{E_i}, \qquad (8)$$

где S – осадка одиночной центральной сваи, вычисляемая с помощью формул (2…7); σ_i – напряжения в грунте в точках, расположенных под нижним концом находящейся в кусте сваи, от нагрузок, воспринимаемых сваями, окружающими рассматриваемую сваю; h_i – толщина i–го слоя грунта; E_i – модуль деформации i–го слоя грунта, который по данным компрессионных испытаний должен определяться в соответствии с рекомендациями, изложенными в работе [4].

Входящее в условие (8) напряжение σ_i на глубинах h_i можно найти либо как сумму напряжений по решению Буссинеска от приложенных в уровне нижних концов свай действующих в них сил, либо приближенно принять эффект их взаимодействий, аналогичным напряженному состоянию грунта под штампом размером, соответствующим площади размещения свай в кусте с удель-

ной нагрузкой на эту площадь, равной

$$\sigma = \frac{N(n-1)}{ak_a \cdot bk_b} = \frac{N(n-1)}{nab}, \qquad (9)$$

где N – нагрузка, приходящаяся на одну сваю; n – общее число свай в кусте; a – шаг свай в рядах; b – шаг свай между рядами; k_a и k_b – число свай в ряду; n – количество рядов свай.

Формулы (8) и (9), разумеется, пригодны для вычисления не только осадки центральной сваи в кусте, но и осадки любой сваи куста.

С учетом (9) второй член в формуле (8) можно определять в соответствии с методикой, аналогичной методике расчета фундамента на естественном основании, размером в плане a k_a · b k_b, заглубленным до уровня расположения нижних концов свай в кусте. Полученный результат фактически является теоретическим обоснованием возможности использования модели свайных кустов и свайно-плитных фундаментов в виде традиционного условного свайного фундамента.

При расчете по формулам (8) и (9) нижнюю границу сжимаемой толщи основания кустового свайного штампа размерами, принятыми в формуле (9) можно традиционно ограничивать глубиной z, на которой дополнительное вертикальное напряжение $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$, где σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта при глубине z (при водонасыщенных грунтах с учетом их взвешивания), вычисляемое от отметок естественной поверхности участка строительства без учета насыпных грунтов или от уровня среза грунта при планировке территории. Такое назначение указанных отметок позволяет учесть факторы исторически сложившегося уплотнения грунтов и длительного их разуплотнения в процессе набухания при срезке.

Поскольку в формулу (8) входит осадка одиночной сваи, то исчерпание несущей способности сваи по боковой поверхности буронабивных свай N_c также отражается на графике зависимости осадок свайного куста от нагрузки увеличением интенсивности нарастания его осадки.

Все изложенное выше свидетельствует о том, что при проектировании свайных кустов из буронабивных свай можно исходить, прежде всего, из расчета их по деформациям. Нагрузка на сваи может приниматься выше предельного сопротивления их боковой поверхности. Однако при этом следует учитывать, что после превышения этой нагрузки N_c интенсивность нарастания осадок свайного куста возрастает, так как вся дополнительная нагрузка начинает передаваться непосредственно на подошву свай, суммарная площадь которых значительно меньше площади размещения свай в кустовом свайном ростверке согласно формуле (9), т. е. закономерность зависимости осадки от нагрузки буронабивных свай при кустовом их расположении аналогична наблюдаемой при испытании одиночных свай (см. рис.3). Однако, поскольку полностью использовать несущую способность буронабивных свай диаметром 600 мм и более обычно не удается из-за практической полной реализации ее только при больших осадках, сопоставимых с размером поперечного сечения свай, эффективно применять такие сваи возможно только при опирании их на малосжимаемые грунты.

Изложенный расчет по деформациям одиночных и кустовых буронабивных свай большого диаметра можно считать основным. Тем не менее, контроль обеспечения их несущей способности является обязательным как по прочности материала стволов свай, так и по грунту основания. Единственным случаем, когда возможно ограничиться расчетом таких свай только по деформациям (естественно с учетом при этом их несущей способности), является применение их в свайно-плитном фундаменте, обеспечивающем передачу нагрузки не только через сами сваи, но и через подошву их ростверка.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бахолдин Б.В. Плитно-свайные фундаменты. Проектирование и особенности технологии возведения. Герсевановские чтения. ОФМГ, №5, 2003 г.
2. Бахолдин Б.В., Берман В.И. Исследование сил отрицательного трения на боковой поверхности свай и предложения по их учету. ОФМГ, № 4, 1974 г.
3. Бахолдин Б.В., Ястребов П.И., Парфенов Е.А. Особенности расчета осадок фундаментов из буронабивных свай. ОФМГ, №6, 2007 г.
4. Бахолдин Б.В., Чащихина Л.П. Определение модуля деформации грунтов по данным компрессионных испытаний для расчета осадок свайных фундаментов//«ОФМГ».-1999.-№1.

Исследование перераспределения усилий в свайном фундаменте при его взаимодействии с нелинейно-деформируемым основанием

И.П. Бойко, В.С. Носенко, В.Л. Подлуцкий
КНУСА, Киев, Украина

АННОТАЦИЯ: Методами численного моделирования работы системы "основание – фундаменты – надземные конструкции" решены задачи выявления усилий в фундаментах, перераспределения усилий в сваях в зависимости от их длины и места расположения. Выделены характерные зоны фундамента: центральная, боковая и угловая. Выявлено перераспределение усилий между сваями и ростверком. Дана оценка влияния граничных условий и загруженных соседних площадей на характер перераспределения усилий в элементах системы "основание – фундаменты – надземные конструкции". Показано влияние интенсивности нагрузки и жесткости здания на формирование усилий в фундаментных конструкциях. Выявлен характер взаимного влияния фундаментов соседних зданий.

1. ВСТУПЛЕНИЕ

С каждым годом в мегаполисах возрастает потребность в земельных ресурсах, что приводит к интенсивному росту высотных зданий, которые возводятся в условиях плотной городской застройки.

Перед инженерами возникает ряд задач, решение которых требует разработки новых прогрессивных методов расчета конструкций, использования систем автоматизированного проектирования, различных расчетных моделей, описывающие нелинейные законы деформирования материалов и грунтовых оснований. В связи со значительной нагрузкой, передаваемой на грунтовое основание, несущими конструкциями высотных зданий для передачи внешней нагрузки, чаще всего применяются свайные фундаменты.

Перспективным направлением проектирования свайных фундаментов является повышение экономичности и надежности проектных решений за счет использования рационального количества свай с эффективным использованием их несущей способности. Для этого необходимо моделировать изменение напряженно-деформированного состояния системы "основание – фундаменты – надземные конструкции" с различными вариантами количества, положения свай в плане, переменной их длиною, с учетом изменяющихся параметров грунтового основания, постепенного роста жесткости здания в процессе его возведения, влияния соседних зданий.

Традиционные расчетные комплексы, которые пользуются популярностью проектировщиков, в большинстве используют модель грунтового основания в виде коэффициентов жесткости основания. Этот подход наряду с преимуществами имеет и ряд недостатков, а именно: не учитывается взаимодействие свай с грунтовым массивом по глубине, значительно упрощена работа грунтового массива за пределами пятна здания, коэффициент жесткости основания назначается инженером приближенно по прогнозируемой осадке, и его значение не отражает реальных характеристик грунтов и изменение их при нагрузке.

2. ЦЕЛЬ РАБОТЫ

Изучить взаимодействие свайного фундамента с основанием в зависимости от принятой его модели, от параметров основания и фундамента, выявить характер взаимного влияния фундаментов соседних зданий.

Для достижения цели методом численного моделирования решены группы задач по нахождению усилий в фундаментных конструкциях, перераспределения усилий в сваях в зависимости от их длины и места расположения, влияние увеличения жесткости здания на перераспределение реактивных усилий под подошвой ростверка и свай.

3. ИСПОЛЬЗОВАННЫЕ МОДЕЛИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ

Численное моделирование работы элементов системы "основание – фундаменты – надземные конструкции" выполнено с помощью автоматизированной системы научных исследований "VESNA" в трехмерном пространстве. Для моделирования процессов нелинейного деформирования грунтов использована модель физически нелинейной упругопластической грунтовой среды, базирующейся на дилатансионной теории (Николаевский, 1975). Для определения прироста пластических деформаций используется неассоциированный закон пластического течения. В качестве условия пластической течения используется критерий Мизеса – Шлейхера – Боткина, модифицированный профессором И.П. Бойко (Boyko et al., 1992) для увеличения сходимости результатов моделирования с экспериментальными данными в широком диапазоне нагрузок.

4. ВЛИЯНИЕ ГАБАРИТОВ СВАЙ И РОСТВЕРКА НА ФОРМИРОВАНИЕ НДС ОСНОВАНИЯ

Высотные здания часто возводятся на свайных фундаментах, объединенных плитой-ростверком. Взаимодействие таких сооружений с грунтовой средой имеет ряд особенностей. Оно зависит от габаритов плиты-ростверка и, в первую очередь, от соотношения размеров здания в плане и длины свай, а также от количества и размещения свай в составе фундамента.

Поэтому целесообразно разделить фундаменты из свай на два типа: один следует называть свайным фундаментом, а второй – свайным основанием, поскольку в этом случае деформации определяются размером здания, а сваи только улучшают свойства грунта в верхней части основания вследствие его уплотнения.

В качестве дополнительного признака взаимодействия системы “основание - фундамент” можно использовать наложение напряжений от ростверка на напряжения в плоскости подошвы свай для случая свайного основания и отсутствия смыкания этих зон в случае свайного фундамента.

Перераспределение усилий между сваями и ростверком в случае свайного основания происходит следующим образом: ростверк воспринимает около 45 % от общей нагрузки, а сваи – порядка 55 %. В случае свайного фундамента данное перераспределение изменяется соответственно около 15-20 % на ростверк и 80-85 % на сваи, что было отмечено при различных грунтовых условиях. Проведенные исследования указывают на необходимость учитывать в расчетах габариты свай и ростверков при взаимодействии их с грунтовым основанием.

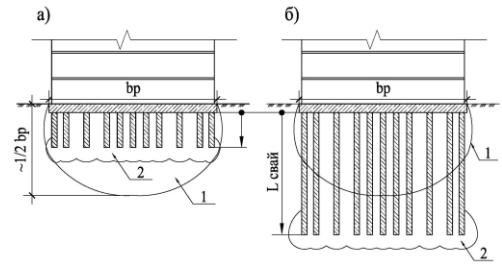


Рис. 1. Схемы взаимодействия здания с грунтовой средой: а) свайное основание; б) свайный фундамент; 1-зона деформации под ростверком, 2-зона деформации под подошвой свай

В качестве сравнения проведено моделирование высотного здания с использованием модели двух коэффициентов жесткости основания и модели с использованием объёмных конечных элементов грунта. Анализ результатов расчета показал, что применение этих подходов к моделированию работы свайного фундамента в грунтовом основании дают противоположные результаты. Максимальные усилия в сваях при модели двух коэффициентов жесткости выявлены в центральной зоне (в зоне ядра жесткости), а модель грунтового массива с использованием объёмных конечных элементов грунта приводит к максимальные значения усилий в сваях в краевых зонах, что ранее отмечалось как экспериментальным путем (Бартоломей, 1990), так и численным моделированием (Бойко, 2006), (Улицкий и др., 2007).

На пути применения для расчетов модели нелинейно-деформируемого грунтового основания существует сложность определения параметров грунтового основания, которые изменяются в процессе деформирования. Стандартные процедуры инженерно-геологических изысканий не обеспечивают полный набор параметров грунтов и необхо-

димы дополнительные исследования и интерпретация параметров по ранее накопленным данным. Применение модели нелинейно-деформируемого грунтового основания позволяет получить реальные фактические значения напряжений в грунте, перераспределение усилий в фундаментных конструкциях, учет эффектов разуплотнения и уплотнения грунтов в различных расчетных ситуациях.

5. ХАРАКТЕР ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ МЕЖДУ СВАЯМИ В ХАРАКТЕРНЫХ ЗОНАХ ФУНДАМЕНТА

Как известно, сваи в свайном фундаменте нагружаются не одинаково. И это зависит от многих факторов, одним из которых является расположение свай в пределах ростверка. Очень часто в практике строительства встречается расположение свай по регулярной сетке с заданным шагом. Такое решение, является надёжным только на первый взгляд. В действительности оно имеет ряд недостатков: периферийные сваи остаются перегруженными по отношению к расчетной нагрузке на единичную сваю в 1,5-3 раза; а сваи в центре фундаментной плиты нагружены на 50-60% от расчетной нагрузки и таких свай в фундаменте порядка 50%. Это приводит к значительным перерасходам материалов (бетона и арматуры) в сваях и, как следствие, к существенному удорожанию строительства.

Учет нелинейного деформирования грунтов основания позволяет моделировать перераспределение усилий между сваями, которые работают до границы их несущей способности. Задача проектировщика найти оптимальное положение свай.

В связи с тем, что в характерных зонах ростверков зданий сваи работают поразному, возникает вопрос об устройстве свай с определенным их местом расположения. Под характерными зонами выделяют расположение свай по углам фундаментной плиты, на контуре (это периферийные сваи, угловые сваи или сваи крайнего ряда), в ядре жесткости и сваи расположенные в средней зоне ростверка (средние сваи). В сваях крайних рядов эффективнее работает боковая поверхность, а в „средних” сваях пространственный межсвайный грунт зажат между боковыми поверхностями свай, что уменьшает или исключает боковое трение. Поэтому, средние сваи остаются недогруженными, а периферийные – перегруженными. В данном случае стоит вопрос об эффективном использовании несущей способности свай. А это можно достичь рациональным геометрическим расположением свай в фундаменте. Целесообразно сваи из средней зоны перемещать на контур здания и располагать их под несущими конструкциями.

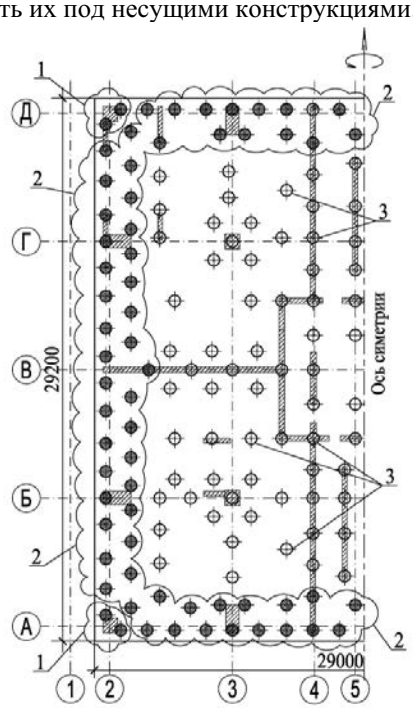


Рис. 2. Рациональное расположение свай в фундаменте по зонах: 1 – угловая; 2 - контурная; 3 – средняя; 1+2 - периферийная

Такой подход требует увеличения количества свай в периферийных и угловых зонах и уменьшения их в средних. Тем самым увеличивается расстояние между средними сваями, что приводит к более полной работе их боковой поверхности. Пример задачи с основными показателями приведен в таблице 1.

Исследовано, что рациональное расположение свай дает возможность эффективно распределить нагрузку между сваями, а также позволяет обнаруживать зоны экстремальных внутренних усилий и принимать решение относительно их уменьшения. Это дает возможность проектировать надежные фундаментные конструкции с оптимальным использованием количества свай.

Таблица 1. Сравнение результатов расчетов при разных вариантах расположения свай

№ п/п	Показатель	Вариант расположения свай	
		по регулярной сетке с заданным шагом	рациональный
1	Общая нагрузка от здания, %	100	
2	Общая нагрузка, которую воспринимает ростверк, %	12,1	15,3
3	Общая нагрузка, которую воспринимают сваи, %	87,9	84,7
4	Общее количество свай, шт	81	69
5	Максимальная нагрузка на сваю, кН	2088,6	1691,5
6	Осадка ростверка, см	8,16	8,22

В результате проведенных исследований установлено, что угловые и отдельные крайние сваи, которые расположены по регулярной сетке, получают такую нагрузку, которая превышает их несущую способность как по грунту, так и по материалу, что недопустимо. Оптимальное размещение свай в плане позволяет более равномерно перераспределить усилия в фундаментных конструкциях. Целесообразно проводить комплексные расчеты с выявлением рационального расположения свай в свайном фундаменте с помощью использования нелинейной теории деформирования грунтов.

6. ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ МЕЖДУ СВАЯМИ И РОСТВЕРКОМ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ДЛИНЫ СВАЙ

Исследуя напряженно-деформированное состояние системы “основание-фундамент-надземные конструкции”, обнаружено, что расположив рационально сваи в плане в пределах ростверка, часто не всегда удается добиться желаемого результата по перераспределению усилий в сваях. Проблемными сваями остаются крайние (угловые) сваи. В связи с этим предлагается изменять длину проблемных свай для регулирования усилий, которые возникают в головах свай и тем самым рационально использовать их несущую способность, а также получать оптимальные внутренние усилия в фундаментных конструкциях.

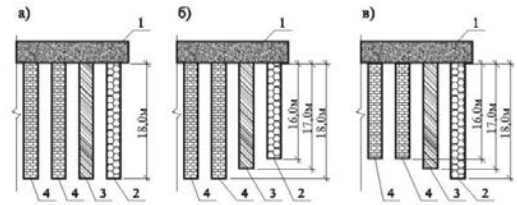


Рис. 3. Изменение длины свай в пределах характерных зон ростверка при устройстве свай:
а) одинаковой длины; б) коротких периферийных; в) коротких средних; 1 – ростверк, 2 – периферийные сваи 1-го ряда, 3 – периферийные сваи 2-го ряда, 4 – средние сваи

Для этого рассматривается два варианта изменения длины свай: поочередно уменьшаем длину крайних и средних свай. Вследствие этого, чем короче сваи, тем меньше их несущая способность. Поэтому принимать короткие сваи в средней зоне ростверка не рекомендуется, так как периферийные сваи и без того очень нагружены, эффективнее длину свай уменьшать в периферийных сваях. Примером такого варианта устройства свай служит строительство высотных домов во Франкфурт-на-Майне, предложенного проф. Р. Катценбахом (Sommer et al., 1990). В однородном основании он предложил устроить свайное поле с существенным увеличением длины свай к центру дома.

Устройство свайного фундамента с короткими периферийными сваями приводит к уменьшению нагрузки на них до 15 % по сравнению с фундаментом из свай одинаковой длины. Перераспределение нагрузки между ростверком и сваями в целом в обоих случаях практически не изменяется и возрастает в пределах 1 %. При изменении длины свай осадка фундаментной плиты увеличивается в пределах 5-6 %. В целом несущая способность свайного фундамента остается неизменной. Это говорит о том, что рационально подобрано геометрическое расположение свай в плане и их длина дает возможность уменьшить экстремальные значения внутренних усилий в фундамент-

ных конструкциях, а также общее количество свай.

7. ВЛИЯНИЕ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ НА ФОРМИРОВАНИЕ НДС ОСНОВАНИЯ

Большая плотность городской застройки ограничивает пространство для возведения новых объектов. В связи с этим приходится устраивать глубокие котлованы для размещения в их пределах подземных помещений, которые влияют на окружающие сооружения. Поэтому, в условиях современного строительства высотных домов достаточно часто устраивают подпорные стены и защитные экраны. Корректность проектирования заключается в учете взаимодействия существующих и проектируемых объектов. При решении данной задачи основной целью является исследование влияния изменения краевых условий на распределение напряжений в фундаментных конструкциях. Наличие или отсутствие ограждающих конструкций диктует граничные условия при расчетах выше указанных систем и влияет на результаты получаемых данных.

В решении подобных задач не всегда корректно учитывают краевые условия. Используя модель коэффициентов жесткости основания для описания деформирования грунтовой среды, не учитывается действие окружающего грунтового массива, что приводит к искаженным результатам.

Сегодня распространены следующие варианты учета краевых условий:

1. При использовании модели коэффициентов жесткости основания в местах расположения свай прикладывают вставки с некоторой податливостью (пружинки), грунтовую толщу заменяют коэффициентами жесткости основания;
2. При учете реального грунтового массива с его действительными характеристиками с представлением его в виде объемных элементов, используются упругие и упругопластичные модели деформирования грунтовой среды:

- традиционный вариант – здание, которое возводится в плотной городской застройке, будто строится „в поле”, где отсутствуют соседние сооружения и здания, при том стоит на поверхности грунта. В данном случае учитывается грунтовое основание с одинаковым отдалением во все стороны от дома;
- ограниченный вариант – учет грунтового основания по предыдущей методике, но, в условиях ограничения глубоких котлованов подпорными стенами (связи в расчетной схеме накладывают по контурам подпорных стен). В данном случае считают, что за пределами подпорной стены грунтовое основание не деформируется, так как данная конструкция является жестким сооружением с точки зрения деформативности всех элементов системы и как бы „отсекает” грунтовый массив за ней.

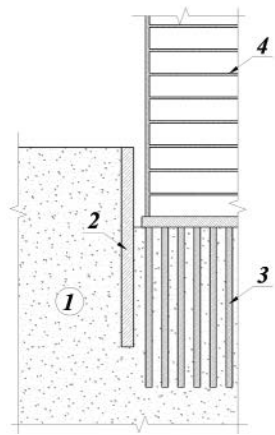


Рис. 4. Общая схема размещения конструктивных элементов высотного дома при устройстве глубоких котлованов: 1) многослойный грунтовый массив; 2) подпорная стена; 3) фундамент; 4) надземные конструкции

Вышеприведенные варианты расчетных схем предлагается сравнить с вариантом, который учитывает также и грунтовый массив за подпорной стенкой. Ведь, в условиях глубоких котлованов происходит сложное деформирование всего грунтового массива, который приводит к дополнительным деформациям не только конструкций высотных домов, а и конструкций защитных сооружений. Данный вариант расчетной схемы будем называть „полный”.

Исследование и сравнение результатов расчетов показывают, что граничные условия влияют на напряженно деформированное состояние системы “основание – инженерные конструкции – фундамент – надземные конструкции”. Поэтому, при строительстве высотных домов в условиях плотной городской застройки с устройством глубоких котлованов необходимо учитывать в

расчетах вместе с реальным грунтовым массивом все инженерные сооружения и защитные конструкции.

Усилия в угловых сваях при “полном” варианте расчетной схемы увеличиваются до 15-20% по сравнению с вариантом ограниченного учета краевых условий (расчетная схема без учета окружающего грунтового массива за пределами подпорной стены).

Исследовано, что при разном учете краевых условий характер осадок изменяется как количественно, так и качественно. Например, при “ограниченном” варианте деформируется зона у подпорной стены, а при “полном” варианте граничных условий – деформируется противоположный участок фундаментной плиты.

8. УЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ НАДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При проведении расчетов высотных зданий в расчетной схеме учитывают геометрию надземных конструкций.

Целью решения данной задачи является выявление влияния последовательного изменения жесткости надземных конструкций на распределение напряжений в фундаментных конструкциях. В качестве переменного параметра принята жесткость надземных конструкций здания при постоянной нагрузке от этажей. Сначала учитывается только жесткость фундаментной плиты, а затем постепенно вводилась жесткость следующих этажей. Во всех случаях нагрузка растет в соответствии с возведением дома – поэтажно.

Для сравнения выполнен ряд расчетов, которые учитывают:

- Жесткость здания возрастает постепенно в соответствии с технологией его возведения (конечный результат формируется из результатов промежуточных задач, которые учитывают этапы возведения здания, – учитывается так называемая “конструктивная нелинейность”);
- Жесткость здания учтена полностью от всех конструкций в целом – “мгновенно”, то есть дом считается как единственный комплекс, который будто “ставится” на грунтовый массив, в котором учтены действительные жесткости конструкций здания, а также вес здания и внешняя нагрузка.

Проведенные исследования по учету жесткости надземных конструкций позволяют сделать следующие выводы:

Анализ результатов напряженно - деформированного состояния конструкций на разных этапах нагружения показывает, что характер напряжений в фундаментах зависит от жесткости надземных конструкций.

В данном случае перераспределение существенно изменяется к высоте 3 – 5 этажей. При проведении расчетов на следующих этапах, учет постепенного изменения жесткости существенно не влияет на результат расчета.

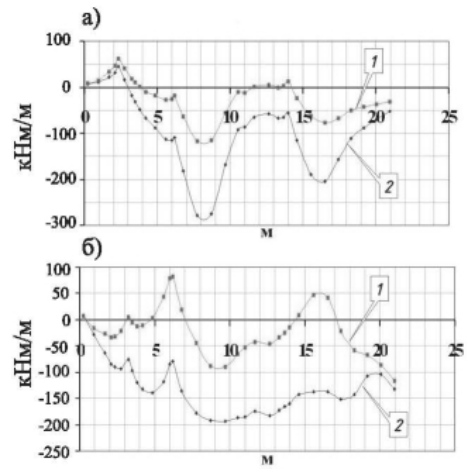


Рис. 5. Эпюры изгибающих моментов в фундаментной плите: а) в краевой зоне, б) в средней зоне; 1 – жесткость постоянная; 2 – постепенное (технологическая) изменение жесткости

Изгибающие моменты в краевой зоне фундаментной плиты изменяются в два раза, а в зоне ядра жесткости здания – отличаются как качественно, так и количественно. Данный фактор необходимо учитывать при конструировании фундаментной плиты.

Результаты проведенных исследований указывают на необходимость учета жесткости надземных конструкций в целом, а также ее постепенное возрастание в пределах 1/3 высоты здания.

9. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ СОСЕДНИХ ЗДАНИЙ

Актуальным является вопрос взаимного влияния фундаментов соседних знаний комплекса при разной последовательности строительства его составных частей, которые часто имеют разную этажность. Моде-

лирование отдельных секций комплекса без учета взаимного влияния их фундаментов не отражает изменение НДС конструкций и основания при строительстве комплекса в целом. Такой подход приводит к возникновению не предусмотренных дополнительных деформаций. Поэтому в плотной городской застройке при проектировании соседних сооружений необходимо учитывать взаимное влияние их фундаментов, а также наличие существующих зданий.

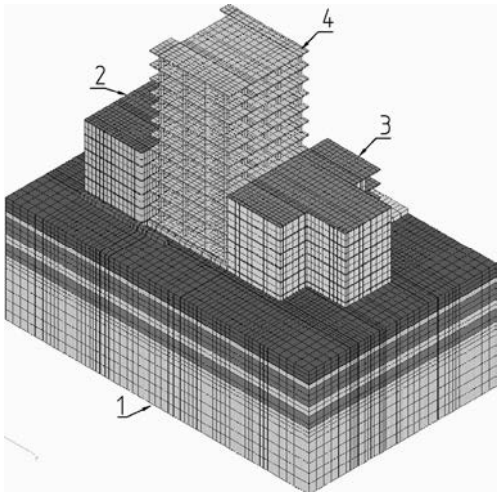


Рис. 6. Общий вид расчетной схемы:
1 – грунтовый массив, 2 – внутренняя секция,
3 – наружная секция, 4 – новая секция

Действующие нормативные документы рекомендует использовать метод угловых точек для оценки взаимного влияния сооружений. В случае сложной геометрии зданий, разной глубины залегания фундаментов, нагрузок различной интенсивности, процесс подсчета по методу угловых точек малоэффективен по причине пренебрежения факторами последовательности возведения отдельных частей комплекса, возможности изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения свойств грунтов основания.

Для выяснения степени влияния дополнительной нагрузки от фундаментов новой секции на фундаменты существующих зданий, выполнен ряд расчетов, которые отражают историю формирования НДС в массиве грунта под фундаментами и вокруг них. Последовательно моделировалось изменение НДС системы: формирование напряжений собственного веса грунта; сооружение наружных секций на ленточных фундаментах; проведение реконструкции с заменой ленточных фундаментов на плитные (для наружных секций); разработка котлована под устройство новой секции между существующими, с креплением котлована подпорной стенкой и постепенное возведение новой секции.

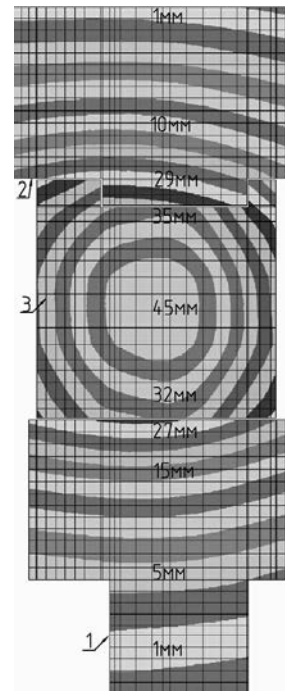


Рис. 7. Изополя оседания фундаментов существующих (1, 2) и новой (3) секций.

Фундаменты новой секции – свайные, объединенные сплошной фундаментной плитой. Сваи – буронабивные, длиной 11 м, диаметром 620 мм, размещенные под несущими элементами каркаса новой секции.

Анализируя осадки фундаментных конструкций, видим, что максимальная осадка новой секции составляет 45 мм в зоне ядра жесткости. По контуру плиты новой секции осадка составляет 32-35 мм.

Фундаменты существующих секций получили максимальные деформации в зоне приближенной к новому фундаменту, их осадка составила 27-29 мм, а на расстоянии 6 м – 10-13 мм. Крен фундаментов существующих секций в сторону новой секции 0,0021. Деформации существующих секций происходят не равномерно, и имеет место деформация несущих конструкций на расстоянии 1-6 м от новой секции, где и можно

ожидать проявление деформаций. С целью минимизации влияния фундаментов новой секции на основание существующих, принято решение по увеличению количества свай по контуру новой секции. Это позволило снизить осадку смежных с новым фундаментом частей существующих секций на 20 %.

Выявлено, что в зоне примыкания секций происходит перераспределение усилий в грунтовом массиве и фундаментных конструкциях. Учет изменения НДС в процессе нового строительства позволяет принять обоснованное проектное решение для минимизации влияния на существующие здания.

10. ВЫВОДЫ

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

- Получение достоверных результатов численного моделирования возможно при учете изменяющихся параметров модели грунтового основания в процессе нагружения.
- Соотношение габаритов ростверка и длины свай требует разделения фундамента со сваями на два типа: свайное основание и свайный фундамент.
- Установлено, что в выделенных характерных зонах усилия в сваях отличаются друг от друга (центральная и угловая) до трех раз. Поэтому целесообразно проводить комплексные расчеты с выявлением рационального расположения свай в свайном фундаменте.
- Исследовано, что даже при рациональном расположении свай в плане в пределах ростверка нагрузка на угловые сваи все равно превышает их несущую способность как по грунту, так и по материалу. В данном случае предлагается изменять длину этих свай для регулирования усилий, которые возникают в них.
- При проектировании высотных домов в условиях плотной городской застройки с устройством глубоких котлованов необходимо учитывать в расчетах грунтовый массив с инженерными сооружениями и защитными конструкциями.
- Показано влияние учета роста жесткости здания в процессе его возведения на изменение усилий в фундаментных конструкциях.
- Традиционные подходы оценки взаимного влияния соседних фундаментов сложной конфигурации в плане не обеспечивают получения надёжных результатов, поэтому рекомендуется использовать трехмерные модели грунтового основания, которые могут учитывать различные факторы: интенсивность нагрузок соседних площадей, последовательность возведения и другие.
- В зоне примыкания соседних секций происходит перераспределение усилий в грунтовом массиве и фундаментных конструкциях. Деформации существующих секций происходят не равномерно, и часто имеют место на расстоянии ¼ - ½ длины новой секции.

11. ЛИТЕРАТУРА

Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. 1992. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics.* – № 62. – P. 316-328.

Sommer H., Katzenbach R, DeBenedittis Ch. 1990. Last-Verformungsverhalten des Messeturms Frankfurt. *Vortrage der Baugrundtagung.* – Karlsruhe. Main.

Бартоломей А.А. 1990. Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов. *Тр. II Всесоюзной конф.* – Пермь.

Бойко І.П. 2006. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Вип. 30. – К.: КНУБА. – С. 3-8.

Николаевский В.Н. 1975. Современные проблемы механики грунтов. *Определяющие законы механики грунтов.* – М.: Стройиздат, С.210–227.

Улицкий В.М., Шашкин К.Г., Шашкин А.Г. 2007. Расчеты и интерактивный мониторинг при строительстве зданий в сложных грунтовых условиях. *Технологии безопасности и инженерные системы,* № 2(13), С-Пб: Стройиздат, – С. 16-19.

Опыт проектирования и устройства свайного основания для возведения нового здания над существующим, в условиях плотной застройки

Еремин В.Я., Еремин А.В.
фирма РИТА, Москва, Россия

Зайцев А.Н., Макеева Н.В.
СПИИ Гидроспецпрект, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Изложен опыт проектирования и устройства свайного основания фундаментов шестиэтажного здания пролетом 46,8м, возводимого над существующим зданием действующего градостроительного выставочного центра высотой 23,3 м, размеры в плане 55,8х43,2 м·м Надстраиваемое здание не должно опираться на существующее. Сложности, вызванные уникальной компоновкой надстраиваемого здания, усугублялись стеснённостью строительной площадки, сложными геологическими условиями, высокими нагрузками и жесткими требованиями к величине осадок фундаментов.

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ НОВОГО ЗДАНИЯ НАД СУЩЕСТВУЮЩИМ, В УСЛОВИИЯХ ПЛОТНОЙ ЗАСТРОЙКИ

С 1990 года в России применяют новый вид свай высокой удельной несущей способностью по грунту – сваи-РИТ. Особенность изготовления свай-РИТ состоит в динамическом уплотнении около свайного грунта, электрическими **разрядами импульсного тока** (**РИТ**) в бетонной смеси. Только в Москве построено и реконструировано более 750 объектов с использованием РИТ.

Если через электроды, погруженные в жидкость, пропустить импульс тока высокого напряжения, может произойти электрический пробой [1]. В момент пробоя в жидкости образуется канал разряда, температура в котором достигает $2 \cdot 10^{4}$°С, давление 10^{8} Па, жидкость в канале мгновенно превращается в плазму, а электрическая энергия преобразуется в другие её виды: ударную волну, электромагнитные излучения, механическое перемещение жидкости и т.п. Жидкость не нагревается, т.к. процесс идёт адиабатически. Немецкий физик Ф. Фрюнгель оценил в 1% КПД преобразования электрической энергии в волны давления, и назвал его бесперспективным. Паровозы, ещё 50 лет назад обеспечивающие все перевозки по железным дорогам, имели КПД 6...8% после 150 лет совершенствования. Л.А. Юткин, не зная об исследованиях Ф. Фрюнгеля, изобрёл способ получения сверхвысоких давлений (1950 год).

РИТ нашли широкое применение в металлургии, машиностроении, геологоразведке и других отраслях. Тяжело шло внедрение РИТ в строительстве [2]. Например, даже в дистиллированной воде невозможно получить два идентичных разряда [3], а наличие в жидкости долей процента примесей повергало в шок машиностроителей, использующих РИТ в штамповке. При устройстве свай-РИТ необходимо получать стабильные электрические разряды в бетонной смеси, подвижностью П4…П5, содержащей всего 13% воды, а остальное "примеси": цемент и заполнители. Однако эту проблему удалось решить. Для устройства свай-РИТ используется напряжение до 10кВ. При достижении между электродами плотности энергии 10^{9}…10^{12}Дж/м3 электрическая прочность бетонной смеси не выдерживает и происходит пробой. Ток в этот момент достигает 50кА, а скорость его нарастания 10^{12} А/с. Запасённая электрическая энергия, взрывообразно преобразуется в другие виды, возникает ударная волна. На месте разряда образуется быстро расширяющаяся полость, смещающая бетонную смесь, которая передает импульс давления в грунт. При электровзрыве нет продуктов детонации, поэтому давление в полости быстро становится ниже гидроста-

тического, полость схлопывается, бетонная смесь в скважине оседает под действием сил гравитации, окружая электроды, и они готовы к следующему РИТ. В результате десятков РИТ в одной точке, грунт уплотняется в локальной зоне, формируется уширение сваи [2] увеличивающее её несущую способность. Свая после обработки ствола РИТ получает форму гантелей (см. рис. 1; 2).

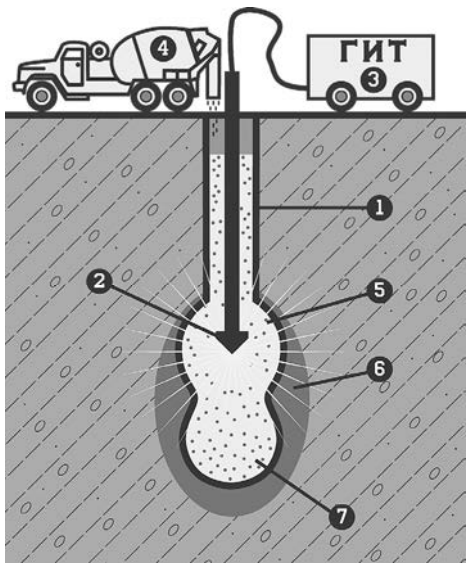


Рис.1. Сущность разрядно-импульсной технологии устройства сваи-РИТ.
1 – ствол скважины до обработки; 2 – штанга с электродами; 3 – генератор импульсных токов (ГИТ); 4 – бетононасос; 5 - зона цементации грунта; 6 – зона уплотнения грунта; 7 – ствол сваи после обработки электровзрывами.

Рис. 2. Сваи-РИТ, изготовленные в Сеуле.

Сваи с камуфлетными уширениями, полученными взрывом заряда ВВ, применяют давно. Из-за невозможности повторно погрузить ВВ в скважину, заполненную бетонной смесью, используют мощные сосредоточенные или рассредоточенные по длине скважины заряды большой суммарной массы [4]. К проблемам транспортирования, хранения, заряжания и ликвидации отказов, добавляется проблема сейсмического воздействия. Преобразование 60 кДж электрической энергии в РИТ оценивается в 7,2 г тротила (приблизительно, т.к. у электровзрыва нет ни массы, ни размеров заряда, вычислено по [3] при взрыве в замкнутой камере).

Долгое время оставалась открытой проблема определения несущей способности (НС) свай-РИТ. Методики [5; 6] расчета НС свай-РИТ по грунту давали результат в 2…2,5 раза ниже, полученных при испытаниях вдавливающей нагрузкой по [7].

Выполненные исследования позволили разработать методику расчёта НС свай-РИТ [8], дающую высокую сходимость с результатами испытаний свай по [7]. С незначительными изменениями [9] методика [8] была внедрена в практику проектирования, поэтому применение свай-РИТ стало возрастать [2], особенно после возведённого под руководством профессора С.А. Амбарцумяна 36 этажного комплекса высотой 120 м и массой 128000 тс (пр-т Вернадского – 37). Устройство свайного основания этого здания подробно изложено в [10; 11]. За счёт замены свай большого диаметра на сваи-РИТ стоимость свайного основания снизилась более чем в два раза.

В настоящее время НС свай-РИТ определяют по ТР 50-180-06 (утв. 6.05.2006 г. Приказ № 96) [12].

К моменту начала проектирования здания на улице 2-я Брестская д. 6 имелся большой опыт надстройки зданий. Однако в данном случае вопрос о надстройке существующего здания, совмещаемый с его реконструкцией – не стоял. Требовалось построить над зданием действующего градостроительного выставочного центра "Мосархинформ" шести этажный корпус, опирающийся на колонны, расположенные за пределами существующего здания высотой 23,3 м, шириной по подошве фундаментов 43,2 м, длиной 55,8 м.

При проектировании и строительстве следовало учесть не только условия плотной застройки, состояние грунтов и конструкций здания, над которым будет возводиться новое, но и то, что функционирование

организаций и фирм в существующем здании не должно прерываться ни на один день, а мэр Москвы должен по графику проводить заседания Градостроительного совета.

Существующее здание было построено в 70-е годы. Каркас и фундаменты сборные железобетонные. По данным обследования несущая способность грунта под фундаментами исчерпана полностью. Передача нагрузок от нового здания на существующие фундаменты не допускалась.

Нагрузки в уровне верха проектируемого ростверка от одной новой колонны достигали: вертикальные - 2150 т, горизонтальные – 340 т, моменты 1000 т·м.

Расстояние до рядом стоящего 17 этажного здания не превышало 6 м. Вдоль этого здания проложен канал сечением 2,4х2,4 м. Развивать свайное основание в плане наружу некуда, а внутрь запрещено владельцем выставочного комплекса. Для снятия моментных нагрузок, передаваемых от колонн на фундаменты, ООО «СПИИ «Гидроспецпрект» предложил вариант шарнирного опирания колонн. Генпроектировщик отверг это предложение как «технически невыполнимое».

Геологическое строение основания было исследовано до глубины 30 м. Особую опасность представляли рыхлые пески (ИГЭ 2а; ИГЭ 3а и ИГЭ 4а), обнаруженные ниже подошвы существующих фундаментов и залегающие до глубины 8…10 м, а также текучепластичные суглинки (ИГЭ 6) с показателем текучести I_L = 0,88 и текучие супеси (ИГЭ 10) с показателем I_L = 1,90.

В стеснённых условиях было выполнено свайное основание из 790 свай-РИТ диаметром 320 мм, длиной 21 м, сваи изготавливались с дневной поверхности, поэтому глубина бурения составляла 24 м. Бурение наклонных скважин в непосредственной близости от фундаментов существующего здания выполняли с промывкой бентонитовым раствором.

До начала массового изготовления свай-РИТ согласно проекту специалисты института "Гидроспецпроект" испытали опытные сваи-РИТ по [7] статической вдавливающей нагрузкой 170 тс, осадки составили 9,41мм; 15,79мм и 10,89мм, после снятия нагрузки остаточные деформации оказались 3,41мм; 8,86мм и 3,68мм. После устройства всех свай были выполнены контрольные испытания нагрузкой 144 тс 12 свай-РИТ, назначенных институтом "Гидроспецпроект". Осадки свай (перед косой чертой) и остаточные деформации (за косой чертой) составили у свай-РИТ №7 =5,29/1,29 мм; № 43 =8,67/4,02 мм; №86 = 8,06/2,38 мм; №17 = 8,78/3,61 мм; №43 =17,46/13,22 мм; № 26 =9,82/ 2,65 мм; №6 = 6,57/1,42 мм; № 21 =4,78/0,90 мм; № 38 = 4,57/0,86 мм; № 18 =13,76/ 6,12 мм; №67 = 9,78/2,23 мм; № 82 =6,84/1,45 мм.

Рис.4. Характерный график зависимости нагрузка – осадка сваи-РИТ в результате испытаний статической вдавливающей нагрузкой

Испытания подтвердили, что грунт и сваи-РИТ работают практически в упругой стадии.

Конструкция свай-РИТ: рабочая длина 21м, буровой диаметр 320мм, материал-мелкозернистый бетон группы Б класса В25 на сжатие (использовали специальную сухую смесь для бетона класса В30), осадка конуса 20…24см. Марка бетона по водонепроницаемости W6, и по морозостойкости F150. Сваи армировали пространственными каркасами из 6 Ø 25 А500С длиной 23,1 м, объединенных установочными кольцам Ø159х5мм. Спиральная навивка из арматуры Ø6А-I, защитный слой обеспечивали центраторы из полосы шириной 30 мм, приваренные к установочным кольцам. Каркасы составляли из двух секций длиной по 11,7 м. Их стыковка должна выполняться ручной электродуговой сваркой. Длина сварного шва каждого стержня на стыке секций – 25см, высота катета 7 мм. Для обеспечения равнопрочного стыка следовало наплавить около 1 кг металла, дать ему остыть, затем погрузить каркас в скважину, на эти операции требовалось до 2-х часов. Цемент, после РИТ, к этому времени схватывался, и с погружением каркаса возникали проблемы.

Поэтому сварные стыки выполнялись только в наклонных сваях. Для остальных разработали стыковое соединение на трубках [13], НИИЖБ согласовал его применение в сваях, воспринимающих сжимающие нагрузки (более подробно это техническое решение изложено в [14]). По требованию Гидропроекта опытные сваи имели аналогичные стыки в верхней части каркаса и тем самым были испытаны на максимальную нагрузку –

Рис. 5. Буровая установка СО-2, на базе гусеничного крана, оснащена автоматической системой слежения и управления скоростью вращения и подъёма шнека на базе станции управления типа "Электон-09".

170 тс. В рабочих сваях стыки располагались в средней части и поэтому нагружаются будут значительно меньше.

Скважины бурили полым шнеком с открывающимся клапаном и долотом Ø320 мм. После достижения проектной отметки (130,00 м), полость шнека заполняли бетонной смесью, открывали клапан, медленно приподнимали инструмент над забоем скважины. Убедившись, что бетон поступает в скважину, включали перистальтический насос НП-100, обеспечивающий подачу до 20 м^3/час и давление 1,5 МПа. Насос оснащён преобразователем частоты, для работы в режиме дозирования, расход бетонной смеси и давление контролировали приборами учёта расхода смеси и контроля давления, установленными на вертлюге бурового станка. Обычно при подъёме шнека, в скважине под ним создается пониженное давление, провоцирующее схлопывание скважины особенно в неустойчивых грунтах. Для оптимизации скорости подъёма шнека все буровые станки, используемые на объекте, были дооборудованы специальными станциями управления типа "Электон-09". Это позволило автоматически устанавливать скорость подъёма шнека не зависимо от человеческого фактора - машиниста, по объёму закачанной бетонной смеси и давлению. Система слежения достаточно хорошо обнаруживает зоны с неустойчивыми стенками скважины, снижает скорость подъёма шнека с учетом скорости закачки бетонной смеси, для обеспечения качественного заполнения скважины.

Эта пионерная разработка впервые была реализована на этом объекте.

До этого, на всех установках типа СО-2 была решена задача плавного изменения скорости вращения шнека без потери мощности, начиная от нуля оборотов при забуривании до оптимальной скорости бурения.
При бурении по металлолому (см. рис. 6) вышел из строя гидравлический привод вращения шнека бурового станка Фундекс.

При бурении каждой скважины в грунте встречали металлолом и железобетон. Генподрядчик по договору обязан был удалить погребённые металлические и бетонные элементы, произвести замену грунта, естественно этого не делалось. Реальная картина погребённой свалки открылась, когда откапывали котлованы под ростверки. " Нежная " импортная техника не выдерживала.

Рис. 6. Сквозь склад металлолома и железобетона, между металлическими стойками и колодцами были изготовлены сотни свай-РИТ, на фотографии видны оголовки свай, подлежащие срубке.

На изготовление и поставку нового вращателя изготовитель взял три месяца. Спе-

циалисты ООО «МПО РИТА» заменили гидропривод на электродвигатель мощностью 75 кВт с редуктором, по типу СО-2. Чтобы уменьшить биение шнека длиной 27 м на «Фундексе» была смонтирована станция управления по типу "Электон-09". Это решение позволило без потери мощности управлять числом оборотов шнека от нуля при забуривании, с плавным увеличением скорости вращения по мере погружения шнека для обеспечения оптимального режима бурения. Дизель мощностью 260 кВт гидравлического привода, оказались не нужными и использовались только в качестве противовеса. Это решение позволило на «Фундексе» сэкономить более 30 т дизельного топлива.

Из-за стеснённых условий площадки бетон готовили из специальных сухих смесей, поставляемых цементовозами. Рецептура смеси была разработана ПСП РИТА, а "Цемторг" предложил использовать фракционированный песок и в качестве крупного заполнителя гравий фракции 3…10мм, отсеиваемый при производстве сухих смесей для других целей. Проверка развития РИТ в таких бетонных смесях дала положительный результат. Было установлено, что при перевозке сухих бетонных смесей цементовозами, загрузке и хранении в силосах ёмкостью до 100 т, разделения на фракции не происходит. Каждую ночь разгружали 2-4 цементовоза с сухой смесью.

Рис. 7. Буровая установка Фундекс, оснащённая управляемым электроприводом вращения шнека (вверху) по типу "Электон-09", блок управления смонтирован над кабиной машиниста (фото внизу).

Для снижения влияния технологии устройства свай на осадки существующего зда-ния, ООО «МПО РИТА» предложило выполнить глубинное уплотнение рыхлых песков ниже подошвы фундаментов здания "Мосархинформ" с использованием РИТ. Для этого бурили скважины по периметру фундаментов с внешней стороны с углом наклона 3…6° к центру фундамента до отметки его подошвы. Скважины заполняли цементным раствором с В:Ц:С-3 = 1:2,5:0,001. Осуществляли РИТ с энергией 20 кДж, безопасной для несущих конструкций здания и фундаментов, что было проверено сейсмометрическими измерениями амплитуд скоростей перемещений, которые не превышали величин, допустимых [12]. РИТ проходили скважины ниже подошвы фундаментов до достижения отказа. Очерёдность устройства скважин была определена проектом ООО «МПО РИТА». Грунты в основании существующих фундаментов действительно оказались рыхлые и сравнительно быстро электроды с помощью РИТ погружались на глубины 5…6 м, а в начальный период уплотнения до 8 метров. В одну скважину ниже подошвы фундамента уходило до 0,5 $м^3$ цементного раствора. Таким образом, было выполнено уплотнение грунтов под существующими фундаментами вдоль оси К, вдоль оси 1 в осях Г-К, в осях В-К вдоль оси 6. В осях А-В размещался бетоносмесительный узел, поэтому уплотнение не выполнили. Работы по уплотнению грунта выполнялись по инициативе ООО «МПО РИТА» в надежде решить с Заказчиком оплату этих работ. Когда Заказчик отказал в оплате, работы по уплотнению были остановлены, грунт под фундаментами в осях А-В остался в естественном рыхлом состоянии. Динамика технологических осадок по результатам мониторинга, выполняемого специалистами

НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, показала, что в процессе устройства свай-РИТ технологические осадки фундаментов под которыми грунт был уплотнён, не превысили 10 мм. По оси 6 осадки резко стали возрастать, когда Генподрядчик вырыл рядом с существующими фундаментами котлованы ниже их подошвы (Рис. 8). Аналогичный подкоп был выполнен под всеми фундаментами по оси 6, несмотря на письменные обращения к Генподрядчику. После такой откопки существующих фундаментов приращение осадок за 2…4 недели достигло 15…20 мм.

Рис. 8. Генподрядчик вырыл котлован рядом с фундаментами ниже их подошвы. УГВ на отметке 150,70 м, подошва фундаментов на отметке 150,37…150,77 м, рейка установлена на дно котлована, уровень воды по рейке - 23 см.

Осознав ситуацию, генподрядчик разрабатывал грунт оси 1 без подкопа существующих фундаментов. Результат отразился на показаниях деформаций, которые остались в пределах 10…12 мм. На участках, где уплотнение грунта под фундаментами не было выполнено (по осям А-В) осадки превысили 30 мм.

Положительный опыт уплотнения грунта разрядами импульсного тока (РИТ) под существующими фундаментами до начала производства других геотехнических работ следует использовать в практике строительства и реконструкции.

Из-за неритмичной погрузки и вывозки генподрядчиком выбуренного грунта и шлама их слой по высоте достигал кабины машиниста копра. Несмотря на такие условия, а также свалку металлолома, удалось избежать очень существенных смещений свай в плане.

Рис. 9. Генеральный подрядчик не ритмично вывозил выбуренный шлам, а сваи требовал делать ритмично.

Рис. 10. У входа в ресторан делают буровые сваи-РИТ длиной 24 м, работница ресторана моет лестницу, готовятся принимать посетителей.

На фотографии (рис. 14) хорошо видно "антикризисное ограждение" строительной площадки. За всю "экономию" Генподрядчика пришлось расплачиваться тому, кто выполняет работы, пусть даже уникальные.

В благодарность за решение уникальной

Рис. 12. Вход в другой ресторан открыт, в котловане идет испытание свай-РИТ и подготовка к срубке оголовков.

Рис.13. Мэр Москвы в этом здании проводил градостроительные советы, а в это время со всех сторон делали сваи-РИТ, и никто не чувствовал динамического воздействия электровзывов.

Рис. 14. В этом узком промежутке между зданиями изготовлено 150 свай-РИТ длиной 24 м.

проблемы, Генподрядчик не оплатил выполненные работы по последнему счёту, поэтому названия фирмы Генподрядчика и Заказчика здесь не упоминаются, чтобы не делать им рекламы.

В связи с тем, что в настоящее время строительство ещё далеко от завершения, делать окончательные выводы рано, но выполненная работа показала, что:

При возникновении подобных строительных задач, когда большие нагрузки передаются на фундамент ограниченных размеров, следовало бы не отметать как «технически невыполнимые» варианты шарнирного опирания колонн на фундаменты, а находить решения таких задач.

Эффективность свай-РИТ, доказанная на многих других объектах, особенно ярко проявляется, когда в стеснённых условиях большие нагрузки на фундаменты сопровождаются жёсткими требованиями по осадкам и кренам строящегося объекта и соседних зданий.

Полученный опыт проектирования и устройства свайного основания бод большие нагрузки в условиях плотной застройки, без перерыва функционирования выставочного центра "Дом на Брестской", "Мосархинформ", градостроительного совета, десятков организаций, арендующих помещения в этом здании и даже ресторанов, может быть полезен, а достигнутые результаты использованы при проектировании и строительстве других сложных объектов.

Использованная литература:

1. Юткин Л.А. 1955. Электрогидравлический эффект. – М.: Машгиз.
2. Еремин В.Я. 2003. Разрядно-импульсная технология на стройках России. Строительные и дорожные машины.№11,с.4-10.
3. Яссиевич Г.Н. 1977. Исследование спосо- ба изготовления буронабивных свай с помощью электрогидравлического эффекта и их работы под вертикальной нагрузкой. Дис. К.т.н., -Л.: ЛИСИ. - 223 с.
4. Пивоваров В.К. 1966. Исследование уплотнения глинистых грунтов взрывом и его влияние на несущую способность набивных взрывных свай. Дис. К.т.н., - Киев: КИСИ, - 142с.
5. Рекомендации по применению буроинъекционных свай. НИИОСП. - М.: изд. НИИОСП, 1997, - 37с.
6. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М.: Госстрой России, 2004. – 82 с.
7. ГОСТ 5686-94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями.
8. Еремин В.Я. 2001. Расчет висячих свай-РИТ, изготовленных по разрядно-импульсной технологии./ Журнал "Строй клуб", № 5-6, с. 21-22.
9. Методика определения несущей способности висячих свай-РИТ по грунту./ НИИОСП им. Н.М.Герсеванова, № 1-1297, от 18.09.01 г. – 5 с.
10. Еремин В.Я., Буданов А.А. Высотным зданиям – надежный фундамент.// Информационный научно-технический жур-нал Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2005, № 10(81), с. 65-67.
11. Еремин В.Я., Еремин А.В., Буданов А.А. Электростанциям - надежный фундамент./ Механизация строительства, 2007, № 6, с.6-14.

12. Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности (сваи-РИТ). ТР 50-180-06.–М.: ООО "УИЦ "ВЕК", 2006. – 68 с.
13. Патент на полезную модель № 51639, Узел соединения армирующих стержней центрально сжатых железобетонных элементов. МПК E02D 5/32, E04C 5/18,E04G21/12, ООО "МПО РИТА", заявлено 08.11.05, зарегистрировано 27.02.06. Авторы: Мадатян С.А., Еремин В.Я., Еремин А.В., Буданов А.А., Раянов С.Ф., Сарафанов Н.В.
14. Мадатян С.А., Еремин В.Я., Еремин А.В., Раянов С.Ф., Сарафанов Н.В., Буданов А.А. Узел стыкового соединения стержней арматуры в сжатых железобетонных элементах./ Бетон и железобетон, 2008, № 2(551), с.2-5.

Выбор предельных состояний и определение допустимости дополнительных деформаций существующих коммуникаций при подземном строительстве

О.Н. Исаев, Д.В. Наятов
НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Обеспечение эксплуатационной пригодности существующих подземных инженерных коммуникаций при подземном строительстве, как правило, связано с необходимостью выполнения оценки влияния строительства на их техническое состояние. В статье рассмотрены возможные предельные состояния коммуникаций, предложены подходы к выбору условий обеспечения их эксплуатационной пригодности. Приведена последовательность определения допустимости дополнительных деформаций коммуникаций. Изложенные подходы нашли отражение в разработанных в НИИОСП Рекомендациях по определению допустимости дополнительных деформаций подземных коммуникаций.

1. ВВЕДЕНИЕ

Освоение подземного пространства крупных городов нередко сопряжено с негативными воздействиями на существующие подземные городские инженерные коммуникации (далее коммуникации). Их результатом могут быть как аварии самих коммуникаций, так и вызванные этими авариями повреждения зданий окружающей застройки и самого строящегося объекта.

Несмотря на имевшие место в последнее время в Москве аварии, вызванные повреждением коммуникаций в результате нового строительства, проблеме сохранности коммуникаций уделяется еще недостаточное внимание. Решение этой проблемы сдерживается рядом причин – слабой изученностью вопроса, нехваткой нормативно-рекомендательных документов, ограниченным практическим опытом и небольшим количеством публикаций.

Разработанный в НИИОСП стандарт СТО 36554501-008-2007, посвященный обеспечению сохранности водонесущих коммуникаций и являющийся фактически «пионерным» отечественным документом, комплексно рассматривающим данную проблему, хотя и дал ответы на основные вопросы, однако оставил ряд белых пятен. Среди них – методы определения допустимости дополнительных деформаций коммуникаций, методы и средства их мониторинга в процессе строительных работ и др.

В рамках решения этих вопросов в НИИОСП разработаны подходы к выбору условий обеспечения сохранности коммуникаций, требующих проверки при проектировании подземных и заглубленных объектов. Предложенные подходы были использованы при проектировании на реальных объектах, а также при разработке в НИИОСП «Рекомендаций по определению допустимости дополнительных деформаций инженерных сетей, расположенных в зоне влияния подземного строительства», составленных по заказу Мосинжпроект.

2. ВИДЫ КОММУНИКАЦИЙ

К подземным инженерным коммуникациям, как правило, относят подземные линейные сооружения с технологическими устройствами на них, предназначенные для транспортировки жидкостей, газов, передачи энергии и информации.

По назначению коммуникации любого мегаполиса могут быть разделены на: водопровод, канализацию, дождевую канализацию, газовые сети, тепловые сети, трубопроводы специального назначения, коллекторы, кабельные сети. Они могут быть также разделены на группы в зависимости от: принципа транспортирования, типа стыков

секций и элементов, материала, способа защиты (вида защитных конструкций), способа устройства.

По принципу транспортирования жидкости коммуникации можно разделить на самотечные и напорные.

По типу стыков секций и элементов - на равнопрочные (сварной стык и др.) и неравнопрочные (раструбный стык и др.).

По материалу - на выполняемые из стали, ж/б, чугуна, полимера и др.

По способу защиты - на устраиваемые без защиты (в грунте) или в защитной конструкции (ж/б коллекторе, канале, обойме; стальном футляре и др.).

По способу устройства - на выполняемые открытым (траншея и др.) или закрытым (щитовая проходка, микротоннелирование, горизонтально-направленное бурение и др.) способами.

Характеристики коммуникаций любого мегаполиса, как правило, отличаются большим разнообразием и иногда значительной изношенностью. Иллюстрацией этого положения являются коммуникации г.Москвы (см. рис.1).

Такое разнообразие видов и характеристик коммуникаций создает значительные сложности при выполнении их оценки влияния и определении допустимости дополнительных деформаций. Важным элементом этого процесса является выбор предельных состояний коммуникаций, которые требуют поверочных расчетов.

3. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ КОММУНИКАЦИЙ

Согласно ГОСТ 27751-88, при проверке обеспечения надежности, сооружения должны рассчитываться по предельным состояниям двух групп, которые могут привести их конструкции соответственно к: полной непригодности к эксплуатации, потере несущей способности (I группа); затруднить нормальную эксплуатацию или уменьшить долговечность (II группа).

В результате сбора информации, анализа нормативно-рекомендательных документов, конструктивных особенностей коммуникаций и возможных дополнительных воздействий авторами было выделено десять основных предельных состояний.

Выделенные предельные состояния, соответствующие им условия, формулы и условные обозначения являются конкретизацией и развитием положений указанного ГОСТа, применительно к коммуникациям. Первые два знака условных обозначений соответствуют обозначениям ГОСТ.

Расчеты по предельным состояниям I группы включают следующие проверки.

(I.А.1) Проверка прочности продольных сечений коммуникаций выполняется в результате проверки условия для продольного осевого растягивающего напряжения $\sigma_п$ в конструкции коммуникации от расчетных нагрузок и воздействий.

В случае стальных конструкций это условие имеет вид:

$$\sigma_п \le (\gamma_c \gamma_{ct} / \gamma_m \gamma_{ty} \gamma_n) R_{yn}, \qquad (1)$$

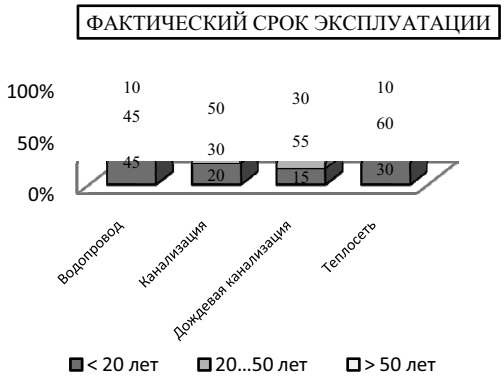
где R_{yn} – предел текучести стали; γ_c - коэффициент условия работы, учитывающий характер транспортируемой среды; γ_{ct} - коэффициент условия работы, учитывающий возможные перемещения и деформации трубопровода, полученные в период его эксплуатации, до начала строительства проектируемого объекта; γ_m – коэффициент надежности по материалу; γ_{ty} – поправочный коэффициент надежности по материалу труб, учитывающий расчетную температуру эксплуатации подземной коммуникации; γ_n - коэффициент надежности по назначению трубопровода.

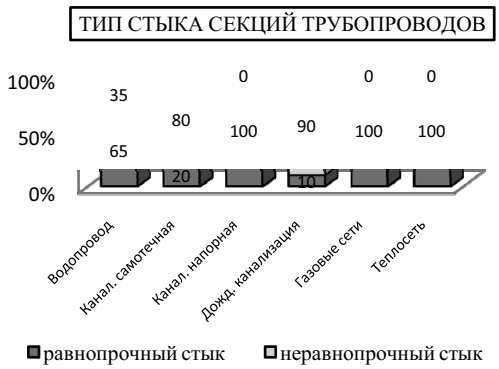
Для полимерных конструкций имеем:

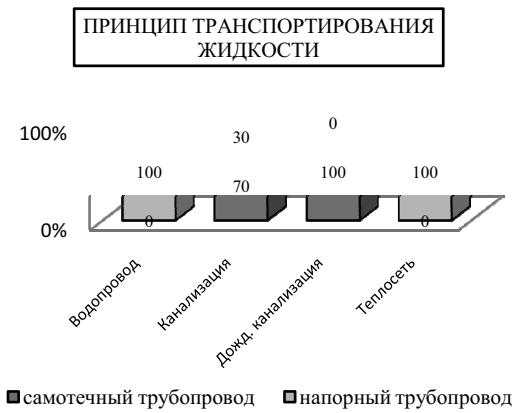
$$\sigma_п \le (\gamma_c \gamma_{ct} / \gamma_n) R_n, \qquad (2)$$

где R_n=MRS/γ_m – расчетная прочность полимера; MRS – минимальная длительная прочность полимера, использованного для изготовления труб; γ_c, γ_{ct}, γ_n, γ_m - обозначения те же, что в формуле (1).

(I.А.2) Проверка прочности поперечных сечений жестких (бетонных и железобетонных) конструкций коммуникаций выполняется в соответствии с нормами на проектирование соответствующего вида конструкций путем проверки условия







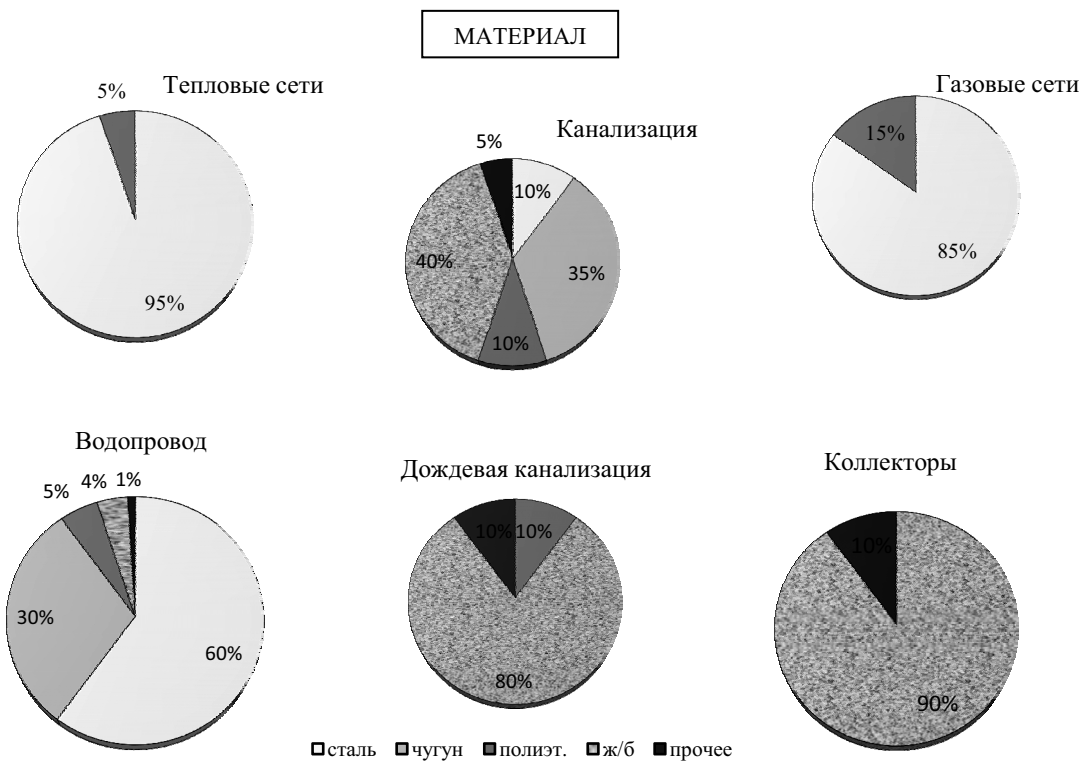


Рис. 1. Диаграммы, отражающие характеристики коммуникаций г.Москвы

$$F \leq F_{ult}, \quad (3)$$

где F – усилие от нагрузок и воздействий в рассматриваемом сечении; F_{ult} – предельное усилие, которое может быть воспринято конструкцией.

(I.C) Проверка потери устойчивости положения конструкций коммуникаций в результате потери устойчивости вмещающего их массива грунта выполняется в соответствии с действующими нормами.

Расчеты по предельным состояниям II группы включают следующие проверки.

(II.A.1) Проверка условия самотечности сплошных или сборных конструкций коммуникаций выполняется в результате проверки условия:

$$i_ф - i_y \geq [i_{min}], \quad (4)$$

где $i_ф$ – значение фактического уклона коммуникации на рассматриваемом участке; $i_y=(S_m–S_{m-1})/\Delta x$ – значение расчетного уклона коммуникации в вертикальной плоскости на рассматриваемом участке; S_m и S_{m-1} – соответственно величины вертикальных перемещений в точках m и m-1; Δx – длина интервала между точками m и m-1; $[i_{min}]$ – допустимые наименьшие уклоны трубопроводов и каналов.

(II.A.2) Проверка герметичности неравнопрочных стыковых соединений между элементами сборных конструкций коммуникаций выполняется в результате проверки условия:

$$\Delta_{lim} \geq \Delta_k + \Delta_c, \quad (5)$$

где Δ_{lim} – допускаемая осевая компенсационная способность податливого стыкового соединения труб; $\Delta_k=\Delta_\varepsilon+\Delta_\xi$ – осевое раскрытие стыка в результате продольных деформаций грунта и изгиба трубопровода; $\Delta_\varepsilon=l_{sec}\varepsilon$ – осевое раскрытие стыка в результате продольных деформаций грунта; l_{sec} – длина секции трубопровода; $\varepsilon=(u_m–u_{m-1})/\Delta x$ – величина относительного осевого горизонтального перемещения коммуникации (грунта вдоль оси трубопровода); u_m и u_{m-1} – соответственно величины горизонтальных осевых перемещений в точках m и m-1; $\Delta_\xi=l_{sec}(D_н/\rho)$ – осевое раскрытие стыка в результате изгиба трубопровода; $D_н$ – наружный диаметр трубопровода; $\rho=1/K\approx1/\sqrt{(K_y^2+K_z^2)}$ – общий радиус кривизны изгиба трубопровода в пространстве, учитывающий вертикальные и горизонтальные поперечные деформации; $K_y = (i_y^n-i_y^{n-1})/\Delta x_{cp}$ – кривизна в вертикальной плоскости; i_y^n и i_y^{n-1} – соответственно величины наклонов n и n-1 интервалов в вертикальной плоскости, Δx_{cp} – средняя длина интервалов; $K_z=(i_z^n-i_z^{n-1})/\Delta x_{cp}$ – кривизна в горизонтальной плоскости; i_z^n и i_z^{n-1} – соответственно величины наклонов n и n-1 интервалов в горизонтальной плоскости; $i_z=(\eta_m-\eta_{m-1})/\Delta x$ – наклон участков в горизонтальной плоскости, где η_m и η_{m-1} – соответственно величины горизонтальных поперечных перемещений в точках m и m-1; Δ_c – величина оставляемого при строительстве зазора между концами труб в стыке.

(II.A.3) Проверка достижения предельного прогиба продольных сечений коммуникаций выполняется для сплошных трубопроводов, установленных на опорах, путем проверки условия:

$$f \leq f_u, \quad (6)$$

где f – прогиб в продольном сечении на участке между ближайшими (при условии опирания на них) опорами; f_u – предельный прогиб, для теплосети $f_u=0{,}02D_y$; D_y – диаметр условного прохода трубопровода.

Проверка образования продольных (II.C.1) и поперечных (II.C.2) трещин в сплошных конструкциях коммуникаций выполняется в соответствии с нормами на проектирование соответствующего вида конструкций путем проверки условия:

$$F \leq F_{crc,ult}, \quad (7)$$

где F – усилие от нагрузок и воздействий в рассматриваемом сечении; $F_{crc,ult}$ - предельно допустимое усилие, которое может быть воспринято конструкцией при образовании трещин.

Расчет ширины раскрытия продольных (II.D.1) и поперечных (II.D.2) трещин в сплошных конструкциях коммуникаций

Таблица 1. Условия, при которых требуются поверочные расчеты по предельным состояниям

Вид поверочного расчета	Виды коммуникаций			
	Напорная (теплосеть, напорная канализация, водопровод, газопровод)		Самотечная (самотечная канализация, дождевая канализация)	
	равнопрочный стык	неравнопрочный стык	равнопрочный стык	неравнопрочный стык
I группа предельных состояний				
(I.A.1)	Для коммуникаций из стальных и полимерных конструкций	-	Для коммуникаций из стальных и полимерных конструкций	-
(I.A.2)	Для коммуникаций из бетонных и железобетонных конструкций, а также при возникновении нагрузок и воздействий, направленных на коммуникации (строительство здания, сооружения, устройство насыпи над подземной коммуникацией; возникновение горизонтальной нагрузки от домкратов на стенку монтажного котлована, расположенного рядом с коммуникацией, при микротоннелировании и др.)			
(I.C)	Если на основание коммуникации передаются значительные горизонтальные нагрузки или если коммуникация расположена на откосе или склоне			
II группа предельных состояний				
(II.A.1)	Для теплосетей или напорной канализации	-	+	+
(II.A.2)	-	+	-	+
(II.A.3)	Для теплосетей	-	-	-
(II.C.1) (II.D.1)	Для коммуникаций из железобетонных конструкций или при возникновении нагрузок и воздействий, направленных на коммуникации (строительство здания, сооружения, устройство насыпи над подземной коммуникацией; возникновение горизонтальной нагрузки от домкратов на стенку монтажного котлована, расположенного рядом с коммуникацией, при микротоннелировании и др.)			
(II.C.2) (II.D.2)	Для коммуникаций из бетонных и железобетонных конструкций	-	Для коммуникаций из бетонных и железобетонных конструкций	-

Примечание:

1. Теплосеть и напорная канализация не являются самотечными, однако согласно СНиП 41-02 и СНиП 2.04.03 имеется требование по минимальному уклону.
2. «+» - поверочный расчет по предельному состоянию выполняется во всех случаях.
3. «-» - поверочный расчет по предельному состоянию не выполняется.

выполняется в соответствии с нормами на проектирование соответствующего вида конструкций путем проверки условия:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}\,, \qquad (8)$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от нагрузок и воздействий; $a_{crc,ult}$ - предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин.

4. ВЫБОР ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ДЛЯ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЕТОВ

Предложенная авторами табл. 1 позволяет облегчить выбор необходимого предельного состояния и упростить процедуру поверки.

Как видно из таблицы, выбор предельного состояния для поверочных расчетов, в основном, зависит от назначения коммуникации, принципа транспортирования, материала и характера стыковых соединений, а также характера дополнительных воздействий.

Несмотря на большое число потенциально возможных предельных состояний, при выполнении оценки влияния для конкретной коммуникации на реальном объекте специалисту-геотехнику часто необходимо рассматривать не более 1…2 предельных состояний.

Так, например, из табл.1 видно, что при определении допустимости дополнительных деформаций стального напорного газопровода, расположенного рядом с проектируемым котлованом, следует проверять только одно предельное состояние - (I.A.1). А для самотечной канализации из ж/б труб с раструбными стыками, расположенной в зоне загружения грунтового массива весом проектируемого здания (рядом со зданием), следует проверять всего два условия - (II.A.1) и (II.A.2).

Анализ произошедших в г. Москве аварий показывает, что в первую очередь следует проверять допустимость дополнительных деформаций магистральных и уличных напорных водонесущих коммуникаций и газовых сетей, так как последствия при авариях на них опаснее, чем для других коммуникаций.

5. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДОПУСТИМОСТИ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ КОММУНИКАЦИЙ

Выбор предельных состояний коммуникаций и проведение соответствующих поверочных расчетов являются лишь отдельными этапами решения вопроса определения допустимости дополнительных деформаций коммуникаций при подземном строительстве.

Для получения ответа на него может быть рекомендована следующая примерная последовательность выполнения расчетных работ:

- сбор информации об инженерно-геологических условиях участка, близрасположенных коммуникациях, проектируемом объекте;
- выявление основных (эксплуатационных) и дополнительных (вызванных строительными работами) нагрузок и воздействий на коммуникации, выбор нагрузок и воздействий, подлежащих моделированию;
- выбор предельных состояний коммуникаций, требующих поверочных расчетов;
- принятие решения о включении коммуникаций в модель;
- принятие решения о выполнении расчетов в плоской или пространственной постановке;
- выбор программного комплекса для численных расчетов;
- выбор конструктивных элементов коммуникаций и проектируемого объекта, подлежащих моделированию;
- выбор границ и положения расчетной области (3D модель) или расчетных сечений (2D модель);
- построение геометрической модели и сетки конечных элементов;
- составление общей модели объекта, охватывающей инженерно-геологические и конструктивные элементы;
- выбор вида и параметров модели грунта, ввод начальных условий и расчетных характеристик прочности и жесткости элементов;
- определение этапов строительства сооружаемого объекта, разбивка этапов на

расчетные шаги; составление пошаговых расчетных схем и выполнение расчетов;

- определение и расчет необходимых для проверки по предельным состояниям параметров напряженно-деформированного состояния коммуникаций;
- выполнение поверочных расчетов по предельным состояниям;
- если поверочные расчеты по предельным состояниям показывают недопустимые дополнительные деформации коммуникаций, рассматриваются возможные варианты корректировки проектных решений строящегося объекта или наиболее целесообразные методы защиты коммуникаций; решается вопрос о необходимости повторного моделирования с учетом откорректированных проектных решений или выбранных мер защиты, при положительном решении вопроса выполняются повторное моделирование и поверочные расчеты;
- если повторные поверочные расчеты по предельным состояниям показывают допустимость дополнительных деформаций коммуникаций расчеты заканчиваются; если нет, то выполняются работы согласно предыдущему пункту.

В ряде случаев деформации коммуникаций допускается принимать равными соответствующим деформациям грунта (например, для самотечных коммуникаций с неравнопрочными стыками, когда требуется определение лишь перемещений). Это допущение позволяет не включать конструкции коммуникаций в создаваемые модели и вместо трехкомпонентных моделей («проектируемый объект – грунтовый массив – коммуникация») выполнять расчеты по двухкомпонентным («проектируемый объект – грунтовый массив»).

Применение двухкомпонентных моделей позволяет заметно упростить процесс моделирования и использовать более простые программные комплексы, например, не позволяющие моделировать конструктивные элементы кольцевого сечения (трубопроводы). Решение о включении коммуникаций в модель должно приниматься прежде всего на основе выбранных для проверки условий эксплуатационной пригодности коммуникаций.

Коммуникация может быть включена в процесс моделирования и учтена одноступенчатым или двухступенчатым способами.

Одноступенчатый способ лучше использовать при моделировании коммуникаций без защитных конструкций (расположенных непосредственно в грунте), а также когда коммуникации не могут перемещаться внутри защитной конструкции. В этом случае сразу составляется и рассчитывается единая модель «проектируемый объект – грунтовый массив – коммуникация» и все необходимые параметры определяются в результате расчета одной модели.

Двухступенчатый способ лучше использовать при залегании коммуникаций в защитных конструкциях, внутри которых они могут перемещаться.

На первой ступени составляется и рассчитывается первая модель - «проектируемый объект – грунтовый массив». В результате решения этой модели определяются перемещения грунта, соответствующие положению защитных конструкций. Перемещения защитных конструкций принимаются равными соответствующим перемещениям прилегающего к ним грунта. Возможно также использование модели «проектируемый объект – грунтовый массив – защитная конструкция».

На второй ступени составляется и рассчитывается вторая модель - «защитная конструкция – коммуникация (трубопровод)». Расчет этой модели выполняется на заданные перемещения защитных конструкций (перемещения были определены в результате первой ступени расчета).

Расчетная модель объекта может быть плоской или пространственной. Пространственная модель, хотя и является более объективной, однако работать с ней сложнее. Решение о выполнении расчетов в 2D или 3D постановке должно приниматься с учетом выбранных для проверки условий эксплуатационной пригодности подземных коммуникаций, взаимного расположения и соотношения размеров строящегося объекта и существующих коммуникаций.

Численные расчеты рекомендуется использовать с применением апробированных программных комплексов, для которых ранее выполнялось сопоставление результа-

тов прогнозных расчетов и данных мониторинга (измерения осадок поверхности земли, вертикальных послойных деформаций грунта, инклинометрические измерения в скважинах и др.) на реальных объектах.

При составлении моделей следует уделять особое внимание правильности выбора тех расчетных параметров, которые не содержатся в исходной проектной документации и обусловлены лишь спецификой процесса моделирования (вид и параметры модели грунта, размеры расчетной области, дискретность расчетной сетки и др.). Их неправильный выбор может значительно повлиять на результаты прогнозных расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.

Petrukhin V.P., Isaev O.N. & Nayatov D.V. Monitoring of underground water lines in the underground construction area. *Proc. of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* Prague, 2003, Vol. 2, pp. 317-322.

Петрухин В.П., Исаев О.Н., Наятов Д.В. Система обеспечения сохранности подземных водонесущих коммуникаций при строительстве в условиях плотной городской застройки. // *Промышленное и гражданское строительство*. 2006, №8, с.13-16.

Петрухин В.П., Исаев О.Н. Вопросы защиты подземных коммуникаций при освоении подземного пространства городов. // *Сборник трудов НИИОСП*. 2008, с. 162-194.

Рекомендации по определению допустимости дополнительных деформаций городских подземных инженерных коммуникаций, находящихся в зоне влияния строительства (реконструкции) подземных и заглубленных объектов. *НИИОСП*. М., 2009.

СТО 36554501-008-2007. Обеспечение сохранности подземных водонесущих коммуникаций при строительстве (реконструкции) подземных и заглубленных сооружений. *НИЦ «Строительство» - НИИОСП им. Н.М.Герсеванова*. 2007.

Vorster T.E.B. Designing for the effects of tunnelling on buried pipelines. *Proc. of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* Alexandria, 2009, pp. 1842-1847.

Снижение полных конечных и неравномерных осадок оснований фундаментов зданий и сооружений – путь улучшения их эксплуатационных качеств и повышения долговечности

С.Г. Кушнер
УкрГИАП, Днепродзержинск, Украина

АННОТАЦИЯ: Предложено в расчетах по деформациям исходить из критерия о недопустимости малейших деформаций сооружений. Указано, что решение современных геотехнических задач требует уточнения расчета осадок, а именно учета факторов, влияющих на осадки, начальных осадок и осадок ползучести. Приведены примеры наблюдений за деформациями оснований, где проявились длительные осадки, вызванные ползучестью грунта.

Отмечена важность точного учета нагрузок на поверхности. Приведены данные наблюдений за деформациями путепроводов, где не были учтены нагрузки от примыкающих насыпей.

Рекомендовано снизить предельные значения совместных деформаций оснований и сооружений.

Предложена более простая формула для определения вертикальных нормальных напряжений на произвольной вертикали как внутри, так и вне равномерно загруженного прямоугольника. Решение позволяет отказаться от использования для этих целей метода угловых точек.

1. ПОДХОД К РАСЧЕТУ СООРУЖЕНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

1.1. Условия строительства

В последние десятилетия решение геотехнических задач резко усложнилось, что обусловлено:

возведением жилых и общественных зданий большой этажности и подземных сооружений, в ряде случаев на структурно-неустойчивых и других слабых грунтах, в условиях затесненной городской застройки большой исторической или архитектурной ценности, требующей полной сохранности;

строительством тяжело нагруженных промышленных зданий и сооружений (далее, как правило, сооружений) большой высоты на пересеченной местности и других мало пригодных под застройку территориях, сложенных грунтами различной прочности и сжимаемости;

возрастанием давлений на основание до 0,5…0,8 МПа из-за повышения высотности и нагруженности строящихся сооружений;

увеличением заглубления фундаментов в связи с выполнением подземных этажей и необходимостью передачи давления на более глубокие и плотные слои основания;

устройством путепроводных развязок в стесненных городских условиях;

повышением скорости возведения сооружений и соответственно скорости прироста давления на их основания;

ужесточением требований к величинам допустимых деформаций сооружений.

Изложенное требует новых подходов и большего внимания к расчетам сооружений по деформациям.

1.2. Критерии в расчетах по деформациям

Так как аварии сооружений из-за потери основанием прочности, устойчивости случаются крайне редко, расчеты оснований по несущей способности выполняются лишь в определенных случаях, а по деформациям практически во всех случаях.

Увеличение заглубления сооружений и соответственно пригрузки создает условия, при которых потеря несущей способности основанием будет еще менее вероятной.

Вместе с тем, в Украине и других странах СНГ имеется большое количество деформированных сооружений, в которых повреждения, вызванные неравномерными осадками оснований или ненормативными кренами, проявились в широком диапазоне от мелких волосных трещин в стенах и других конструктивах до нарушения условий нормальной эксплуатации и даже разрушения сооружений.

В настоящее время основным критерием в расчетах оснований по деформациям является условие, ограничивающее возможные совместные деформации основания и сооружения такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность.

Нормальная эксплуатация сооружения не нарушается при возникновении в стенах волосных трещин, сети трещин размером до 3-5 мм и отдельных трещин – до 8-10 мм.

Во многих случаях автор наблюдал на ДнепрАЗОТе (Днепродзержинск), концерне «Стирол» (Горловка) и других предприятиях значительное развитие трещин в стенах зданий с раскрытием даже до 20 мм, не угрожавшее их нормальной эксплуатации, Однако трещины с любым раскрытием создают неприглядный эстетический вид и угнетающе действуют на персонал цехов. Как видим, если деформации основания и сооружения не нарушали его нормальной эксплуатации, то мало кто задумывался об ухудшении эстетического вида или снижении долговечности последнего.

Следовательно, критерий, гарантирующий обеспечение нормальной эксплуатации сооружения, не исключает возможность возникновения трещин в стенах и других деформаций конструкций.

Думается, что сегодняшний подход, принятый в расчетах по деформациям (СНиП 2.02.01-83*, 1995; СП 50-101-2004, 2005) о недопустимости нарушения условий нормальной эксплуатации, неправомерен.

На наш взгляд, целесообразно исходить из критерия, как правило, не допускающего появления даже малейших деформаций сооружений, например, волосных трещин в стенах.

1.3. Факторы, влияющие на осадку

Для перехода к предложенному критерию следует, по возможности, повысить точность расчета осадок и их неравномерности, что требует более тщательного учета факторов, уменьшающих осадки оснований, нейтрализации или снижения влияния факторов, повышающих осадки, и более точного определения факторов, влияние которых может как снижать, так и повышать осадки. (Кушнер, 1990, 2008).

Снижению осадок и их неравномерности могут способствовать:

более точный учет нагрузок на поверхности;

улучшение за счет устройства искусственных оснований или укрепления грунта распределяющей способности и деформационных характеристик грунта, снижение глубины сжимаемой толщи и сроков консолидации основания;

рациональный выбор формы фундамента (в упругой стадии работы основания при $A=const$ осадки удлиненных фундаментов меньше, чем компактных, а при $b=const$ - наоборот) и глубины его заложения;

повышение за счет совместного расчета жесткости и распределяющей способности сооружения, что обеспечивает более равномерную загрузку фундаментов;

снижение размеров пластических зон под краями фундаментов за счет перехода к фундаментам конечной жесткости, придания определенного очертания контактной поверхности, закругления краев фундамента или устройства фундаментов на промежуточной подготовке;

увеличение трения по подошве фундамента за счет придания подошве шероховатой поверхности (бетонирование по слою щебня, втрамбованного в грунт);

нейтрализация негативного воздействия: мгновенного нагружения (начальных осадок), циклической и динамической нагрузок, порядка возведения сооружения и виброползучести грунта путем учета этих факторов при расчете деформаций оснований;

использование расчетных моделей, отвечающих таким особенностям текстуры грунта, как неоднородность, слоистость, ярко выраженная анизотропия;

недопущение изменения строительных свойств грунта как в ходе строительства, так и при эксплуатации с одной стороны за счет улучшения качества этих производственных процессов, с другой – путем учета возможного изменения строительных свойств грунта в расчетах осадок.

Уточнение нагрузок, модуля деформации и некоторых других факторов

может вызывать как снижение, так и повышение осадок.

1.4. Общая расчетная формула

На наш взгляд, полная конечная совместная деформация (осадка) основания и фундамента сооружения s должна определяться с учетом тех или иных ее компонентов по формуле

$$s = s_0 + s_{c1} + s_{c2} + s_s, \quad (1)$$

где s_0 - начальная или мгновенная (точнее условно-мгновенная) осадка; s_{c1} - осадка фильтрационной консолидации; s_{c2} - осадка вторичной консолидации, обусловленная ползучестью грунта; s_s - доля осадки, возникающая при давлении под подошвой фундамента, превышающем предел пропорциональности грунта (при расчетах за пределом упругости).

1.5. Начальные осадки

Начальные осадки возникают при быстром приложении нагрузки или быстром возрастании нагрузки как в полностью водонасыщенных глинистых грунтах (связаны с изменением формы), так и в несвязных грунтах, твердых и полутвердых глинистых грунтах (обусловлены изменением объема). Эти осадки крайне неравномерны и вызывают серьезные повреждения сооружений.

Они проявляются вследствие быстрого загружения испытываемых сооружений, при быстрой первичной засыпке силосов, быстром увеличении нагрузки на полы складов и основания сооружений при большой скорости монтажа последних. Поэтому их своевременный и правильный учет крайне важен, особенно при строительстве на несвязных грунтах, твердых и полутвердых глинах, где эти осадки происходят практически мгновенно.

Вычисляются начальные осадки по тем же формулам теории упругости, что и полные конечные осадки, но вместо модуля деформации используется модуль недренированного неконсолидированного сжатия (назван нами начальным Н-Н-модулем сжатия), определяемый на основании трехосных испытаний при отсутствии предварительной консолидации до испытания и недопущении дренирования в процессе испытаний.

Широкие исследования и анализ проблем, связанных с учетом начальных осадок, и результаты обширных наблюдений автора за сооружениями, претерпевшими значительные повреждения в результате начальных осадок, приведен в ряде работ автора (Кушнер, 1990, 2008 и др.).

Автор столь подробно остановился на вопросе о начальных осадках, поскольку в основных нормативных документах по расчету оснований, принятых в странах СНГ, эти осадки не учитываются.

1.6. Ползучесть грунта

Столь же важным является вопрос об учете, помимо осадок уплотнения (фильтрационной консолидации), осадок вторичной консолидации, обусловленных ползучестью грунта. В упомянутых выше нормативных документах не учитывается и ползучесть грунта.

Вместе с тем нами учитывалась ползучесть грунта при проектировании сооружений на свежеотсыпанных планировочных насыпях большой высоты и протяженности, подстилаемых сильно сжимаемыми замоченными лессовыми грунтами (Кушнер, Гинзбург и др. 1987). Учет ползучести грунта необходим при проектировании высотных сооружений даже с жесткой конструктивной схемой, поскольку при эксплуатации возможно увеличение их кренов, а также мостов (путепроводов) и других объектов, размещаемых на глинистых грунтах. В немецких индустриальных нормах и в Еврокоде 7 предусмотрен учет всех трех составляющих осадки: немедленной, консолидационной и ползучести.

Ниже приведен анализ результатов наблюдений автора за осадками ряда гранбашен и других объектов на ДнепрАЗОТе. Его площадка сложена несколькими слоями слабопроницаемых лессовых отложений, подстилаемых на глубинах 25-28 м красно-бурыми водоупорными глинами. Грунты этой площадки на разведанную глубину сверху

вниз представлены (см. рис. 1): насыпным слоем – 1, сильно сжимаемым лессовидным суглинком (γ_{II} =1,8-2,0 МПа, E = 4,62 МПа) – 2, бурым гумусированным суглинком – 3, имеющим те же свойства, что и слой 2.

Здесь в составе производства аммиачной селитры соорудили три грануляционные башни. Две из них кирпичные H = 52,5 м и Ø15,9 м, третья железобетонная H = 59 м и Ø16 м. Кольцевые железобетонные фундаменты первых двух (b = 4,6 м), заложенные на отм. 4,6 м, соединены между собой двумя параллельными лентами, служащими опорами для стен встроенного здания, кольцевой фундамент третьей башни (b = 4,8 м) заложен на отм. 5,0 м. Среднее давление на грунт: 0,19 и 0,17 МПа.

На рис. 1 представлены изменение положения уровня подземных вод (УПВ) за период строительства и эксплуатации гранбашен, характер и скорость нагружения их оснований и графики протекания осадок во времени.

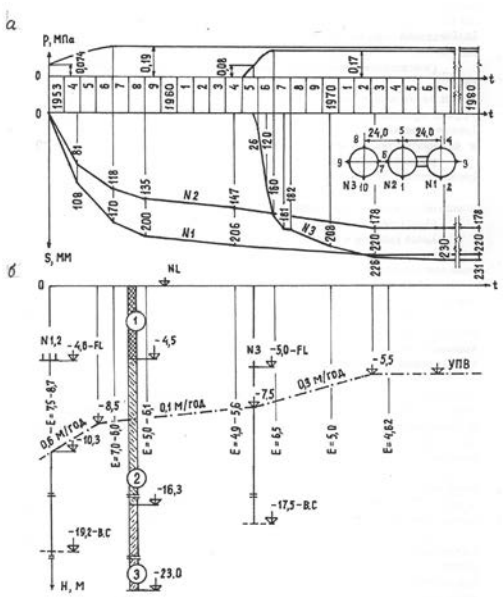


Рис. 1. Графики протекания осадок башен № 1, 2 и 3 и изменения положения УПВ во времени: NL – уровень естественного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; В.С – нижняя граница сжимаемой толщи

Из рис. 1 следует (Кушнер, 2004), что:

к 1973 г. УПВ установился на отм. 5,5м и глубина его зеркала по отношению к подошвам фундаментов башен № 1 и 2 снизилась от 5,5 м до 0,7 м, а по башне № 3 от 2,5 м до 0,5 м, что вызвало снижение модуля деформации E (усредненные в пределах сжимаемой толщи промежуточные значения E определены обратным расчетом для соответствующих моментов времени и показаны на рисунке в МПа);.

средние осадки башен № 1 и № 2 за строительный период (4 года) достигли 170 и 118 мм или 66-77 % от полных конечных осадок (220 и 178 мм);

средняя осадка башни № 3 за строительный период (2 года) составила 160 мм или 69,3 % от полной осадки (231 мм);.

заметное затухание осадок по первым двум башням проявилось к концу 1958 г., по третьей башне – к концу 1967.

Прирост давлений на основания башен был очень медленным, что исключило проявление начальных осадок. Однако при возведении, например, дымовых труб и зданий из монолитного железобетона скорость приращения давлений на основания может быть существенной.

Непрерывный подъем УПВ обусловил значительный рост осадок, длительное их протекание и существенное проявление явлений ползучести грунта. Осадки башен № 1 и 2 длились несколько более 20 лет, осадки башни № 3 – около 16 лет. Опыт геотехнического проектирования автора на лессовых структурно-неустойчивых грунтах говорит о неизбежности подъема УПВ и ухудшения свойств грунтов даже, если нет источников замачивания. Это связано с уменьшением зоны аэрации при застройке. Бороться с этим явлением можно путем устройства .вентиляционных дренажей.

Конец фильтрационной консолидации грунта и начало процесса вторичной консолидации нами определены по Казагранде (Цытович, 1983).

По башням № 1, 2 начало процесса ползучести грунта относится к концу 1958 г., а по башне № 3 – к концу 1967 г. Таким образом, продолжительность процесса вторичной консолидации в обоих случаях равнялась 14 годам. За этот период осадки ползучести по башням № 1, 2 и 3 составили

20, 43 и 49 мм или 9,1, 24,2 и 21,2 % от полной конечной осадки.

Крен башен № 1 и 2 составил 0,0035 и 0,002, что ниже нормативного, крен башни № 3 достиг 0,0062, превысив допустимый на 55% и. В данном случае это не повлияло на условия нормальной эксплуатации башни. Натурные значения конечных осадок кольцевых фундаментов нами сравнивались с расчетными конечными осадками, которые определялись по разным формулам, исходя из модели упругого полупространства.

Расчетные осадки, найденные по всем формулам, достаточно близки к натурным. Они составили: по башням № 1 – 95-126 %, № 2 – 118-156 % , № 3 – 68-96 % от натурных (Кушнер, 1990).

1.7. Аварийные неравномерные осадки путепроводов

Приведем данные наших наблюдений за осадками опор ж.д. путепровода длиной 103,9 м (рис. 2, *а*, *б*) на подъездном пути к коксохимзаводу (Днепродзержинск), где проявились длительные консолидационные осадки и продолжительные незатухающие осадки вторичной консолидации (Кушнер, Резников, 1993, Кушнер, 2004). Фундаменты

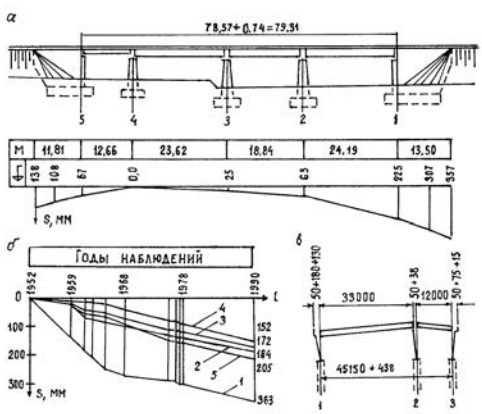


Рис. 2. Схемы деформации путепроводов из-за неучтенных нагрузок на поверхности и изменения свойств грунтов

опор путепровода заглублены ниже планировочной отметки на 3,2 – 4,4 м и опираются на мощную лессовую толщу замоченных сильно сжимаемых грунтов, аналогичных описанным выше. За период эксплуатации с 1952 по 1988 г УПВ поднялся на 14,0 - 16,1 м и установился на глубине 2,6 м от поверхности планировки.

Причинами аварийных неравномерных осадок опор, особенно устоев с наклоном их в сторону насыпей, вызвавших увеличение расстояния между шкафными стенками устоев на 0,74 м, разрушение опорных частей, анкерных болтов и необходимость неоднократного наращивания пролетных строений, явились как непрерывный подъем УПВ и повышение сжимаемости грунтов, так и неучтенная односторонняя пригрузка фундаментов устоев подходными насыпями высотой до 10 м. Осадки уплотнения длились 25 лет и завершились в 1977 г. Начало процесса вторичной консолидации также определено по Казагранде. Наблюдения за осадками опор 2 - 4 и передних граней устоев велись до конца 1990 г. Незатухающие осадки всех фундаментов, вызванные ползучестью грунта, за 13 лет к 1990 г. (как позднее сообщили автору, к 1992 г. эти осадки прекратились) достигли значений 45-63 мм, или 12,9 – 41,5 % от величин полной конечной осадки (152-363 мм). Полная осадка задних граней устоев № 1 и № 5 составила 363+357=720 мм и 152+138 = 290 мм.

В эскизных расчетах следовало бы принимать (СНиП II-16-77, 1977) осадку от ползучести грунта в размере 35 % от полной конечной осадки. В окончательных расчетах параметры ползучести грунта надо определять по данным дренированных компрессионных испытаний (СНиП 2.02.02-85*, 1988). Необходимость исследования свойств ползучести глинистых грунтов следует отразить в нормах проектирования.

Подобные деформации с наклоном устоев в сторону насыпей такой же высоты претерпел автодорожный путепровод (рис. 2, *в*). Поскольку только с 1957 г. в нормы по проектированию мостов ввели указания о необходимости учета давления на основания устоев от примыкающих насыпей и то при высоте их более 12 м, в обоих описанных случаях это давление не учли. Основанием путепровода служат лессовые просадочные грунты естественной влажности. На рисунке показаны проектные зазоры между пролетными строениями и устоями и два

этапа их увеличения. Возникновение аварийного состояния на I этапе (1995 г.) ошибочно объяснили замачиванием грунта и просадками. Реальные причины подобных деформаций были указаны в работе (Кушнер, Резников, 1993). Эта ошибка вылилась в подведение свай Ø 300 мм и длиной 20 м под опоры путепровода. После повторной отсыпки насыпей у устоев и II этапа деформаций (1998 г.) расстояние между шкафными стенками устоев возросло до 438 мм, что потребовало удлинения пролетного строения l = 33 м. Полагаем, что давление на основания устоев от примыкающих насыпей следует учитывать при любой их высоте.

1.8. Допустимые совместные деформации

Для предотвращения малейших деформаций сооружений следует также снизить предельные значения максимальных осадок и их неравномерности, принятые еще в бывшем СССР и рекомендуемые нормами стран СНГ (СНиП 2.02.01-83*, 1995; СП 50-101-2004, 2005; ДБН В.2.1-10-2009, 2009), до принятых в ряде европейских стран и Еврокоде 7.

В нормах стран СНГ, например, для одноэтажных и многоэтажных зданий с полным каркасом, исходя из материала каркаса и условия отсутствия дополнительных усилий в конструкциях при неравномерных осадках, рекомендованы значения угла поворота или относительной разности осадок $(\Delta s/L)_u$ = 0,002 - 0,006. По тем же нормам значения средних и максимальных $s_{max,u}$ осадок могут достигать 8-15 см, а для сооружений с жесткой конструктивной схемой – гораздо больших значений.

Вместе с тем, известно, что чем больше осадка сооружения, тем больше могут быть и значения $(\Delta s/L)_u$, причем последние могут достигать 50% (Цытович, 1951) и даже 75% (Терцаги и Пек, 1961) от максимальной осадки.

Безопасным пределом, предшествующим появлению трещин в стенах, является значение $(\Delta s/L)_u$ = 0,002 (DIN 4019, Teil 1 und 2, 1979). Таким образом, при допускаемых значениях $(\Delta s/L)_u$ в стенах возможно возникновение трещин.

В Еврокоде 7 принята градация допустимых углов поворота от 0,0005 до 0,0033, т. е. для ряда сооружений угол поворота может быть меньше или больше 0,002. По мнению автора, большие углы поворота, не нарушающие условий нормальной эксплуатации сооружения, могут быть допущены по согласованию с заказчиком, если в целях снижения первоначальных затрат он согласен на выполнение последующего ремонта после стабилизации осадок. Такой подход может быть оправдан только в тех случаях, когда ожидаемая стабилизация осадок может завершиться в строительный период. Это должно быть отражено в задании на проектирование.

Там же установлено, что допустимая полная осадка равна 50 мм. Однако она может быть повышена, если разность осадок и общая осадка не вызовут трудностей при эксплуатации сооружения.

При проектировании оснований для сооружений производства полиизоцианатов на переувлажненных лессовых грунтах ДнепрАЗОТа французская фирма, разработавшая технологический процесс, потребовала, чтобы максимальные осадки не превысили 50 мм. За счет устройства уплотненных распределяющих подушек из отвального доменного шлака толщиной до 3 м (с течением времени этот шлак схватывается, образуя материал типа тощего бетона), автору удалось ограничить натурные осадки значениями 25 – 50 мм.

Как видим, целесообразность снижения допустимых значений деформаций, принятых в нормах стран СНГ, очевидна.

2. ПРОСТРАНСТВЕННАЯ ЗАДАЧА ДЛЯ ЛЕНТОЧНЫХ И ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

2.1. Полубесконечная полосовая нагрузка

Выше отмечалось, что одним из важнейших факторов, направленных на снижение или уточнение осадок, является правильный учет нагрузок на поверхности.

На основания сооружений могут воздействовать дополнительные напряжения от таких видов нагрузок на поверхности:

подходных насыпей к устоям мостов и другим сооружениям, обсыпок резервуаров выше уровня естественного рельефа, планировочных насыпей, сыпучих и других складируемых материалов и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов как снаружи сооружения, так и внутри его на полах погрунту, и от других видов нагрузок.

Напряжения под примыкающими к устоям мостов насыпями, ленточными фундаментами пристроек к основным зданиям и в других случаях, когда загруженная полоса имела конечные размеры, длительное время определялись по решению Митчелла-Колосова для полосы бесконечной длины (плоская задача).

Приводим универсальное решение пространственной задачи для полосы полубесконечной длины (Кушнер, Хаин, 1996, 1999).

Вертикальные нормальные напряжения σ_{zp} на произвольной вертикали под полосой шириной b и за ее пределами определяются по формулам (рис. 3):

для равномерной нагрузки p, кН/м^2

$$\sigma_{zp} = \frac{p}{2\pi}\left\{ arctg\frac{m_i}{z} + arctg\frac{m_i y}{zR_i} + \right.$$

$$\left. + \frac{m_i z}{R_i}\left[\frac{R_i + y}{m_i^2 + z^2} + \frac{y}{y^2 + z^2}\right]\right\}_{m_2}^{m_1} = \frac{p}{2\pi}\left[F(m_1) - \right.$$

$$\left. - F(m_2)\right], \qquad (2)$$

где $m_1 = x + b/2$; $R_1 = \sqrt{m_1^2 + y^2 + z^2}$;

$m_2 = x - b/2$; $R_2 = \sqrt{m_2^2 + y^2 + z^2}$;

для треугольной нагрузки

$$\sigma_{zp} = k\left\{ arctg\frac{B_i}{z} + arctg\frac{B_i y}{zR_i} + \frac{z}{2}\left[\frac{2B_i}{B_i^2 + z^2} + \right.\right.$$

$$\left. + 3\frac{B_i R_i}{y(B_i^2 + z^2)} - \frac{B_i}{yR_i}\left(\frac{y^2}{B_i^2 + z^2} + \frac{y^2 + 3z^2}{y^2 + z^2}\right)\right] -$$

$$\left. - \frac{z^3(R_i + y)}{xR_i(B_i^2 + z^2)}\right\}_{B_2}^{B_1} = k\left[f(B_1) - f(B_2)\right], \qquad (3)$$

где $B_1 = b - x$; $R_1 = \sqrt{(b-x)^2 + y^2 + z^2}$;

$B_2 = -x$; $R_2 = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$; $k = \frac{q_0 x}{2\pi b}$;

q_0 - максимальная ордината треугольной нагрузки. Здесь начало координат расположено в точке с нулевой ординатой треугольной нагрузки (в вершине острого угла треугольника), ось y направлена вдоль края полосы, оси x, . z - как на рис. 3.

Из этих формул легко осуществляется переход к формулам плоской задачи.

Для равномерной нагрузки найдены также все компоненты напряжений.

На основании приведенного решения в этих же работах путем изменения пределов интегрирования, а также методом суперпозиции решены задачи, определяющие напряжения в основании:

от сплошной равномерной нагрузки на половине и четверти граничной плоскости полупространства;

от равномерной нагрузки на угле ленточного фундамента и у торцов полосы.

2.2. Прямоугольный фундамент

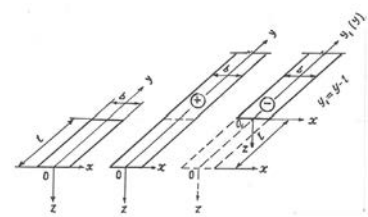


Рис.3. Схема к выводу формулы для расчета осадок прямоугольного фундамента

Приводим найденное нами по принципу суперпозиции решение, определяющее напряжения σ_{zp} в основании равномерно загруженного гибкого прямоугольного фундамента . Из напряжений, определяемых формулой (2) и отвечающих полосе I, вычитаются напряжения, определяемые той же формулой, но действующие под полосой II. Начало координат полосы I – (x = 0, y = 0, z = 0), полосы II - (x = 0, $y_1 = l$, z = 0), где $y_1 = y - l$. В результате получаем новую формулу для определения напряжений на произвольной вертикали как внутри, так и вне прямоугольного фундамента в виде

$$\sigma_{zp} = \frac{p}{2\pi}\left\{ arctg\frac{m_i y}{zR_I} - arctg\frac{m_i(y-l)}{zR_{iy_1}} + \right.$$

$$+\frac{m_i z}{R_i}\left[\frac{R_i + y}{m_i^2 + z^2} + \frac{y}{y^2 + z^2}\right] -$$

$$\left. -\frac{m_i z}{R_{iy_1}}\left[\frac{R_{iy_1} + y - l}{m_i^2 + z^2} + \frac{y-l}{(y-l)^2 + z^2}\right]\right\}_{m_2}^{m_1} =$$

$$= \frac{p}{2\pi}\left[\psi(m_1) - \psi(m_2)\right], \qquad (4)$$

где l – длина прямоугольного фундамента, а b – по-прежнему, его ширина; m_i и R_i принимаются из формулы (2);

$$R_{iy_1} = \sqrt{m_i^2 + (y-l)^2 + z^2}\ .$$

Подобная задача была решена очень сложным путем на основе предложенной академиком Галеркиным функции напряжений (Короткин, 1938), причем конечные формулы были получены в чрезвычайно сложном виде. Аналогичное решение с таким же сложным конечным результатом было получено путем интегрирования выражения для напряжений от сосредоточенной силы по площади прямоугольника (Егоров, 1949). Сложность вычисления напряжений по этим формулам привела к необходимости использования метода угловых точек.

Формула (4) гораздо проще и может использоваться взамен нахождения напряжений по методу угловых точек. По этой формуле могут быть легко составлены таблицы.

Из формулы (4), используя координаты $x = 0$ и $y = l/2$, легко переходим к формуле для определения напряжения σ_{zp} на вертикали, проходящей через центр фундамента. В безразмерных координатах $\zeta = 2z / b$ и $\eta = l/b$ она выражается в виде

$$\sigma_{zp} = \frac{2p}{\pi}\left[arctg\frac{\eta}{\zeta\sqrt{\zeta^2 + \eta^2 + 1}} + \right.$$

$$\left. + \frac{\zeta\eta(2\zeta^2 + \eta^2 + 1)}{(1+\zeta^2)(\eta^2 + \zeta^2)\sqrt{\zeta^2 + \eta^2 + 1}}\right]. \qquad (5)$$

Пример.

Найденные по формуле (4) напряжения σ_{zp} в точке с координатами в м $x = b/4 = 1$, $y = 3l/4 = 6$, $z = 2$ в основании загруженного равномерной нагрузкой интенсивностью p прямоугольного фундамента размерами $b = 4$ и $l = 8$м равны $\sigma_{zp} = 0{,}669p$. Напряжения в той же точке, полученные на основании метода угловых точек, составляют $\sigma_{zp} = 0{,}678p$. Расхождение в 1,3% обусловлено несколько меньшей точностью вычислений с помощью таблиц по методу угловых точек.

3. ЛИТЕРАТУРА

Deutsche Normen. Baugrund. Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung. DIN 4019, T.1, 1979.

Deutsche Normen. Baugrund. Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung. DIN 4019, T.2, 1981.

Кушнер С.Г., Гинзбург Л.К. и др., 1987. Сравнение расчетных и фактических осадок фундаментов, возведенных на насыпных грунтах. *Основания, фундаменты и механика грунтов,* № 2, с. 15-19.

Кушнер С.Г., 1990. Расчет осадок оснований зданий и сооружений. Киев. Будивэльныk.

Кушнер С.Г., Резников О.М., 1993. Деформации путепровода на лессовых грунтах. *Транспортное строительство*, № 4, с. 20-23.

Кушнер С.Г., Хаин В.Я., 1996. Напряженное состояние оснований фундаментов от воздействия нагрузок на поверхности. *Основания, фундаменты и механика грунтов.* № 1, с. 5-9.

Кушнер С.Г., Хаин В.Я., 1999. Компоненты напряжений в основании полосы полубесконечной протяженности, загруженной вертикальной равномерной нагрузкой. *Основания, фундаменты и механика грунтов.* № 3, с. 2-5.

Кушнер С.Г., 2004. Строительство крупных сооружений на сжимаемых основаниях. *Труды международной геотехнической конференции*, *Алматы*, с. 308-311.

Кушнер С.Г., 2008. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. Запорожье, ООО ИПО Запорожье.

Основания гидротехнических сооружений, СНиП II-16-77. 1977, Москва, Стройиздат.

Основания гидротехнических сооружений, СНиП 2.02.02.85* 1986., Москва, Госстрой СССР.

Основания зданий и сооружений, СНиП 2.02.01.83* 1995., Москва, Госстрой СССР.

Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений, СП 50-101-2004, Москва, НИИОСП.

Основи та фундаменти споруд. Основні положення проєктування, ДБН В.2.1-10-2009, 2009, Київ, Мінрегіонбуд України.

Терцаги К, Пек Р., 1961. Механика грунтов в инженерной практике, Москва, Госстройархстройматиздат.

Цытович Н.А., 1951. Механика грунтов. Москва - Ленинград, Госстройархиздат.

Цытович Н.А., 1983. Механика грунтов (краткий курс). Москва, Высшая школа.

Экспериментально-теоретические исследования взаимодействия мембранного фундамента с грунтовым основанием

Я.А. Пронозин, А.Д. Гербер, О.С. Порошин
ТюмГАСУ, г.Тюмень, Россия

АННОТАЦИЯ: В данной статье в качестве альтернативы плитным фундаментам гражданских и промышленных зданий предложен мембранный фундамент. В изложенных материалах представлены результаты полевых натурных экспериментов, предложена методика расчета цилиндрических мембранных фундаментов, выполнено сопоставление теоретических и экспериментальных данных, сделаны выводы.

Строительство и реконструкция зданий и сооружений во многих городах, расположенных в Западно-Сибирской низменности, связано с проблемой недостаточно прочных сильно сжимаемых оснований. Вследствие незначительного расчетного сопротивления и модуля деформации грунтов при строительстве зданий даже средней этажности зачастую приходится использовать свайные или сплошные плитные фундаменты. Последние в силу большой площади вовлекают в работу значительный объем грунтового массива и, тем самым, позволяют выходить на нормативные значения осадок и среднее давление под подошвой, не превышающее расчетного сопротивления грунта. Однако данные фундаменты характеризуется весьма высокими материальными, энергетическими и финансовыми затратами.

В качестве альтернативы использования сплошных плитных фундаментов был предложен и испытан на крупномасштабной модели мембранный фундамент. Данный фундамент (рис.1) состоит из железобетонного опорного контура, который включает продольные ребра 1, поперечные ребра 2 и силовой мембраны 3, выполненной из высокопрочной геосетки марки ССП30/30-2,5. Габаритные размеры фундамента в плане – 3,7х1,8м. Ширина ребер опорного контура – 0,25м, пролет мембраны – 1,3м, стрела подъема – 0,16м. Кривизна основания мембраны формировалась по параболической функции по естественному грунту (табл. 1). Мембрана, состоящая из шести слоев геосетки, укладывалась на спланированное основание через прокладку в виде двух слоев полимерной пленки с внутренней смазкой. Использование прокладки с внутренней смазкой позволяет значительно снизить коэффициент трения на контакте «мембрана – грунтовое основание». Это позволило добиться приблизительно одинаковых значений усилий растяжения в мембране по всему пролету.

Надежность работы мембранного фундамента обеспечивается незначительной изменчивостью прочностных свойств геосентетических материалов и назначением соответствующих коэффициентов условия работы γ_c.

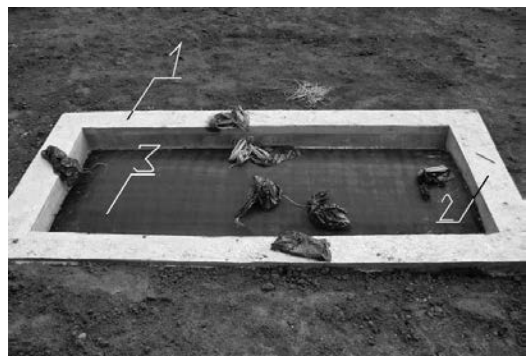


Рис. 1. Мембранный фундамент; общий вид

Нагружение велось предварительно взвешенными бетонными блоками ФБС 24х6х6. Нагрузка от блоков передавалась на продольные ребра железобетонного опорного контура (рис.2).

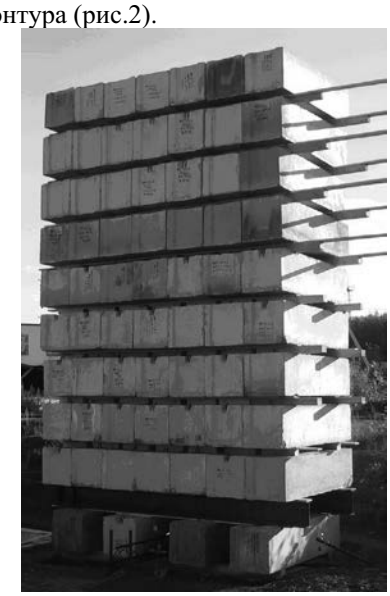


Рис. 2. Мембранный фундамент; испытание статической нагрузкой

Измеряемыми величинами являлись: осадка опорного контура, осадки мембраны, горизонтальные деформации опорного контура, контактные вертикальные и горизонтальные давления под опорным контуром, контактные давления под мембраной. Измерение осадок проводилось поверенными прогибомерами 6ПАО, горизонтальных деформаций – индикаторами ИЧ-10, измерение контактных давлений производилось тарированными мессдозами мембранного типа. Регистрирующей аппаратурой для измерения контактных давлений являлся автоматический цифровой преобразователь Field Point (National Instruments).

Таблица 1. Физико-механические свойства грунта (начало)

Глубина взятия пробы, м	Влажность естественная W, д.е.	Число пластичности I_p, д.ед	Показатель текучести I_l, д.е.	Плотность ρ, г/см³	Коэффициент пористости e
1,00	0,22	0,15	0,07	1,97	0,67
2,00	0,17	0,14	0,08	1,98	0,60
3,00	0,2	0,1	0,01	1,95	0,67
4,00	0,23	0,14	0,36	1,98	0,68

Таблица 1. Физико-механические свойства грунта (окончание)

Глубина взятия пробы, м	Компрессионный модуль деформации E, МПа	Штамповый модуль деформации E, МПа, [2]	Штамповый модуль деформации E, МПа, [3]	Угол внутреннего трения φ,градус	Удельное сцепление c, МПа
1,00	3,80	7.98	17.10	22	0,026
2,00	5,19	9.34	20.24	20	0,017
3,00	2,79	5.86	12.55	19	0,030
4,00	4,69	8.44	21.1	23	0,019

Первая ступень соответствовала среднему давлению под подошвой фундамента – 0,012МПа, последующие 9 ступеней – 0,021МПа. Общая суммарная нагрузка на фундамент составила 1340кН, что соответствовало среднему давлению под подошвой фундамента – 0,201МПа. Расчетное сопротивление грунта основания R=0,203МПа.

В ходе исследования было испытано три идентичных крупномасштабных модели цилиндрического мембранного фундамента.

Для прогноза взаимодействия мембранных фундаментов с грунтовым основанием авторами разработана расчетная модель и предложено аналитическое решение с использованием гипотезы Винклера [1].

Расчетная схема для определения совместной работы мембраны и опорного контура представлена на рис. 3.

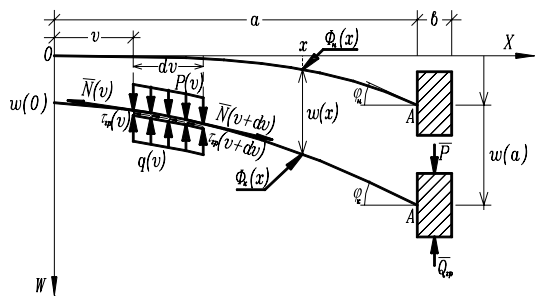


Рис. 3. Расчетная схема мембранного фундамента

Уравнение деформирования мембраны в пренебрежении ее жесткостью имеет следующий вид:

$$-N(x)(\Phi''_{n}+w'')+k(x)w=0$$

Граничные условия:

Пусть $\varphi_k = arctg(\Phi'_n(a)+w'(a))$, тогда

$w'(0) = 0$,

$N_a \sin\varphi_k + k_{on_kon} b w(a) = P_{on_kon}$

, где:

$\Phi_н(x)$ – уравнение срединной поверхности мембраны до деформирования;

$\Phi_k(x)$ – уравнение срединной поверхности мембраны после деформирования;

$w(x) = \Phi_k(x) - \Phi_н(x)$ – осадка мембраны;

$N(x)$ – растягивающая сила в мембране в точке с координатой x;

N_a – растягивающая сила в мембране в точке с координатой a, соответствующей сопряжению мембраны с опорным контуром;

$k(x)$ – переменный коэффициент постели, описывающий отпор грунта под мембраной;

k_{on_kon} – коэффициент постели, описывающий отпор грунта под опорным контуром;

φ_k – конечный угол между горизонталью и касательной к мембране в месте сопряжения с опорным контуром;

b – ширина ребер опорного контура.

В расчетах учтен коэффициент трения между мембраной и грунтом - $\lambda = 0{,}1$, значение которого определено экспериментально.

В расчетах коэффициент постели под мембраной и опорным контуром принимался из расчета средней осадки и среднего давления под фундаментом на заданной ступени нагружения.

На рис. 4 показаны теоретические и усредненные экспериментальные значения осадок поперечного сечения мембранного фундамента.

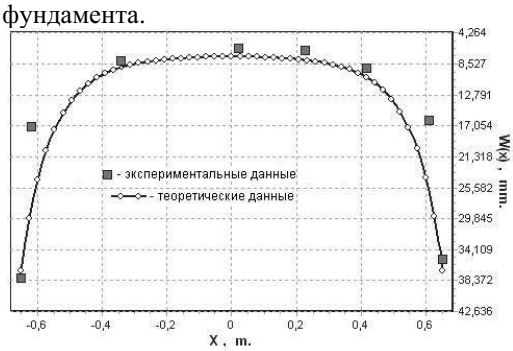


Рис. 4. Экспериментальные и теоретические значения осадок

Максимальное экспериментальное значение осадки опорного контура мембранного фундамента составило – 38,4мм, минимальное в центре мембраны – 5,4мм. Средняя экспериментальная осадка по площади фундамента составила – 19,7мм.

Разница между экспериментальными и теоретическими значениями осадок опорного контура и центральной части мембраны находится в пределах 15%. Наибольшее расхождение в значениях осадок соответствует краевым зонам мембраны в месте ее сопряжения с опорным контуром. Так, на расстоянии 40мм от ребра опорного контура разница достигает 29%.

Следует отметить, что расчетное значение средней осадки фундамента размерами 3,7х1,8м, при среднем давлении под подошвой фундамента – 0,201МПа составляет:

по компрессионному модулю деформации – 87,6мм;

по штамповому модулю деформации, определенному согласно рекомендациям [2] – 44,8мм;

по штамповому модулю деформации, определенному согласно рекомендациям [3] – 20,3мм.

Экспериментальная осадка жесткой плиты с размерами, аналогичными мембранному фундаменту, составила – 15,21мм.

На рис. 5 показаны теоретические и усредненные экспериментальные значения контактных давлений в поперечном сечении мембранного фундамента

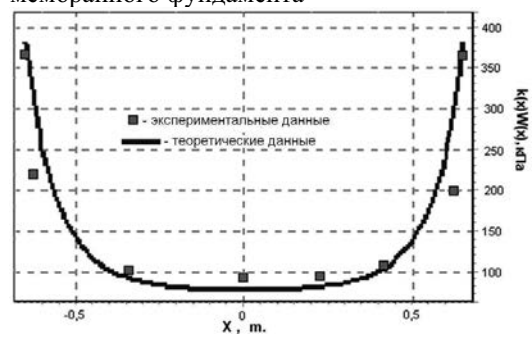


Рис. 5. Экспериментальные и теоретические значения контактных давлений

Теоретические значения контактных давлений под мембранным фундаментом, рассчитанные по разработанной авторами методике, достаточно близко совпадают с экспериментальными значениями под опорным контуром и большей части мембраны, за исключением краевой зоны. Разница в значениях находится в пределах 18%. В краевой зоне мембраны разница достигает 36%.

Больший разброс теоретических и экспериментальных значений осадок и контактных давлений в зоне сопряжения мембраны с опорным контуром связан, на наш взгляд, с влиянием резкого перехода в значениях жесткости ребра опорного контура и мембраны, а также значительным боковым давлением продольного ребра опорного контура на грунт в силу появления горизонтальных усилий распора.

На рис.6 представлен график теоретических значений усилия растяжения в мембране. График имеет выраженную нелинейность в приопорной зоне в виду значительной кривизны мембраны на данном участке. Однако за счет незначительного коэффициента трения λ=0,1 продольная сила в пролете меняется незначительно.

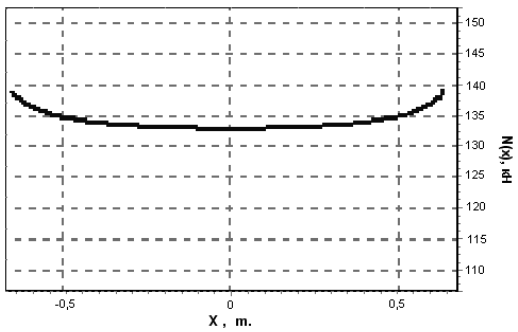


Рис. 6. Теоретические значения усилия растяжения в мембране

Анализ перераспределения суммарной нагрузки на мембранный фундамент показал, что на первых ступенях нагружения большая часть нагрузки передается через опорный контур. С ростом нагрузки больше вступает в работу мембранная часть фундамента (табл.2). В предельном состоянии под ребрами опорного контура рост контактного давления может прекратиться вследствие развития зон пластических сдвигов [4]. При этом грунт под мембраной будет находиться в стадии линейного деформирования. Эффективность использования мембранного фундамента растет с ухудшением физико-механических свойств грунтов, так как это приводит к полноценному включению мембраны в работу уже на начальных этапах нагружения.

Таблица 2. Распределение внешней нагрузки между опорной и мембранной частью фундамента

$P_{ср}$, кПа		33	75	117	159	201
Доля восприятия реактивного отпора, %	Опорный контур	93	72	62	58	52
	Мембрана	7	28	38	42	48

Выводы.

1. При соответствующем обосновании цилиндрические мембранные фундаменты могут быть использованы для строительства простых в плане зданий с регулярным шагом несущих стен или регулярной сеткой колонн.
2. Осадки мембранного фундамента на суглинках от полутвердой до мягкопластичной консистенции находятся в пределах расчетных и существенно меньше предельных нормативных значений [5].
3. Эффективность использования мембранных фундаментов повышается с увеличением сжимаемости грунтового основания и, таким образом, наиболее эффективна на слабых основаниях.
4. Разработанная авторами методика расчета мембранных фундаментов позволяет с достаточно высокой точностью прогнозировать их взаимодействие с грунтовым основанием под нагрузкой.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов – Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. *Расчет конструкций на упругом основании*. М.: Стройиздат, 1984.
2. *Рекомендации по определению значения модуля деформации грунтов по результатам компрессионных испытаний с использованием региональных корректировочных коэффициентов*. Томск: Издательство ТГАСУ, 2007.
3. Игнатова О.И. Корректировка значений модулей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных на компрессионных приборах. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1968, №2.
4. Пронозин Я.А. Особенности взаимодействия фундаментов-оболочек с грунтовым основанием. *Известия высших учебных заведений. Строительство*, 2009, №1, стр.3-6.
5. СНиП 2.02.01-83* *Основания зданий и сооружений.* М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2002.

Глубинное уплотнение основания и численный анализ ситуации строительства высотного здания «Sea Towers» в Гдыне

М. Топольницки
ООО «Келлер Польша», г. Гдыня, Польша

Г. Солтис, В. Квятковски
ООО «Келлер Польша» , г. Гдыня, Польша

АННОТАЦИЯ: Фундамент здания выполнен в виде железобетонной плиты, опирающейся на систему состоящую из трёх диафрагм, выполненых по технологии «стена в грунте», и на грунт. С точки зрения окончательного влияния грунта основания, находящегося под плитой, на устойчивость фундамента, запроектировано и выполнено уплотнение основания с помощью погружаемых вибраторов системы Келлера. Представлен перечень работ, а также контрольные изыскания. Для обоснования взаимного влияния системы плита – стена в грунте – основание, после уплотнение грунта, использованы и описаны численные расчёты FEM, выполненные в пространственной постановке.

1. ВСТУПЛЕНИЕ

Построенное в Гдыне жилое здание с частью офисно – бытовых (сервисных) помещений под названием Си Тауерс (Sea Towers), расположено в центре города, в непосредственной близости от набережной Президента. Здание имеет интересное архитектурное решение и состоит из двух башен высотой в 36 и 28 этажей, соединённых переходами (рис. 1). Более высокая башня вместе с антенной мачтой имеет высоту 138 м, а на её самом высоком уровне расположена смотровая терраса с открывающимся широким обзором на Гданьский залив. В Си Тауерс находиться также развлекательно – увеселительный комплекс, площадью 1300 м^2, где расположены салоны SPA, зона активного отдыха и тренажёрный зал, а также бар и зимний сад. Три нижних этажа здания предназначены для частных офисов и предприятий сферы услуг.

Фундамент здания выполнен в виде железобетонной плиты толщиной от 0,6 до 2,4 м, опирающейся на систему из трёх независимых участков «стены в грунте», погружённых на глубину от 11,5 до 14,2 м от нижней плоскости плиты. Нагрузки под фундаментной плитой, определенные предварительно до окончания всех проектных работ над заключительной конструкцией объекта, составили около 500 и 600 кПа соответственно под низкой и высокой башнями, а также от 80 до 150 кПа в зоне офисной части здания. С точки зрения окончательного влияния грунта основания, находящегося под плитой, на обеспечение устойчивости фундамента, запроектировано и выполнено уплотнение песчаного грунта на глубину от 5 до 8 м ниже уровня рабочей платформы (+1,6 м) с помощью технологии виброфлотации [1,2].

Рис. 1. Вид на Си Тауерс со стороны набережной Президента в Гдыне (Инвестор: Инвест Комфорт SA; архитектор: Анжей Капущик, Вена; конструкторы: BWL Проект, Варшава; геотехнический надзор: Геосинтекс, Гдыня; визуализация - Инвест Комфорт SA)

2. ПРОЕКТ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

В районе возведения здания преобладают несвязанные грунты, главным образом, пески средние и мелкие с локальным включениями намывного грунта (рис. 5 и табл. 1). На глубине около 35-38 м залегает слой ила толщиной 0,5 – 3 м. Часть территории, прилегающей к набережной Президента, шириной около 50 м, использовалась во время стоительства Гдыньского порта для погружения предварительно изготовленной железобетонной опалубки методом откачивания воды с последующим бетонированием. В связи с этим, на данной территории преобладают намывные грунты, со степенью плотности от 0,25 до 0,50. Ещё ниже залегают пески со степенью плотности (ID=0,7).

Уплотненный грунт разделен по глубине на три зоны, расположенных соотвтетсвенно на отметках -3,400; -4,400 и -6,400 м ниже уровня моря (рис. 5). Грунтовое основание уплотнялось с помощью погружаемых вибраторов системы «Келлер». Свободно подвешенные на кране вибраторы погружались в грунт до планируемой отметки под действием вибрации, а также собственного веса (рис. 2), независимо от влияния воды и воздуха. Всего выполнено 1112 точек.

Для пунктов уплотнения с шагом по площади 3x3 м использовался единичный вибратор типа S: мощностью 120 кВ, с силой воздействия 230 кН, частоте вибрации 30 Гц и амплитуде вибрации около 20 мм. Для пунктов уплотнения с шагом по площади 2x2 м использовались два равноудалённых работающих вибратора типа M: мощностью 55 кВ, с силой воздействия 146 кН, частотой вибрации 50 Гц и амплитуде вибрации около 8 мм, подвешенные на траверсе крана.

В процессе глубинного уплотнения досыпался наполнитель (щебень, гравий) с зернистостью 0-32 мм, с содержанием пылевых фракции ниже 4% и степенью неоднородности $C_u=d_{60}/d_{10}>3$, в количестве, зависящем от удельного объёма создаваемых слоёв и реакции основания. Всего для укрепления грунта использовано 2322 т наполнителя.

При выполнении работ тщательно контролировалась отметка рабочей поверхности. Среднее понижение территории после уплотнения основания составило 19 см, что непосредственно указывает на высокую эффективность использования метода глубинного уплотнения грунта. На рис. 3 представлен вид дна котлована.

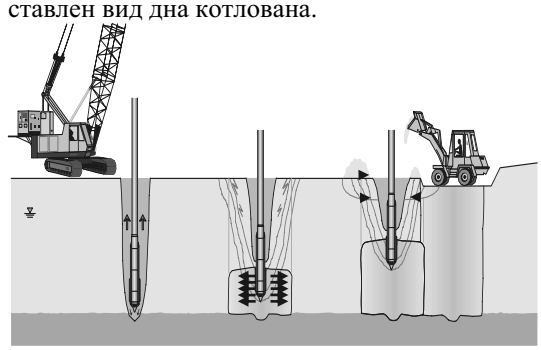


Рис. 2. Схема глубинного уплотнения грунта с помощью вибраторов системы «Келлер»

Рис.3. Вид поверхности дна котлована (на переднем плане видны места уплотнения грунта; на общем плане: выполнение бетонной подготовки и монтаж каркаса фундаментной плиты), фото Инвест Комфорт SA.

3. КОНТРОЛЬНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ УПЛОТНЕННОГО ГРУНТА

При выполнении контрольных изысканий исследовалась степень уплотнения грунта с использованием динамического зондирования зондом SD-30. Было выполнено 14 измерений до и 17 после уплотнения основания. Дополнительно в 6-ти точках произведено статическое зондирование с измерением порового давления CPTU, кроме того по окончании работ в 7 точках измерения выполнены дилатометром. Данное исследование проводилось независимо от контрольных изысканий, выполняемых службой геотехнического надзора.

На рис. 4 представлен пример динамического зондирования, выполненного в одном и том же месте (a) до и (b) после уплотнения

основания. Результат (b) указывает на достигнутый уровень улучшения свойств грунтового основания при уплотнении. Измерение дилатометром использовалось для непосредственного определения модуля податливости основания в зоне уплотнения. При этом, согласно расчетным конструктивным требованиям, необходимо было обеспечить величину одометрического модуля сжатия, как минимум 80 МПа.

4. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЯ НА УПЛОТНЕННОМ ОСНОВАНИИ

Численный анализ ситуации строительства здания выполнен с целью определения расчетной величины осадки высотного здания и деформаций плиты. Принималось во внимание выполненное уплотнение основания, а также взаимное влияние плиты фундамента, стены в грунте и грунта основания. При создании расчетной геометрической модели фундамента и основания здания использован метод конечных элементов в пространственной постановке, реализованный в программе PLAXIS 3D. Использовалась усредненная нагрузка на фундаментную плиту, рассчитанная с запасом. По принятой схеме распределение нагрузок в основном приходилось на «стену в грунте». Использование классической схемы равномерного распределения нагрузки при определении осадки фундаментной плиты, показало развитие неблагоприятной ситуации. В расчетной схеме принят полный контакт между «стенами в грунте» и грунтом.

Слои под номерами 5 – 13, смоделированны в их пространственном положении и отображает всю собранную информацию об основании. Конструкция модели и расположение слоев в выбранном поперечном разрезе А-А, показано на рис. 5. Физико-механические свойства слоев грунта представлены в табл. 1.

На рис. 6 и 7 представлена расчетная осадка, а также деформированная схема фундаментной плиты. Максимальная расчетная осадка под высотной частью здания (башней) составила 103 мм. Прогноз осадок выполненный до начала строительства, носил консервативную оценку средних давлений под башнями и фундаментной плитой.

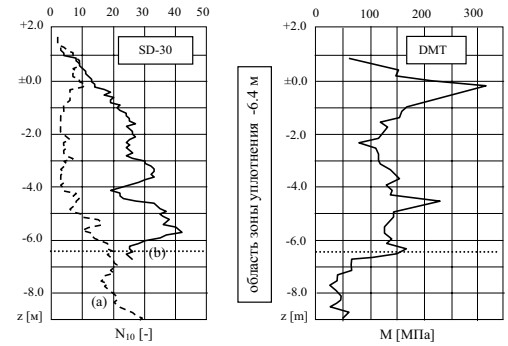


Рис. 4. Динамическое зондирование средним зондом SD-30 (a) - до и (b) - после уплотнения, выполненное фирмой Z-Soil из г. Быдгость; исследование дилатометром после уплотнения (DMT), выполненное фирмой Geoteko из Варшавы

Таблица 1. Физико-механические свойства грунтов, соответствующих упруго-пластической модели Кулона-Мора

№ ИГЭ	Грунт	γ [кН/м^3]	ν [-]	E [кН/м^2]	c [кН/м^2]	φ [°]
5	Песок мелкий и средней крупности	19,0	0,30	160 [1)]	0	33
6	Песок мелкий и средней крупности	19,0	0,30	40	0	30,5
7	Насыпной грунт / песок мелкий	18,5	0,25	20	0	29
8	Песок мелкий и средней крупности	20,0	0,27	150 [1)]	0	31,5
9	Песок крупный	21,0	0,20	200 [1)]	0	35
10	Пески различной крупности от средних до пылеватых	20,0	0,27	86	0	31,5
11	Песок крупный	21,0	0,20	200	0	35
12	Глина	20,0	0,25	70	50	31
13	Пески различной крупности	20,0	0,30	150	0	33

[1)] параметры после уплотнения

5. РЕЗУЛЬТАТЫ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ОСАДКОЙ ЗДАНИЯ

В период и по окончании строительства здания ведуться непрерывные наблюдения за развитием вертикальных перемещений осадочных марок.

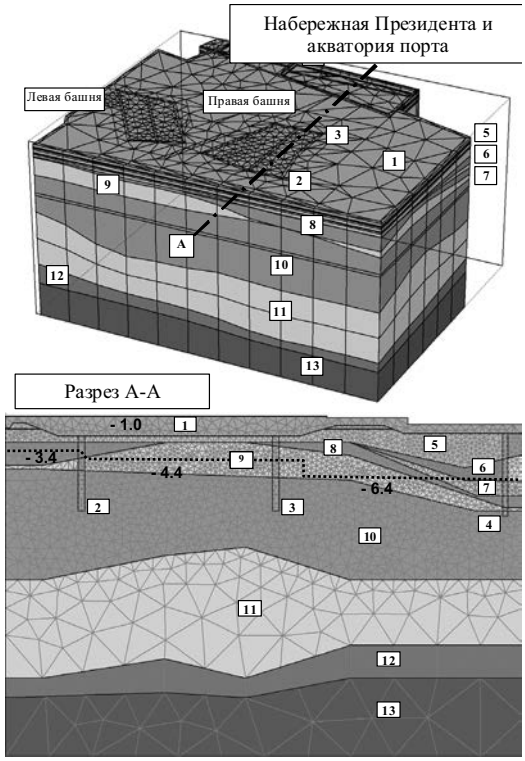


Рис.5. Пространственная модель фундаментной плиты, стены в грунте и грунтового основания (1 – фундаментная плита, 2 – 4 стена в грунте, 5 – 6 – песок мелкий, 7 – намывной грунт / песок мелкий, 8 – 11 пески, 12 – глина, 13 песок). Пунктирной линией показана граница зоны уплотнения грунта.

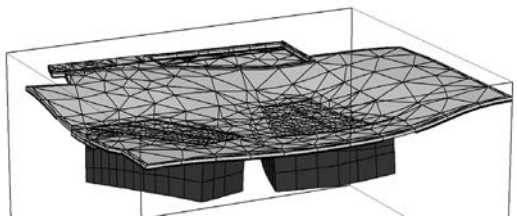


Рис.6. Расчетная схема деформирования фундаментной плиты после глубинного уплотнения грунта (шкала деформаций увеличена)

Схема расположения марок и величины измеренных перемещений представлены на рис. 8 и рис. 9 соответственно. На конец 2009 г. максимальные абсолютные значения вертикальных деформаций составили 5,5 см.

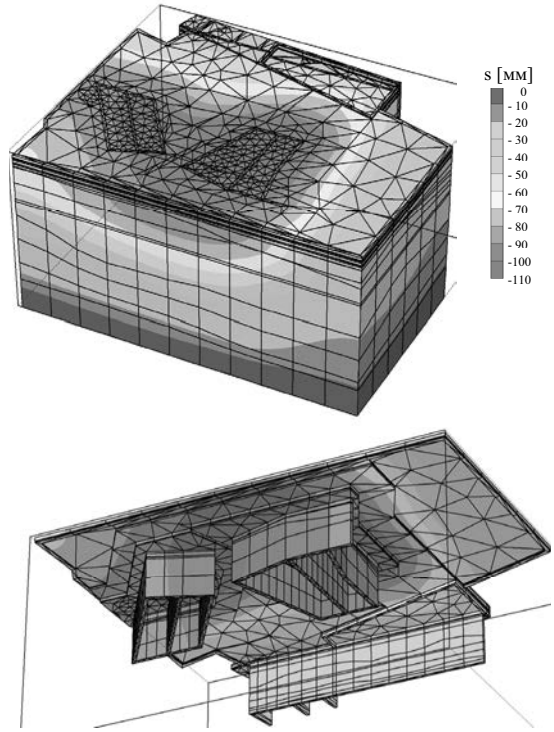


Рис.7. Расчетные осадки высотного здания после выполнения глубинного уплотнения грунта. Значения осадок представлены в соответствии с цветовой шкалой.

6. ВЫВОДЫ

Описанное выше техническое решение с применением метода глубинного уплотнения основания, приводится как альтернативное, для запланированного предварительного улучшения свойств грунта с помощью 1312 грунтовых свай, сформированных по методу “Jet Grouting”, диаметром 80 см и средней длиной 3,5 м. Оно позволяет, более чем в три раза, уменьшить затраты на укрепление грунта, а также значительно сократить сроки выполнения работ. Выполненные контрольные изыскания, вместе с предлагаемыми расчётами, подтверждают целесообразность реализации данного технического решения компанией ООО «Келлер Польша» (Keller Polska z o.o.).

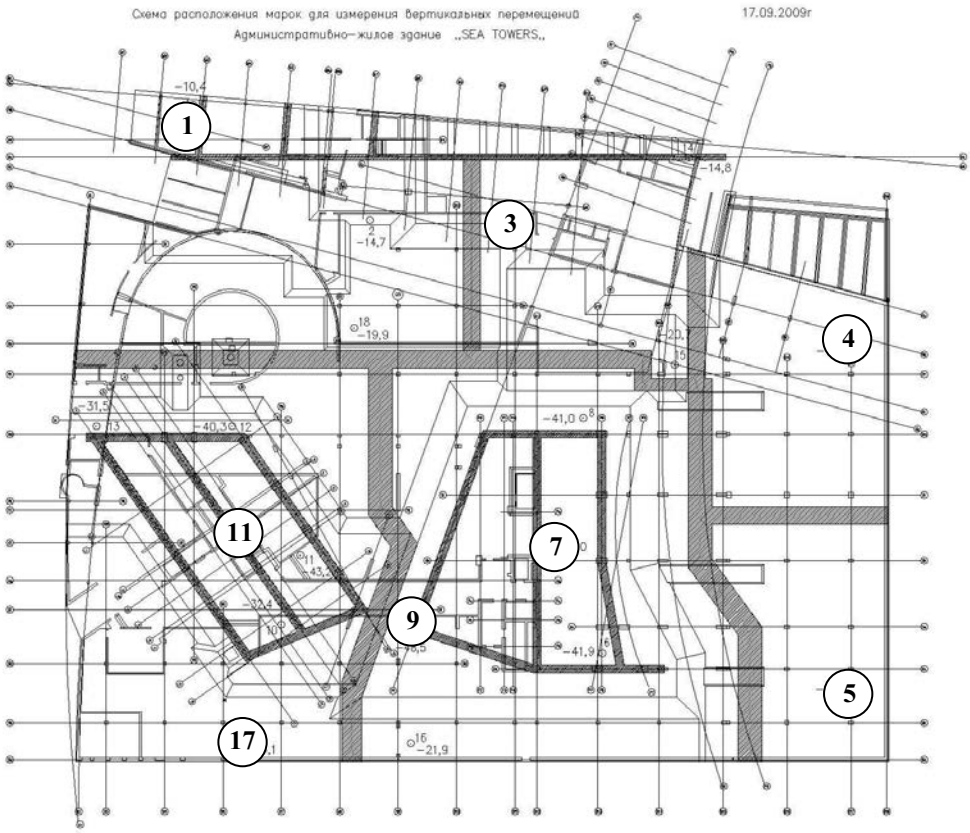


Рис. 8. Схема расположения осадочных марок

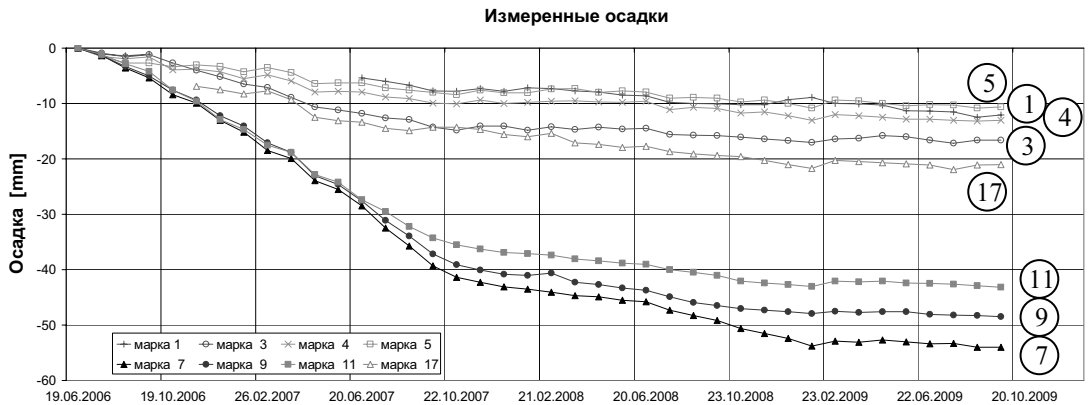


Рис. 9. Результаты измерений вертикальных перемещений здания

7. ЛИТЕРАТУРА

European Standard EN 14731: Execution of special geotechnical works - Ground treatment by deep vibration.

Moseley, M.P., Kirsch K. (editors): Ground improvement, 2nd edition, Spon Press, 2004.

Инженерный расчет осадок и кренов фундаментов близрасположенных высотных зданий

В.И. Шейнин, Е.П. Сарана
НИИОСП им. Герсеванова, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Дается развитие разработанной в НИИОСП методики расчета осадок основания, позволяющей, без конечно-элементных программ, учитывать форму фундаментных плит, распределение нагрузок на них и неоднородность массива, задаваемую по колонкам инженерно-геологических скважин. Рассматривается задача об осадках системы близкорасположенных высотных зданий, фундаментные плиты которых моделируются жесткими штампами. Записывается и решается, с использованием последовательных приближений, система уравнений, в которой учитываются условия равновесия плит и то, что форма поверхности основания под каждой из них – плоскость. В примере расчета, выполненном для реальных условий площадки с двумя высотными зданиями, прогнозируются, с использованием разработанной методики, их осадки и крены и оценивается минимально-допустимое расстояние между ними.

В последние годы в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова разрабатывается инженерная методика расчета параметров деформирования основания под фундаментами на естественном основании, построенная в соответствии со схематизациями, принятыми в нормативных документах (СП 50-101-2004, 2005), (МГСН 2.07-97, 1997), (МГСН 4.19-05, 2005), (МДС 50.1.2007, 2007). Указанная методика (Шейнин и др., 2005), (Шейнин и др., 2006), (Шейнин и Сарана, 2007) позволяет, без применения конечно-элементных программ, учитывать при определении осадок форму плит в плане, распределение давления под их подошвами и глубины их расположения, а также информацию строении основания и о свойствах грунтов, вводимую в расчет непосредственно в той форме, в которой она содержится в отчетах об инженерно-геологических изысканиях.

В рамках методики рассматривались две «крайние» схематизации взаимодействия с основанием отдельного фундамента, позволяющие выполнять расчет осадок без учета деформаций конструкций здания: а) обычная схема, в которой задается распределение нагрузки на «свободной» поверхности; б) деформирование поверхности основания под подошвой «жесткого штампа». Результаты расчетов и сравнение с данными геотехнического мониторинга показали, что схема «жесткого штампа», принятая в (Шейнин и Сарана, 2007), и используемая и в конечно-элементных расчетах (Белостоцкий А.М. и др., 2006), (Орехов, 2007), более эффективно отражает реальные условия передачи на основание нагрузки от современного высотного здания с монолитным железобетонным каркасом.

Здесь, в отличие от определения эпюры осадок основания по заданному распределению давлений, предстоит решать «обратную» задачу: при заданных внешних воздействиях на штампы нужно найти распределение давлений под ними, чтобы определяемое всей системой нагрузок на основание распределение осадки под каждым штампом повторяло бы плоскую форму его подошвы. В статье (Шейнин и Сарана, 2007) рассматривалась задача об осадках и кренах плоского штампа - фундамента отдельно стоящего высотного здания. Ниже аналогичная задача решается для системы фундаментов близкорасположенных высотных зданий с учетом их взаимного влияния, которое оказывается, в соответствии с результатами выполненных расчетов, весьма существенным.

Алгоритм решения «прямой» задачи, т.е. расчета осадок неоднородного в плане и по глубине основания под заданной произвольной системой нагрузок, построенный, в части учета геомеханических факторов, с учетом рекомендаций (Федоровский и Безволев, 2000), (Федоровский, 2002), опи-

сан в работах (Шейнин и др., 2005), (Шейнин и др., 2006).

План участка строительства с нанесенными на него контурами фундаментных плит и точками расположения устий инженерно-геологических скважин покрывается прямоугольной координатной сеткой (x,y) с началом в произвольно зафиксированной точке.

Исходная инженерно-геологическая информация представлена в виде набора последовательностей $F_{JkK}=F_{Jk}(x_K,y_K)$, где *K* –номер скважины, x_K,y_K – ее координаты в плане; J_K– номер (сверху вниз) выделенного на скважине слоя; F_{JkK} – соответствующее слою J_K значение одного из учитываемых в расчетах параметров F, характеризующих свойства грунта инженерно-геологического элемента (ИГЭ). При расчете осадок по принятой схематизации (МДС 50.1.2007, 2007), (Федоровский и Безволев, 2000) таких параметров F - четыре: плотность ρ, плотность сухого грунта ρ_d, коэффициент пористости *e* и модуль деформации E. Последовательности F_{JkK} записаны в виде «ступенчатых» функций $F_K(z)$ (*z* – глубина от поверхности). Форма плит, их взаимное расположение и привязка к расположениям скважин определяются через координаты (X_{Nk},Y_{Nk}) характерных «угловых» точек плит *(L* – число плит, *k* - номер плиты k=1,2…L, N_k – номера угловых точек плиты с номером k*.)*.

Прямоугольник со сторонами, параллельными осям (x,y), охватывающий целиком всю область («площадку строительства»), занятую рассматриваемыми фундаментами и точками расположения в плане устий скважин, разбивается на одинаковые элементарные квадраты с фиксированной длиной стороны s. Все элементарные квадраты, центры которых лежат внутри контура одной из плит, считаются целиком входящими в ее расчетную область Ω_k. Глубина заложения подошвы плиты с номером k обозначается d_k. При решении «прямой» задачи в пределах каждой области Ω_k должно быть задано распределение давления под подошвой плиты $P_k(x,y)$.

В рамках используемой схемы расчета осадки S(x,y) поверхности основания (СП 50-101-2004, 2005), (МДС 50.1.2007, 2007), (Федоровский и Безволев, 2000) в точке (x,y) должны быть определены зависимости от z следующих величин:

$\sigma(x,y,z)$ - вертикальное напряжение в основании под подошвой фундамента, вызываемое системой «активных» нагрузок, прикладываемых к поверхности основания, и равное при $z=d_k$ давлению $P_k(x,y)$;

$\sigma_g(x,y,z)$ - вертикальное «природное» напряжение в грунтовом массиве, вызываемое собственным весом грунта, расположенного выше отметки z;

$\sigma_\gamma(x,y,z)$ - вертикальное напряжение в основании под подошвой фундамента от веса грунта, выбранного при отрывке котлованов глубиной d_k.

Напряжение $\sigma(x_m,y_n,z)$ в центре (x_m,y_n) квадрата с номером m по оси x и n - по оси y при $z>d_k$ подсчитывается суммированием «вкладов» всех элементарных квадратов внутри «большого» прямоугольника. Вычисленные значения функции $\sigma(x_m,y_n,z)$ учитывают форму и взаимное расположение фундаментов в плане, и распределение давления на основание под подошвой каждого из фундаментов. В рамках принятой схемы расчета, в отличие от вычисляемых ниже величин напряжений $\sigma_g(x,y,z)$ и осадок S(x,y), функция $\sigma(x_m,y_n,z)$ не зависит от свойств грунтов основания и его неоднородности.

При определении величин, зависящих от изменчивости свойств грунтового основания в плане, в работах (Шейнин и др., 2006), (Шейнин и Сарана, 2007) предложен следующий прием. Выполняется K вариантов расчета, в каждом из которых основание принимается в плане однородным, т.е. его «разрез» всюду в пределах определенного выше прямоугольника – один и тот же и соответствует одной из скважин с выбранным номером K.

Осадка поверхности основания в точке (x_m,y_n) в предположении, что в этой точке находится скважина с номером K, определяется по формуле:

$$S(m,n,K)=\begin{cases}\beta\int\limits_{d}^{Z(m,n,K)}\dfrac{\sigma(m,n,z)-\sigma_\gamma(m,n,z,K)}{E(z,K)}dz \\ \text{если } \sigma(m,n,z)>\sigma_\gamma(m,n,z,K) \\ \beta\int\limits_{d}^{Z(m,n,K)}\dfrac{\sigma(m,n,z)}{E_e(z,K)}dz \\ \text{если } \sigma(m,n,z)<\sigma_\gamma(m,n,z,K)\end{cases} \qquad (11)$$

где $E(z,K)$ и $E_c(z,K)$ – функции, описывающее изменение по z вдоль скважины с номером K значений модуля деформации, определяемых соответственно при первичном нагружении и по ветви вторичного нагружения («модуля упругости»);

$Z_c(m,n,K)$ – глубина сжимаемой толщи, определяемая из уравнения

$$\sigma(m,n,Z) = K_c \times \sigma_g(Z,K) \qquad (12)$$

K_c – коэффициент, принимаемый для каждого фундамента в соответствии с рекомендациями [1];

Соотношения (11), (12) получены из рекомендованных в (СП 50-101-2004, 2005), (МДС 50.1.2007, 2007), (Федоровский и Безволев, 2000) формул для определения осадки и глубины сжимаемой толщи, при этом послойное суммированиие заменено на интегрирование.

Функция $\sigma_\gamma(x_m,y_n,z,K)$, определяемая также как и $\sigma(x_m,y_n,z)$, с использованием метода угловых точек, зависит, в отличие от $\sigma(x_m,y_n,z)$, еще и от номера скважины K, для условий которой ведется расчет.

Неоднородность основания в плане учитывается тем, что в качестве «правдоподобной» оценки значения осадки S(m,n) в точке с координатами (x_m,y_n) принимается величина, вычисленная на основе известного «метода обратных взвешенных расстояний»:

$$S(m,n) = \left[\sum_K S(m,n,K)\cdot(\rho(m,n,K))^{-2}\right] \times \left[\sum_K (\rho(m,n,K))^{-2}\right]^{1} \qquad (13)$$

где $\rho(m,n,K) = ((x_m - x_K)^2 + (y_n - y_K)^2)^{\frac{1}{2}}$ – расстояние в плане от рассматриваемой вертикали до скважины с номером K. Метод обратных взвешенных расстояний использовался также и в статьях (Шейнин и др., 2005), (Шейнин и др., 2006), (Шейнин и Сарана, 2007).

Для дальнейших построений удобно представить запись решения рассмотренной «прямой» задачи о распределении осадок основания S(x,y) при заданном распределении давления P(x,y) в виде:

$$S(x_m,y_n) = \sum_{i,j} \Phi(x_i,x_m,y_j,y_n,\Theta)\cdot P(x_i,y_j) \qquad (14)$$

где символ Θ означает фиксированный (для конкретных условий) набор геотехнических параметров, включая совокупность инженерно-геологических данных. Кроме того, для формальной записи условия, что элементарный квадрат с центром (x_i,y_j) лежит в пределах контура k-ой плиты W_k, вводится характеристическая функция W(i,j,k) такая, что W(i,j,k)=1 если условие выполняется и W(i,j,k)=0 - если не выполняется. Тогда распределение давления по всей поверхности основания имеет запись:

$$P(x_i,y_j) = \sum_K \sum_{i,j} W(i,j,k)\times P_k(x_i,y_j) \qquad (15)$$

Решение рассматриваемой «обратной» задачи должно удовлетворять двум условиям:

1). Распределение давления $P_k(x,y)$ под подошвой плиты с номером k должно иметь ту же суммарную величину (Q_k) и те же значения моментов относительно осей *x, y* (соответственно M_{Xk} и M_{yk}), что и система «внешних» нагрузок (нагрузки от надфундаментной конструкции+вес плиты), т.е.:

$$\begin{aligned}
&\iint_{\Omega_k} P_k(x,y)dxdy = Q_k \\
&\iint_{\Omega_k} P_k(x,y)xdxdy = Mx_k \qquad (16)\\
&\iint_{\Omega_k} P_k(x,y)ydxdy = My_k
\end{aligned}$$

2). Поскольку плита взаимодействует с основанием, как жесткий штамп, то при $(x,y)\in\Omega_k$ поверхность основания – часть плоскости с неизвестными коэффициентами A_k, B_k, C_k

$$S_k(x,y) = \Phi(P(x,y),\Theta) = A_k x + B_x y + C_k \qquad (17)$$

Определение набора неизвестных эпюр $P_k(x,y)$, при которых для всех взаимодействующих плит-штампов будут одновременно выполняться условия (15),(16), строится методом последовательных приближений.

В качестве нулевого приближения для распределения давления по поверхности основания используется функция

$$P^{(0)}(x_i,y_j) = \sum_k \sum_{i,j} W(i,j,k)\times(a_k x_i + b_k y_j + c_k) \qquad (18)$$

где коэффициенты a_k,b_k,c_k (k=1,2…L) определяются из системы трех линейных уравнений относительно этих переменных, получаемой подстановкой (18) в уравнения равновесия (16).

Алгоритм рекуррентного построения последовательных приближений при r=1,2,… имеет здесь следующий вид. По распределе-

нию давления на предыдущем шаге вычисляются соответствующие распределения осадки:

$$S^{(r-1)}(x,y) = \Phi(P^{(r-1)}(x,y),\Theta) \qquad (19)$$

и коэффициента жесткости основания

$$K^{(r-1)}(x_i,y_j) = P^{(r-1)}(x_i,y_j)/S^{(r-1)}(x_i,y_j) \qquad (20)$$

На каждом шаге осадка вычисляется с учетом взаимного влияния фундаментов.

r-е приближение распределения осадки под k–ым штампом $S_k^{(r)}(x_i,y_j)$, которое ищется в виде линейной аппроксимации:

$$Sf_k^{(r)}(x_i,y_j) = A_k^{(r)}x_i + B_k^{(r)}y_j + C_k^{(r)} \qquad (21),$$

коэффициенты которой ($A_k^{(r)}$, $B_k^{(r)}$, $C_k^{(r)}$) определяются из системы линейных уравнений (k=1,2..L):

$$\begin{cases} \sum_{i,j} K^{(r-1)}((x_i,y_j)\cdot(A_k^{(r)}x_i + B_k^{(r)}y_j + C_k^{(r)})\cdot W(i,j,k)\cdot s^2 = Q_k \\ \sum_{i,j} K^{(r-1)}((x_i,y_j)\cdot(A_k^{(r)}x_i + B_k^{(r)}y_j + C_k^{(r)})\cdot x_i\cdot W(i,j,k)\cdot s^2 = My_k \\ \sum_{i,j} K^{(r-1)}((x_i,y_j)\cdot(A_k^{(r)}x_i + B_k^{(r)}y_j + C_k^{(r)})\cdot y_i\cdot W(i,j,k)\cdot s^2 = Mx_k \end{cases} \qquad (22)$$

полученной после подстановки (20) в условия равновесия. Соответствующее распределению давления под подошвой

$$P^{(r)}(x_i,y_j) = \sum_{i,j}\sum_{k} K^{(r-1)}(x_i,y_j)\cdot(A_k^{(r)}x_i + B_k^{(r)}y_j + C_k^{(r)})\cdot W(i,j,k) \qquad (23)$$

Соответствующее распределение осадки

$$S^{(r)}(x_i,y_j) = \Phi(P^{(r)}(x,y),\Theta) \qquad (24)$$

будет отличаться от $Sf_k^r(x_i,y_j)$, и критерий окончания цикла записывается в виде:

$$\max_{i,j,k} W(i,j,k)\cdot\left|\frac{S^r(x_i,y_j) - Sf^r(x_i,y_j)}{Sf_m{}^r}\right| < \varepsilon \qquad (25)$$

где Sf_m^r - среднее значение функции $Sf^r(x_i,y_j)$, ε- предельно допустимая величина относительной «невязки». Если это условие не выполнено, возвращаемся к формуле (19), заменив соответственно r-1,r на r,r+1.

Окончательный набор значений ($A_k^{(r)}$, $B_k^{(r)}$, $C_k^{(r)}$) (k=1,2) дает возможность определить по известным стереометрическим соотношениям

$$\begin{aligned} \cos(\gamma_k) &= (1 + A_k^2 + B_k^2)^{-\circ 0.5} \\ \cos(\alpha_k) &= A_k(1 + A_k^2 + B_k^2)^{-\circ 0.5} \\ \cos(\beta_k) &= B_k(1 + A_k^2 + B_k^2)^{-\circ 0.5} \end{aligned} \qquad (26)$$

направляющие косинусы $\cos(\alpha_k)$, $\cos(\beta_k)$, $\cos(\gamma_k)$ углов наклона к осям x,y,z нормалей к плоскостям, моделирующим поверхность каждого из штампов-фундаментов, а также высотные отметки k-ой плоскости C_k в точке (x=y=0).

Вычислявшиеся по изложенной методике оценки осадок и кренов зданий на ряде объектов в г Москве сравнивались с соответствующими величинами, определявшимися по данным натурных измерений при геотехническом мониторинге. Удовлетворительное соответствие получаемых величин (прогнозируемые конечные значения осадок превышали измеренные на 15…20%, а «кренов» - на 20…30%) говорит об эффективности разработанной методики.

В качестве примера рассмотрим расчет осадок и кренов двух соседних корпусов комплекса высотных зданий, расположенного в одном из районов застройки в г. Москве. Перед выполнением расчетов представленные инженерно-геологические данные были записаны в таблицы, форма которых проиллюстрирована в (Шейнин и др., 2005). В основании корпусов залегают грунты с модулем деформации 30…50 МПа. Глубина заложения подошв фундаментов обоих корпусов относительно поверхности -7 м. Корпуса в плане имеют форму, представленную на рис. 1. Площади плит равны соответственно 922 м^2 (плита 1) и 1163 м^2 (плита 2). Ось Y направлена вдоль линии шва между корпусами, ось X – перпендикулярно этой линии.

Расчеты выполнены для приведенной в таблице 1 последовательности возрастающих значений среднего давления (p_1, p) под подошвами плит (кПа), при этом принято $p=p_1=p_2$. В этой же таблице показаны соответствующие указанным значениям p величины суммарной вертикальной нагрузки Q_k на основание каждого из корпусов (МН), а также ориентировочные значения высоты *H* надфундаментной части здания, соответствующие значениям p. Значения H(p) оцениваются с учетом оценки, полученной в НИИОСП на основании опыта анализа проектных решений современных зданий, что прирост среднего давления на основание при увеличении высоты здания на метр составляет ≈2,9кПа. Таким образом, $H(p)=(p-p_f)/2,9$, где p_f – вклад в давление на основание веса фундаментной плиты, равный ее высоте h_f, умноженной на объемный вес материала плиты, принимаемый равным 25кН/м^3. При этом значение h_f принимается

изменяющимся линейно в пределах 1,5…3 м при изменении *p* от 280 кПа до 560 кПа.

Эксцентриситет нагрузки на каждую из плит относительно ее центра тяжести принят отсутствующим. Последнее условие, также как и условие $p_1=p_2$, конечно, не являются обязательными.

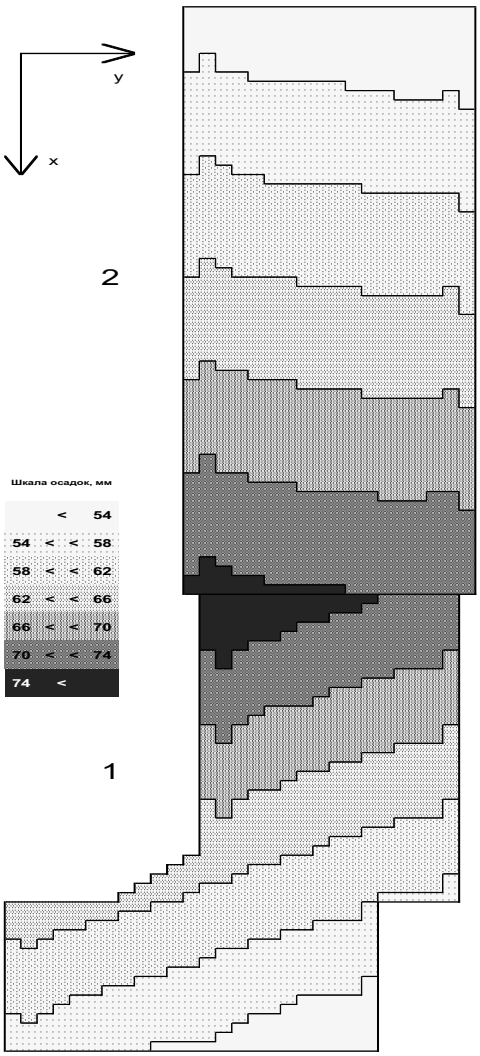


Рис. 1. План плит и эпюра осадок при среднем давлении под подошвами 360 кПа.

При каждом из приведенных значений среднего давления выполнялась описанная выше процедура вычислений. Значение ε при определении системы неизвестных коэффициентов (A_1,B_1,C_1, A_2,B_2,C_2) принято равным 0,02, при этом в каждом варианте расчета оказалось достаточным выполнение не более 10 итераций для выполнения критерия (25).

В таблице для каждого из рассмотренных значений *p* приведены значения средние осадки фундаментов №1 и №2 и иллюстрирующие точность вычислений максимальные отклонения вычисленных значений осадок $S^r(x_i,y_j)$ от моделирующих плоскостей $Sf^r(x_i,y_j)$. Представленные на рис. 1 изолинии осадок при p=320 кПа имеют, с учетом неизбежных погрешностей решения, вид (в пределах контура каждого из фундаментов) , отрезков параллельных прямых, т.е. эпюры расчетных осадок действительно – плоскости.

Далее для каждой из плит приведены вычисленные значения крена $\gamma_k=\arccos(\cos(\gamma_k))$ и косинусов углов наклона векторов нормали к соответствующим поверхностям относительно осей x,y.

По оси *y* оба корпуса имеют наклон в сторону отрицательных значений, формирующийся в основном, за счет неоднородности основания. Корпус 1 имеет отрицательный угол наклона по оси x, а корпус 2 – положительный, т.е., как очевидно следует и из механической схемы задачи, эти корпуса при нагружении основания наклоняются один к другому. Практически важным результатом выполненных вычислений является возможность оценки минимально-допустимого расстояния между корпусами, при котором не произойдет соприкосновения их конструкций. Эта величина определяется из соотношения

$$\Delta x_{min}=H\times(\cos(\alpha_1)+\cos(\alpha_2)) \qquad (27)$$

Значения Δx_{min} также приведены в таблице 1. Эти величины были учтены при выработке архитектурно-планировочных решений комплекса, начало строительства которого планируется на 2010 год.

Таким образом, предложена и реализована инженерная методика расчета осадок и кренов фундаментов комплексов высотных зданий, учитывающая весь набор обычно принимаемых во внимание в соответствующих инженерных расчетах исходных данных (Петрухин и др., 2007), не использующая конечно-элементных программ и полностью основанная на предпосылках и схемах, заложенных в действующих на территории РФ нормативных документах.

Таблица 1

p, кПа	H(p), м	Плита 1				Плита 2				Δx_{min}, см
		Q, MN	S_m, мм	1000 cos(α_1)	1000 cos(β_1)	Q, MN	S_m, мм	1000 cos(α_2)	1000 cos(β_2)	
280	84	326	51	-0.38	-0.25	258	50	0.30	-0.06	5.6
320	95	372	63	-0.50	-0.28	295	63	0.37	-0.08	8.3
360	107	419	76	-0.61	-0.31	332	76	0.45	-0.10	11.4
400	119	465	89	-0.73	-0.34	368	89	0.53	-0.13	15.1
440	131	512	102	-0.86	-0.37	406	103	0.62	-0.15	19.4
480	143	559	116	-0.98	-0.40	443	117	0.71	-0.17	24.2
520	155	605	130	-1.11	-0.43	479	131	0.80	-0.20	29.7
560	167	652	145	-1.25	-0.46	517	146	0.90	-0.22	35.8

ЛИТЕРАТУРА

Белостоцкий А.М., Пеньковой С.Б., Орехов В.В., Каличава Д.К., Дубинский С.И. 2006. *Расчетное обоснование НДС высотных многофункциональных комплексов*, ANSYS Solution, № 4.

МГСН 2.07.-97. 1997. *Основания, фундаменты и подземные сооружения.* Москва: Москомархитектура.

МГСН 4.19-05. 2005. *Многофункциональные высотные здания и комплексы*. Раздел «Основания, фундаменты и подземные части зданий». Москва.

МДС 50-1.2007. 2007. *Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов.* Москва: ФГУП ЦПП, 2007

СП 50-101-2004. 2005. *Проектирование и устройство фундаментов мелкого заложения.* Москва.

Орехов. В.В. 2007. *Учет конструкции здания при расчетах осадки фундамента и коэффициентов постели основания.* Основания, фундаменты и механика грунтов, №4

Петрухин В.П., Колыбин И.В. Шейнин В.И. 2007. *Геотехнические особенности проектирования и строительства высотных зданий,* Высотные здания, № 1.

Федоровский В.Г., Безволев С.Г. 2000. *Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит*, Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4.

Федоровский В.Г. 2002. *КРОСС - программа для определения коэффициентов постели,* Основания, фундаменты и механика грунтов ,№1.

Шейнин В.И., Артемов С.А., Сарана Е.П., Фаворов А.В., Гаршин П.А. 2005. *Формализация инженерно-геологической информации и ее подготовка для использования в компьютерных геотехнических расчетах,* Основания, фундаменты и механика грунтов, №6.

Шейнин В.И., Артемов С.А., Сарана Е.П., Фаворов А.В. 2006. *Алгоритм и программа инженерного расчета осадок фундаментных плит с учетом неравномерности нагрузки на основание и неоднородности массива.* Основания, фундаменты и механика грунтов, №5.

Шейнин В.И., Сарана Е.П. 2007. *Усовершенствование методики инженерного расчета осадок и крена конструкции высотного здания,* Основания, фундаменты и механика грунтов, №6.

Секция 3а

Геотехнические отказы и оценка риска

Укрепление грунтов

Геологические риски в градостроительстве

Геотехнические отказы и оценка риска

Сейсмометрические методы прогноза ударных и вибрационных воздействий на проектируемые или реконструируемые здания

Г.Н. Антоновская, Н.К. Капустян, И.М. Басакина
Институт экологических проблем Севера УрО РАН, Архангельск, РФ

АННОТАЦИЯ: Рассмотрен опыт проведения сейсмометрических измерений динамических воздействий основных типов – ударных и вибрационных, создаваемых при забивке свай, от техногенных источников вибрации, а также вопросы наведения колебанбий через грунт для соседних сооружений. Показана возможность прогноза воздействий на основании пробных неразрушающих экспериментов. Отмечено существенное отличие экспериментальной оценки воздействий по сравнению с таковой при использовании нормативов.

ВВЕДЕНИЕ

Современные методы цифровой регистрации и широкий спектр сейсмометров (велосиметров, акселерометров) различной чувствительности и частотного диапазона дает возможность решать ряд прикладных задач в строительстве, о которых раньше можно было только мечтать. В настоящее время нами разрабатываются методики обследования состояния зданий с помощью сейсмометрической регистрации собственных колебаний (Острецов и др., 2004). Не менее важным является проблема оценки воздействия на здания колебаний разной природы: при выполнении свайных полей – ударных (забивка) или вибрационных (задавливание), при строительстве вблизи линий железной дороги, метро, напряженных автотрасс и т.д. Как показывает опыт, оценка параметров воздействий вибраций требуется на разных стадиях строительства – при проектировании, в процессе возведения для возможности изменения конструктивных решений, при реконструкции исторических зданий или проведении ударов вблизи них. В связи с этим, существенно получить надежную оценку воздействий без выполнения специальных, часто дорогостоящих, пробных экспериментов. Это можно сделать при регистрации на объекте существующих вибрационных полей и на основании пересчета, используя пробное воздействие. Одним из возможных пробных воздействий являются удары кувалдой, обычно используемой при проведении малоглубинной сейсморазведки, и дающей широкополосный сейсмический сигнал.

Сейсмометрические методы прогнозирования ударных и вибрационных воздействий на здания продемонстрированы на следующих примерах.

1. АНАЛИЗ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЕ ОТ УДАРОВ ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ

Прогнозирование возможных динамических нагрузок на здания различного типа (жилые, архитектурные памятки), расположенных вблизи стройплощадок с выполнением свайных полей является важной и актуальной проблемой.

1.1. Обследование 9-эт. кирпичного здания

Первый пример относится к корпусу общежития, расположенного вблизи стройплощадки (Капустян, Щерба, 2006). Сейсмометрические измерения велись на грунте примерно в 20 м от источника и в различных точках здания: по высоте – на 1 и 8 эт.; по плану – в угловой секции, у лифта, в середине корпуса; у фасадов – ближнего и удаленного от источника, на выступающих консольных частях (балкон угловой секции 8 эт.). Анализировались спектры воздействия и спектры отклика здания с выделением значений собственных частот колебания здания, возбуждаемых ударами. Оценива-

лись величины скоростей колебаний (виброскоростей) для удара ($V_{\text{удара}}$) и на собственных частотах ($V_{\text{собств}}$) для вертикальных и горизонтальных компонент колебаний. На рис. 1 представлены спектры мощности скоростей по записям различных компонент (X, Y, Z) для 3 точек: на грунте и в здании – на 1 и 8 эт., точки на одной вертикали.

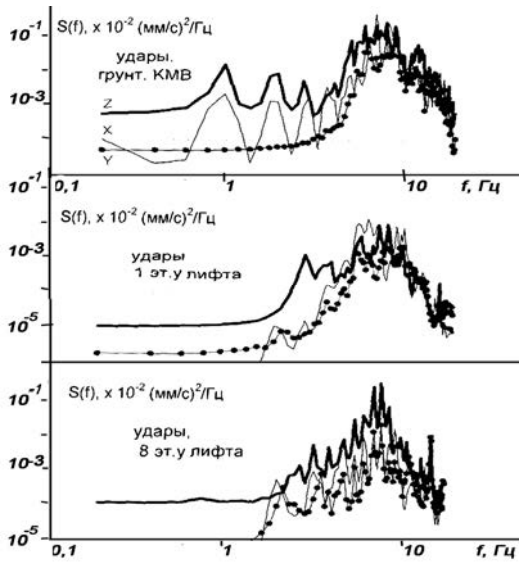


Рис. 1. Спектры мощности записей вертикальной (Z) и горизонтальных (X, Y) компонент сейсмометра КМВ ударов при забивке свай в различных точках на стройплощадке и на соседнем здании.

Таблица 1. Осредненные значения скоростей колебаний, создаваемых при забивке свай

Точка	Компонента колебаний					
	Z	*X*	*Y*	*Z*	*X*	*Y*
	V удара, мм/с			V собств, мм/с		
Грунт	0.25	0.27	0.23	-	-	-
1 эт., серед. корпуса	**0.12**	**0.13**	**0.08**	**0,05**	0.005	0.001
1 эт., противоп. фасад	**0.13**	**0.12**	**0.08**	**0.05**	0.002	0.0007
1 эт., у лифта	**0.08**	**0.08**	**0.08**	**0.04**	0.003	0.003
8 эт., у лифта	**0.42**	**0.10**	**0.08**	**0.03**	**0.03**	**0.03**
8 эт., угловая секция	**0.42**	**0.12**	**0.10**	**0.03**	**0.05**	**0.03**
8 эт., балкон	**0.58**	**0.17**	**0.13**	**0.07**	**0.04**	**0.03**

В табл. 1 приведены осредненные величины виброскоростей. Анализ спектров позволяет оценить воздействия. Во-первых, процесс забивки свай с серией ударов характеризуется сложным спектром. В единичном ударе присутствуют частоты 5-20 Гц, основная энергия соответствует широкополосному максимуму с центральной частотой 10 Гц. Для процесса забивки типичны низкочастотные максимумы на частотах 1 и 2 Гц, что соответствует серии ударов, производимых с интервалом примерно 1 с и с длительностью импульса 0,5 с.

Во-вторых, в разных точках по плану здания колебания, вызываемые воздействием ударов при забивке свай, практически одинаковы по форме спектра и уровням. Наибольшие различия проявляются на компоненте, регистрирующей колебания поперек корпуса здания (в эксперименте в направлении на источник сигналов). Здесь спектр отклика на воздействие представлен двугорбым максимумом с частотами пиков примерно 5 и 10 Гц. По мере удаления от источника по плану здания наблюдается относительное уменьшение интенсивности пика 5 Гц и увеличение для пика 10 Гц. Такая особенность связана, по-видимому, с устройством фундаментов здания.

Приведенный пример иллюстрирует, как применение сейсмометрической аппаратуры и методики анализа колебаний позволило получить достаточно полную картину воздействия и отклика на него сооружения. Существенно, что все измерения были выполнены примерно за 3 часа, причем результаты были получены сразу во время наблюдений, что обеспечило гибкость при подборе точек для измерения.

1.2. Оценка вибровоздействий на архитектурный памятник

Решение данной задачи было проведено в связи с реконструкцией причала бухты Благополучия на Соловках (рис.2), в 20 м от которого находится памятник архитектуры XIX в. – Преображенская гостиница. Здание находится в аварийном состоянии, забивка свай может привести к значительным разрушениям. Целью работы являлось определение заранее до начала реконструкции будущее воздействие для возможности укрепления памятника. По существу проводился пересчет энергий воздействий разных

типов – от пробного механического удара кувалды к удару при забивке свай, выполняемых разными установками; при этом определялся коэффициент пересчета.

Рис. 2. Преображенская гостиница в районе бухты Благополучия, Соловки

Первым шагом работ были натурные измерения. Вдоль фасадов гостиницы проводилась малоглубинная сейсморазведка, одновременно велась регистрация собственных колебаний сейсмометрами, расположенными на подоконниках второго этажа гостиницы. При малоглубинной сейсморазведке источником были удары кувалды, которые записывались теми же сейсмометрами. Регистрация собственных колебаний здания и удара кувалды проводилась акселерометрами CMG-5T (Guralp) и велосиметрами СМ-3КВ по трем компонентам – вертикальной (Z) и двумя горизонтальными (X, Y), ориентированными по осям здания. Записи ударов кувалды в наборе точек фасада использовались как основа для пересчета воздействий.

Вторым шагом было проведено натурное моделирование путем регистрации ударов при забивке свай и ударов кувалдой на сходных грунтах в городе Архангельске (реконструкция причала «Красная пристань»). Моделирование забивки шпунтовых свай проводилось с использованием предполагаемого вибропогружателя APE (120V/170V) в частотном диапазоне от 400 до 2300 вибраций в минуту. По записям проводились измерения уровней сигналов.

Истинная амплитуда сигналов определяется, как:

$$A_{ист} = \frac{A_B}{КЭМС \cdot K_{ус} \cdot K}, \qquad (1)$$

где $A_в$ – амплитуда сейсмического сигнала в вольтах; $КЭМС$ – коэффициент электромагнитной связи; $K_{ус}$ и K – коэффициенты предусилителя и оконечного усилителей, используемых при записи микросейсм. В нашем случае $КЭМС \approx 150$ В/м/с, $K_{ус} = 100$, $K = 1$.

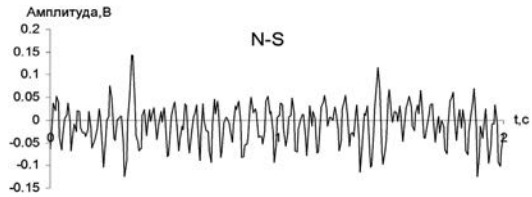


Рис. 3. Записи микросейсм на X- компоненте при ударе кувалды, причал «Красная пристань»

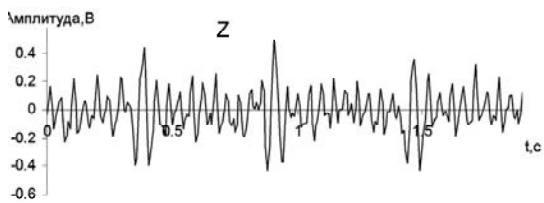


Рис. 4. Записи микросейсм на Z-компоненте при ударе кувалды, причал «Красная пристань»

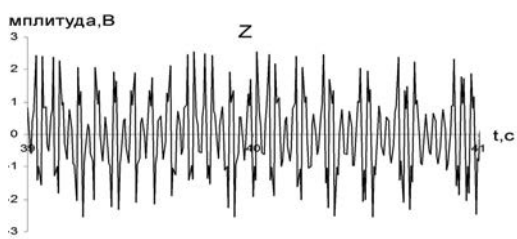


Рис. 5. Записи микросейсм на Z компоненте при забивке сваи, причал «Красная пристань»

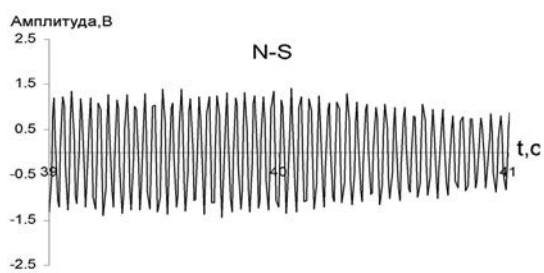


Рис. 6. Записи микросейсм на X- компоненте при забивке сваи, причал «Красная пристань»

Анализ записи от удара кувалдой (рис. 3, 4) дает размах амплитуды A_B для Z-компоненты 0,9 В, а для X-компоненты – 0,26 В. Подставляя значения в (1), получаем истинные амплитуды сигналов на причале от ударов кувалды $(A_{ист}^{кув})$ для Z-компоненты $A_{ист}^{кув} = 6 \cdot 10^{-5}$ м/с, для X – $A_{ист}^{кув} = 2 \cdot 10^{-5}$ м/с

При забивке шпунтовой сваи (рис. 5, 6) размах амплитуды $A_в$ для Z-компоненты составляет 5.0 В, для X-компоненты – 2.9 В; истинное значение амплитуды для Z-компоненты $A_{ист}^{шпунт} = 33 \cdot 10^{-5}$ м/с,: для X-компоненты – $A_{ист}^{шпунт} = 20 \cdot 10^{-5}$ м/с. Взяв отношения значений истинных амплитуд, получаем коэффициент пересчета воздействия от простого механического удара кувалды к воздействию при забивке шпунтовой сваи на причале «Красная пристань» по двум составляющим горизонтальной и вертикальной:

$$k = A_{ист}^{шпунт} \Big/ A_{ист}^{кув} \qquad (2)$$

для Z-компоненты: $k = 5.5$

для X-компоненты: $k = 10$

Расчеты истинных амплитуд сигнала от удара кувалдой на Преображенской гостинице.

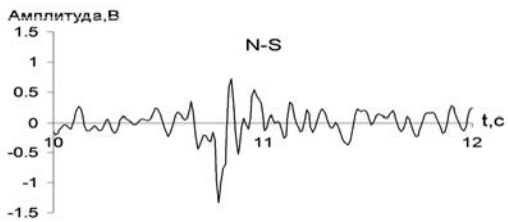


Рис. 7. Записи микросейсм на здании Преображенской гостиницы по X-компоненте при ударе кувалды.

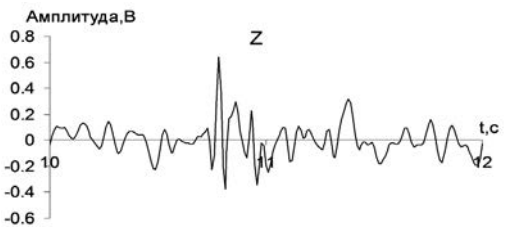


Рис. 8. Записи микросейсм на здании Преображенской гостиницы по Z-компоненте при ударе кувалды.

Размах амплитуды для Z-компоненты 1 В, $A_{ист}^{Г} = 6{,}6 \cdot 10^{-5}$ м/с; для X-компоненты – составляет 2 В, $A_{ист}^{Г} = 1{,}3 \cdot 10^{-4}$ м/с. Используя значения коэффициентов не сложно рассчитать предполагаемую нагрузку на здание гостиницы при забивке сваи вибропогружателем в процессе реконструкции причала в бухте Благополучия. Расстояние от причала до стен гостиницы соизмеримо с расстоянием до мест установки сейсмометров на причале «Красная пристань» и составляет около 20 м.

Амплитуда воздействия при забивке сваи

$$A_{ист}^{Г} сваи = A_{ист}^{Г} кувалды * k \qquad (3)$$

При подстановке в (3) полученных коэффициентов пересчета воздействия получаем: по X-компоненте $A_{ист}^{Г} сваи = 1{,}3 мм/с$, по Z-компоненте - $A_{ист}^{Г} сваи = 0{,}4 мм/с$.

Таким образом, получены абсолютные уровни предполагаемого воздействия при забивке свай на здания. Данные уровни и формы сигнала являются основой для последующего расчета вибрационных воздействий на гостиницу, например, методом акселерограмм. Воздействие по горизонтальным (X) направлениям наиболее существенно.

Данные расчеты могут являться основой при планировании последующих мероприятий реконструкции причала в связи с опасностью разрушения исторического памятника.

2. ИЗУЧЕНИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ВИБРАЦИЙ ЕСТЕСТВЕННОЙ И ТЕХНОГЕННОЙ ПРИРОДЫ

Вопросы взаимодействия зданий с грунтовым основанием являются одними из наиболее сложных в задачах проектирования. Рассматривается достаточно широкий круг явлений, которые можно условно разделить на два типа: статические и динамические. К первым относятся: определение допустимых нагрузок на грунтовое основание при сопоставлении их с несущей способностью грунта, вопрос устойчивости склонов при строительстве на рельефе и бортов котлована, учет гидрогеологического режима и др. При рассмотрении динамики взаимодействия сооружений и грунтов наиболее важными являются сейсмические воздействия. Известно, что на здания, особенно высотные (более 75 м), оказывают

влияние и другие виды динамических нагрузок, основные из них – ветровые, причем они являются доминирующими для высотных зданий в 5-6 балльных зонах на платформенных территориях (Николаев, 2004).

Наибольший размах ветровых колебаний, связанных с пульсационной компонентой, проявляется на верхних этажах здания. В связи с тем, что в реальной ситуации здание не жестко заделано в грунты основания, эти колебания передаются в грунт. Создаваемая при этом добавочная деформация под фундаментом может достигать до 5% от величин статической нагрузки (Вознюк и др., 2006). Ветровые колебания зданий на сейсмических записях представлены квазигармоническими сигналами с частотами, соответствующими собственным колебаниям зданий. Они достаточно хорошо наблюдаются сейсмометрическим методом, и в ряде случаев регистрируются на достаточно большом удалении от объекта (до 10 км) (Юдахин и др., 2006).

Помимо воздействия ветровых колебаний зданий на их основания, эти поля могут передаваться от сооружения к сооружению через грунт. При соответствующем соотношении частот могут возникать резонансные явления, т. е. создание дополнительной динамической нагрузки от соседнего здания (Wong, Trifunac, 1975, Вознюк и др., 2006).

Другой вид нагрузок, существенно влияющих на динамику сооружений, а соответственно и состояние конструкций, являются виброколебания, вызванные деятельностью человека, например, строительными работами, движением транспорта, работой крупных электроустановок. Заметим, что, если статические взаимодействия зданий через грунт (при возведении зданий, отрывке котлована, устройстве подпорных стен и др.) хорошо известны и допустимые величины регулируются нормативами, то динамические – рассмотрены не достаточно. Оценена только возможность переизлучения зданиями сейсмических воздействий через грунт (Wong, Trifunac, 1975).

Рассмотрим на некоторых примерах результаты вибраций естественной и техногенной природы, различающиеся по своему характеру.

2.1. Натурные наблюдения взаимодействия зданий через грунт

При проектировании 36-эт. жилого дома (130 м) вблизи Ленинградского автомоста (Канал им. Москвы) (рис. 9) были проведены сейсмометрические измерения колебаний (X, Y, Z), излучаемых в грунт мостом. Наблюдения микросейсм велись на открытом грунте вблизи площадки предполагаемого строительства и под мостом. На спектрах мощности микросейсм видны несколько характерных пиков, которые присутствуют во всех точках наблюдений: 0,24; 0,32; 1,10; 1,37; 1,64; 2,02; и 3,00 Гц. Эти данные хорошо согласуются с нашими и зарубежными результатами обследования мостов (Maeck, De Roeck 2000, Юдахин и др., 2007). Измерения калиброванными сейсмометрами позволили перейти к абсолютным уровням. Для каждого пика были определены значения скоростей смещения грунта и построены графики их изменения с расстоянием от источника вибрации (рис. 10).

Рис. 9. Карта-схема исследования: 1, 2, 3 – точки наблюдения; 4 – проектируемый высотный дом

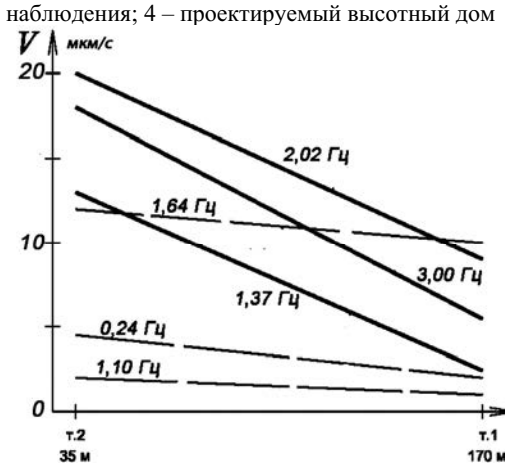


Рис. 10. Ослабление с расстоянием амплитуд колебаний моста на основных собственных частотах

Видно, что на одних частотах затухание величины скорости смещения с расстоянием происходит меньше, чем на других. Значения частот, узкополосный характер пиков, их присутствие во всех точках регистрации и на всем временном интервале, а так же ослабление амплитуд с удалением от моста свидетельствует о том, что выделенные пики соответствуют собственным колебаниям моста. Исходя из характера амплитудных кривых волны на частотах: 0,24; 1,10; 1,64 Гц являются в основном поверхностными, а на частотах: 1,37; 2,02 и 3,00 Гц – объемными. Это подтверждается траекториями движения в точках наблюдения на разных частотных срезах и в плоскостях (X-Y, Y-Z). Сравнение частот основных форм колебаний моста, полученных по экспериментальным данным, с расчетными значениями собственных частот проектируемого здания, (табл. 2), выявляет их совпадение, особенно для первой формы, более высокие гармоники так же близки по частотам. Принимая во внимание явление резонанса, этот пример показывает необходимость учета динамических характеристик окружающей застройки при проектировании.

Таблица 2. Расчетные (здание) и экспериментальные (мост) значения собственных частот колебаний

№ формы	Мост, f, Гц	проектируемое здание, f, Гц
1	**0,24**	**0,24**
2	0,32	0,29
3	1,1	0,74
4	1,37	0,95
5	1,64	0,97
6	2,02	1,20

Рис. 11 – Экспериментальная акселерограмма колебаний моста, задаваемая в расчет

Далее проводилось сравнение воздействия колебаний моста и ветровых пульсаций на высотное здание. Для этого в расчетную схему здания была задана экспериментальная акселерограмма колебаний моста (рис. 11), произведены расчеты по программе Лира® (рис. 12).

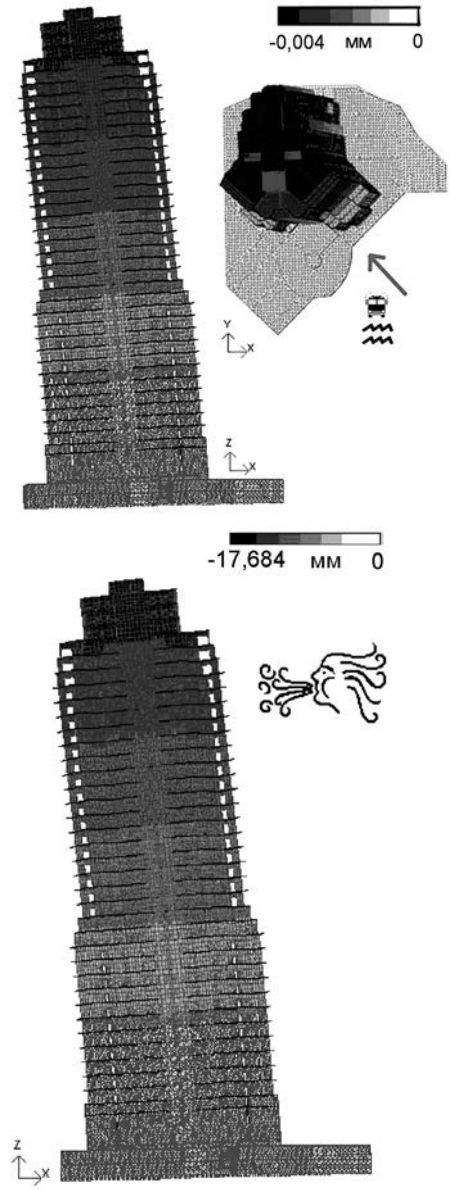


Рис. 12 – Расчет первой формы колебаний высотного здания при воздействии колебаний моста (а) и ветра (б)

Анализ результатов показывает, что ветровые воздействия вносят существенно (в 500 раз) больший вклад в динамику сооружения, чем колебания от соседних инженер-

ных объектов. Тем не менее, возможность резонанса требует проверки и выполнения подобных расчетов.

Приведенные примеры демонстрируют, что современные сейсмометрические методы позволяют выявить присутствие наведенных колебаний на здания. Экспериментальные наблюдения показали, что такие динамические «добавки» могут быть существенными. В связи с этим при освоении новых территорий мегаполиса под строительство необходимо учитывать состав окружающей застройки, а также возможность проявления наведения колебаний и эффекта резонанса.

2.2. Мониторинг состояния сооружения «Белая башня Соловецкого кремля».

Инженерно-сейсмометрический мониторинг состояния сооружения «Белая башня Соловецкого кремля», проводимый 6-ой год (с 2004 г.), показывает изменения в работе конструкции архитектурного памятника, появление новых трещин в теле сооружения (рис.13, 14).

Рис. 13 – Белая башня Соловецкого кремля. Вид с южной стороны пунктиром показана одна из трещин, мониторинг динамик ведется с 2004 г.

Для выяснению причин этих явлений исследования прежде всего были направлены на обследования подстилающих грунтов с использованием метода преломленных волн (МПВ) и георадиолокационной съемки. Результаты геофизических исследований показали наличие зон потери корреляции достаточно близко от фундамента башни, вызванных, по-видимому, процессами суффозии (рис. 15).

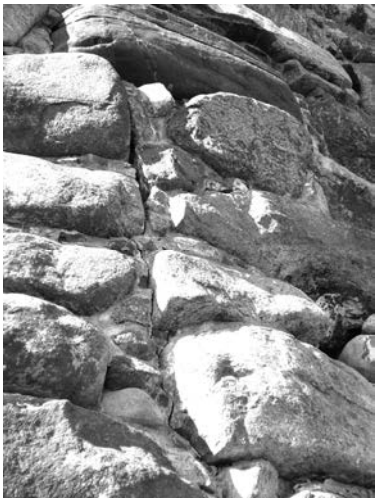


Рис. 14. Фрагмент одной из трещин Белой башни Соловецкого кремля.

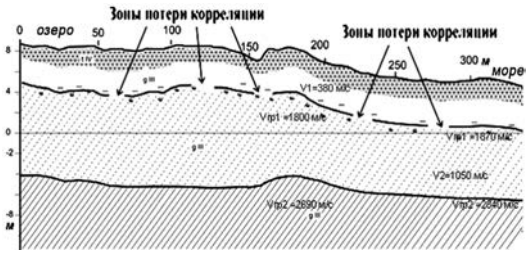


Рис. 15. Профиль МПВ Святое озеро-море вдоль южного фасада Белой башни.

Другая причина изменения состояния Белой башни может быть связана с вибрациями при постоянной работе дизельной электростанции (ДЭС), расположенной недалеко (на расстоянии около 500 м) от объекта. Существенно, что как на Башне, так и вокруг нее выделяется пик в спектре микросейсм на одних и тех же частотах. Более детальные исследования пространственного распределения амплитуд колебаний от ДЭС показывают уменьшение с расстоянием от ДЭС вибраций на характерных частотах, но увеличением их амплитуд у основания Белой башни. Такой феномен возможен при суперпозиции колебаний, создаваемых сооружением и ДЭС при совпадении собственными частотами колебания башни с частотами, возникающих при работе дизеля (эксцентриситет, особенности установки и пр.). Таким образом, частоты, возбуждаемые ДЭС,

приводят к резонансному увеличению колебаний башни. В настоящее время принято решение о необходимости мероприятий для снятия этого эффекта.

Обсудим вопрос о возможности использования нормативных документов для оценки воздействий без проведения сейсмометрических исследований.

По ГОСТ Р 52892-2007 «Измерение вибраций и оценка ее воздействия на конструкцию» были проведены расчеты вибрационной нагрузки для заданного расстояния и подходящих типах сооружений и источников. Нагрузки оказались в 2 раза больше, чем допустимые нормативом, т.е. Башня должна была бы оказаться достаточно сильно разрушенной, но этого мы не наблюдаем. Оценка вибровоздействий по результатам микросейсмических наблюдений в 1000 раз меньше допустимых, что, казалось бы, дает полное основание исключить воздействие ДЭС. Следует отметить, что вибрации, производимые ДЭС, хоть и слабые, но постоянные и долговременные (ДЭС работает десятки лет), вследствие этого начинают проявляться усталостные эффекты, выражающиеся в появлении многочисленных мелких трещин на теле объекта, которые затем могут объединяться в более крупные дефекты. Таким образом, изменения целостности конструкций Белой башни связано с комплексом причин: состоянием подстилающих грунтов и вибрационным воздействием от ДЭС. В связи с этим, рекомендуем более детальное обследование участков с суффозией, при реконструкции ДЭС целесообразно оснастить ее современными дизелями с использованием виброгасителей.

ВЫВОДЫ

Приведенные примеры иллюстрируют возможность сейсмометрических методов при решении разнообразных проблем, возникающих в строительстве. При этом существенно что предлагаемые решения выполняются в режиме экспресс-обработки с оперативным получением результатов. Немаловажно также, что работы выполняются с использованием одного и того же аппаратурного комплекса – мобильной трехкомпонентной сейсмометрической станции. Решения в различных ситуациях получены путем изменения так называемых систем наблюдений – различий в схеме расстановки датчиков и методах обработки. Кроме того, применяя сейсмометрические методы можно установить более реальные оценки степени вибрации, как естественной, так и техногенной природы, чем по нормативам. Простота и технологичность сейсмометрических обследований позволяет рекомендовать их для повсеместного использования при мониторинге зданий или при планировании реконструкций строительстве сооружений.

Работа выполнена при частичной поддержке гранта Президента РФ и программы Президиума РАН № 16.

ЛИТЕРАТУРА

Вознюк А.Б., и др. Мониторинг грунтов оснований высотных зданий методом ветровых колебаний. *Инженерно-экологические изыскания в строительстве: теоретические основы, методика, методы, практика. (Сергеевские чтения)*. Вып. 8, М.ГЕОС, 2006. с. 271-274.

Капустян Н.К., Щерба В.Г. Особенности забивки свай вблизи здания //Жилищное строительство 5, 2006, с. 12-15.

Николаев С.В. Безопасность и надежность высотных зданий – это комплекс высокопрофессиональных решений. *USTBuild-2004*. М.:ЦНТСМиО. 2004. С.8-18.

Острецов В.М., Гендельман Л.Б., Вознюк А.Б., Болдырев С.С., Капустян Н.К. Способ определения истинных значений собственных частот колебаний зданий. Патент RU 2242026 C1, 15.01.2004,

Юдахин. Ф.Н., Капустян Н.К., Антоновская Г.Н., Шахова Е.В. Неразрушающий сейсмический контроль конструктивной целостности инженерных сооружений. *Активные геологические и геофизические процессы в литосфере. Методы, средства и результаты изучения*. Воронеж: ВГУ. 2006. С. 283-287.

Юдахин Ф.Н., Капустян Н.К., Антоновская Г.Н. Инженерно-сейсмические исследования геологической среды и строительных конструкций с использованием ветровых колебаний зданий. Екатеринбург: УрО РАН. 2007. 156 с.

Maeck J., De Roeck G. Experimental and numerical modal analysis of a concrete high speed train railway bridge. *Proceedings of MCCI'2000 International Symposium of Modern Concreter Composites & Intrasturtures*, v. 2, Beijing, China 2000. pp. 61-68

Wong H.L., Trifunac M.D. Two-dimensional antiplane building-soil-building interaction for two or more buildingsand for incident plane SH-waves. *Bull. Seism. Soc. Am*. V 65. No 6.1975. P. 1863-1885.

Выбор модели грунта и ее параметров в расчетах геотехнических объектов

А.И. Голубев
ГОУ ВПО СПбГПУ, Санкт-Петербург, Россия

А.В. Селецкий
ООО «НИП-Информатика», Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Статья посвящена вопросу обоснования выбора математической модели грунта и определению ее параметров. В качестве сопоставляемых моделей выбраны две наиболее популярные упругопластические модели: модель Кулона-Мора и модель упрочняющегося грунта. Приведены результаты методики определения расчетных параметров этих моделей путем сопоставления результатов компьютерного моделирования стабилометрических испытаний в программе PLAXIS с лабораторными данными. В рамках выбранных моделей выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов с ограждающими конструкциями. Дан анализ выявленных характерных различий в прогнозе деформаций объектов и усилий в конструкционных элементах.

1. ВВЕДЕНИЕ

В современной практике геотехнических расчетов используются многие компьютерные программы, реализующие математические модели грунта разной степени сложности. Преимущество простых моделей заключается в меньшем количестве входных параметров, а также в простоте и ясности определяющих уравнений. Однако результаты моделирования в этом случае могут быть достаточно грубыми и плохо согласующимися с реальными данными. Сложные, усовершенствованные модели позволяют описать поведение грунта более точно, но они требуют более широкого набора характеристик грунта, а также достаточной осведомленности и опытности инженера при выборе модели, ее параметров и анализе полученных результатов расчетов.

2. ДВЕ АЛЬТЕРНАТИВНЫЕ МОДЕЛИ В PLAXIS

В программном комплексе PLAXIS предложен ряд апробированных в геотехнических расчетах математических моделей грунта, которые практически полностью охватывают проблемное поле учета поведения грунта в процессе развития напряженно-деформированного состояния при строительстве и эксплуатации различных геотехнических объектов. При расчетном обосновании многих инженерных проектов с помощью PLAXIS используются упруго-идеальнопластическая модель Кулона-Мора (модель КМ) и упругопластическая модель с учетом упрочнения грунта (модель УГ).

Инженеры часто отдают предпочтение наиболее простой из них - модели КМ, порой из-за ограниченных данных инженерно-геологических изысканий. Эта модель требует определения всего четырех расчетных параметров грунта: модуля общей деформации E, коэффициента Пуассона ν, сцепления c и угла трения φ. Модель УГ является усовершенствованной упругопластической моделью, для которой, помимо параметров прочности c и φ, требуется определить модули деформации при первичном нагружении E и разгрузке E_{ur}, одометрический модуль E_{oed}, а также показатель степени зависимости жесткости грунта от уровня напряжений m. Эти входные расчетные характеристики жесткости соответствуют определенным эталонным напряжениям, при которых выполнены испытания грунта в стабилометре и одометре. Реальные же характеристики жесткости рассчитываются программой по достигнутым значениям напряжений с учетом развития напряженно-деформированного состояния грунта по гиперболической зависимости.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛЕЙ. ЛАБОРАТОРНЫЕ И ВИРТУАЛЬНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТА

Выбор расчетной модели грунта и определение ее параметров возможны на основе сопоставления результатов лабораторных испытаний и их виртуальных компьютерных аналогов. На рис. 1 представлены результаты стабилометрических испытаний песка в виде графического паспорта грунта. По этим данным, согласно методике определения расчетных характеристик (PLAXIS. 2009), были получены деформационные и прочностные параметры модели КМ и модели УГ (таблица 1). В качестве базовой характеристики жесткости принимается секущий модуль деформации E_{50}^{ref}, соответствующий значению бокового давления в стабилометре p^{ref} =100 кПа и 50% прочности грунта.

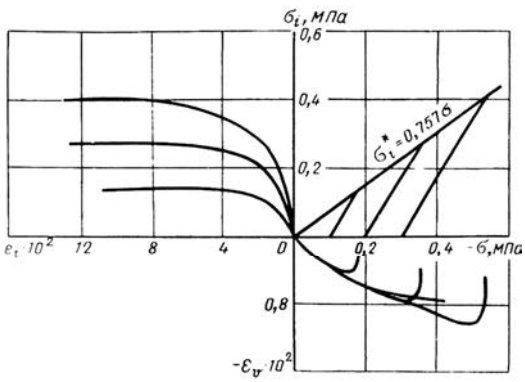


Рис.1. Графический паспорт песка

Таблица 1. Расчетные параметры моделей грунта

Параметр	Модель КМ	Модель УГ
E_{50}^{ref}, МПа	21,5	21,5
E_{oed}^{ref}, МПа	-	21,5
E_{ur}^{ref}, МПа	-	64,5
ν	0,32	-
m	-	0,9
c, МПа	0	0
φ, градус	32	32

Программа PLAXIS располагает опцией оперативного математического моделирования стандартных лабораторных испытаний грунтов с использованием имеющихся расчетных моделей (опция «soil test»).

На рис.2 представлены результаты лабораторных стабилометрических испытаний и виртуальных испытаний при использовании модели КМ и модели УГ с приведенными в таблице 1 расчетными параметрами. Модель УГ дает хорошее соответствие опытным данным при всех трех уровнях бокового давления p =100, 200 и 300 кПа на образец грунта. Модель КМ приводит к большому отклонению от опытных результатов при значениях бокового давления p = 200 кПа и 300 кПа. Это связано с заданием постоянной жесткости грунта, определенной при p = 100 кПа, и требует дополнительной корректировки при других давлениях. Результаты такой корректировки модуля деформации E_{50} приведены на рис. 3.

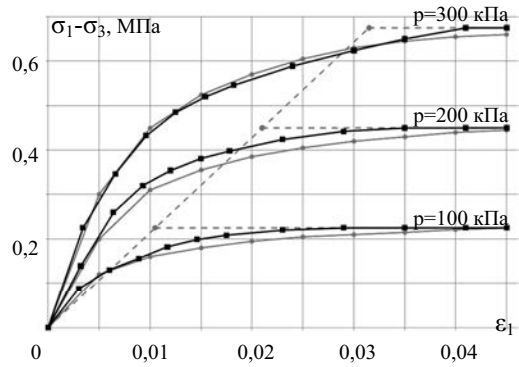


Рис.2. Результаты лабораторных испытаний и расчетов:
лабораторные испытания,
расчет по модели КМ,
расчет по модели УГ

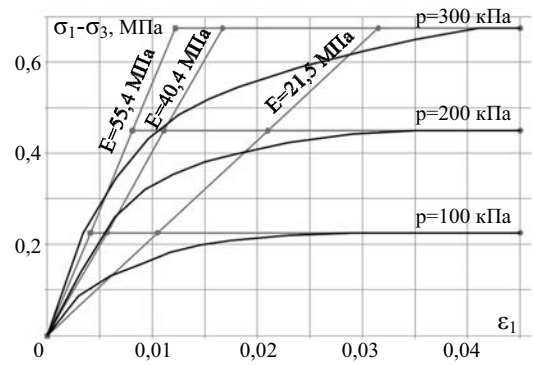


Рис.3. Корректировка расчетного модуля деформации в модели КМ:
расчет,
лабораторные испытания

4. ТЕСТОВЫЕ РАСЧЕТЫ

В качестве теста для оценки влияния выбранной модели и ее расчетных параметров на результаты прогноза напряженно-деформированного состояния геотехнического объекта был выполнен расчет ограждения глубокого котлована. На рис.4 приведена расчетная конечно-элементная схема правой половины котлована, включающая однородное песчаное основание мощностью 36 м, ограждающую стену высотой 24 м с одним ярусом грунтовых инъекционных анкеров, установленных с шагом 1 м. Процесс экскавации грунта до глубины 12 м моделировался тремя этапами откопки по 4 м каждый. Для стены приняты расчетные значения жесткостей: $EI=3{,}62\cdot10^5$ кН·м^2/м, $EA=1{,}73\cdot10^7$ кН/м; для анкера - $EA=5{,}0\cdot10^5$ кН (корень анкера), $EA=4{,}2\cdot10^6$ кН (тяга анкера).

Модель КМ использовалась в трех вариантах задания деформационных параметров. В первом варианте для грунтового основания задавался постоянный модуль деформации, соответствующий природному боковому давлению p =100 кПа на глубине отбора образца 12 м (отметка дна котлована) при плотности грунта 17,7 кН/м^3 и коэффициенте бокового давления 0,47. Во втором варианте учитывалось увеличение жесткости грунта с глубиной залегания слоев. Для этого однородное грунтовое основание было разбито на три слоя толщиной по 12 м. В пределах каждого слоя были определены значения модулей деформации, как средние по глубине величины, в соответствии с корректировкой результатов стабилометрических испытаний (рис. 3). В третьем варианте переменный по глубине модуль деформации (вариант 2) был заменен на модуль упругости $E_{ur} = 3E$, поскольку основной причиной изменения напряжений и деформаций в грунтовом основании является экскавация грунта и, следовательно, расчетная жесткость грунта должна соответствовать не состоянию первичного нагружения, а состоянию разгрузки. По этой же причине в варианте 3 коэффициент Пуассона принят равным 0,2. Три варианта расчетных модулей деформации грунта для модели КМ приведены в таблице 2. В расчетах с использованием модели УГ приняты параметры, указанные в таблице 1.

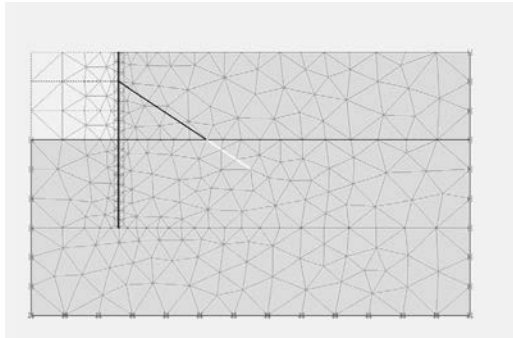


Рис. 4. Расчетная схема котлована

Таблица 2. Расчетные модули деформации грунта для модели КМ

Слои	Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3
Слой 1	21,5 МПа	11,0 МПа	33,0 МПа
Слой 2	21,5 МПа	31,0 МПа	93,0 МПа
Слой 3	21,5 МПа	48,0 МПа	144,0 МПа

На рис. 5 показаны эпюры изгибающих моментов в стене. Наибольшие значения, как в верхней, так и в нижней половине стены получены расчетом по модели УГ. Например, на отметке -9.0 м превышение составляет от 12% до 55% в зависимости от варианта расчета по модели КМ. Использование модели УГ дает также большее значение усилия в анкерной тяге (на 30%). Таким образом, расчеты по упрощенной модели КМ дали заниженные результаты.

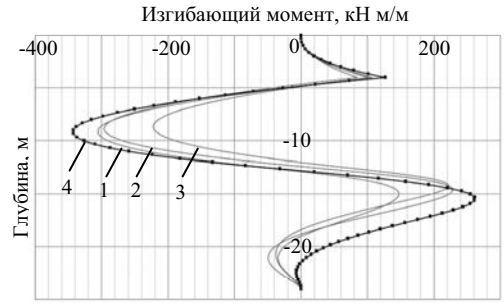


Рис.5. Изгибающие моменты в стене:
1– модель КМ вариант 1; 2–модель КМ вариант 2;
3– модель КМ вариант 3; 4–модель УГ

На рис.6 показаны вертикальные перемещения поверхности грунтового основания за пределами стены котлована. Использова-

ние модели КМ (варианты 1, 2) приводит вместо ожидаемой осадки поверхности к ее подъему и обратному наклону к горизонту, что противоречит результатам мониторинга многих котлованов при их строительстве. Расчет по модели УГ дает достоверные результаты прогноза деформации поверхности грунтового основания.

Рис. 6. Вертикальные перемещения поверхности основания:
1– модель КМ вариант 1; 2–модель КМ вариант 2;
3– модель КМ вариант 3; 4–модель УГ

5. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНА

В качестве примера моделирования работы реального геотехнического сооружения с использованием двух сопоставляемых моделей грунта ниже приведены некоторые результаты расчетов для проекта шпунтового ограждения котлована на дамбе Д-3 защитных сооружений Санкт-Петербурга, выполненного ОАО ЛЕНМОРНИИПРОЕКТ. В расчетную схему (рис. 7) включено неоднородное грунтовое основание со сложным геологическим профилем, шпунтовая стенка с плитными анкерами на двух ярусах и обратная засыпка. В расчетах учтены основные этапы возведения шпунтового ограждения котлована: строительство стены, поэтапная отсыпка грунта, устройство плитных анкеров.

Расчетные характеристики грунтов природного основания и обратной засыпки, представленные в материалах инженерно-геологических изысканий, достаточны для проведения расчетов только в рамках модели КМ (таблица 3). Эти расчетные параметры модели КМ были преобразованы согласно рекомендациям PLAXIS в основные параметры альтернативной модели УГ, которые приведены в таблице 4. Перечень грунтов (от супеси до глины 2) в таблицах 3, 4 соответствует последовательности залегания слоев от поверхности основания.

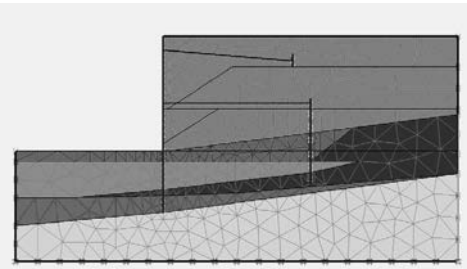


Рис. 7. Расчетная схема шпунтового ограждения

Все элементы ограждающей конструкции (шпунтовая стенка, анкерные плиты, анкерные тяги) представлены упругими линейно деформируемыми материалами со своими жесткостными характеристиками, приведенными в таблице 5.

Таблица 3. Расчетные характеристики грунтов для модели КМ

Параметр	Супесь	Суглинок	Песок	Глина 1	Глина 2	Песок о/з
E, МПа	40,0	50,0	18,0	80,0	170,0	30,0
ν	0,32	0.35	0.30	0,35	0,35	0,30
c, МПа	0,025	0,058	0,001	0,055	0,083	0
φ, град	29	27	27	22	24	32

Таблица 4. Расчетные характеристики грунтов для модели УГ

Параметр	Супесь	Суглинок	Песок	Глина 1	Глина 2	Песок о/з
E_{50}^{ref}, МПа	40,0	50,0	18,0	80,0	170,0	30,0
E_{oed}^{ref}, МПа	30,0	35,0	18,0	40,0	85,0	30,0
E_{ur}^{ref}, МПа	160,0	200,0	54,0	400,0	850,0	90,0
m	0,7	1,0	0,5	1,0	1,0	0,5
c, МПа	0,025	0,058	0,001	0,055	0,083	0
φ, град	29	27	27	22	24	32

Таблица 5. Расчетные характеристики элементов ограждения

Параметр	шпунт	плита нижнего яруса	плита верхнего яруса	тяга
EA, кН/м	$1{,}54\ 10^7$	$1{,}54\ 10^7$	$2{,}1\ 10^7$	-
EI, кН/м	$1{,}79\ 10^6$	$1{,}79\ 10^6$	$6{,}30\ 10^5$	-
ν	0.00	0.00	0.15	-
EA, кН	-	-	-	$2{,}10\ 10^5$

На рис. 8, 9 приведены соответственно эпюры изгибающих моментов в шпунтовой стенке и ее горизонтальные перемещения. В таблице 6 даны значения максимального изгибающего момента M_{max}, горизонтального перемещения верха стенки U_x и усилий в анкерных тягах нижнего $F_{a,н}$ и верхнего ярусов $F_{a,в}$. Эти результаты показывают, что использование модели КМ приводит к занижению как деформаций, так и усилий в ограждающей конструкции, что идет «не в запас» при оценке ее устойчивости и прочности.

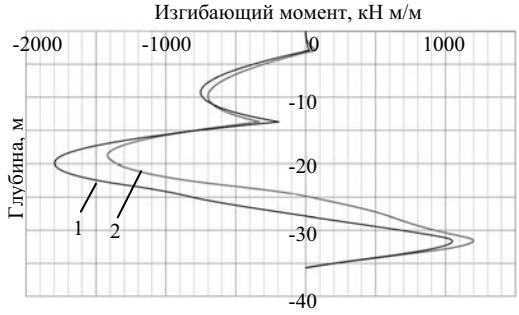


Рис.8. Изгибающие моменты в стенке:
1–расчет по модели УГ, 2–расчет по модели КМ

Таблица 6. Результаты расчетов по модели КМ и модели УГ

Модель	M_{max}, кНм/м	U_x, м	$F_{a,н}$, кН	$F_{a,в}$, кН
КМ	1420	0,33	603	278
УГ	1800	0,42	754	237

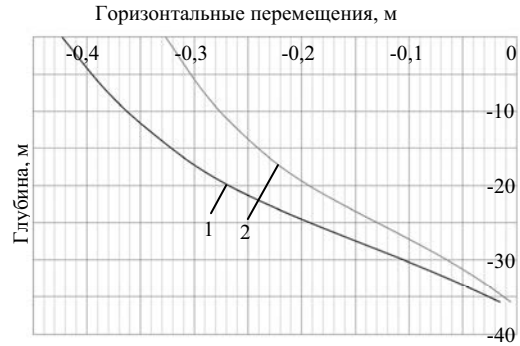


Рис. 9. Горизонтальные перемещения стенки:
1–расчет по модели УГ, 2–расчет по модели КМ

6. ВЫВОДЫ

Приведенные результаты показывают, что для достоверного прогноза работы геотехнического сооружения необходимо обоснование выбора адекватной модели грунта в соответствии с целью выполняемых расчетов. Параметры модели должны определяться на основании сопоставления лабораторных и полевых испытаний грунтов с соответствующими тестовыми расчетами в рамках выбранной модели. Неправильный выбор модели и ее расчетных параметров может привести к неверным решениям по конструкции, технологии строительства и режимам эксплуатации, что может стать причиной аварийной ситуации для геотехнической системы.

Для рассмотренных упругопластических моделей в качестве общих рекомендаций можно отметить следующее:

- модель Кулона-Мора следует применять для оценки предельного напряженного состояния, включая определение коэффициента надежности (устойчивости) геотехнической системы и возможного механизма ее разрушения, а также для предварительных деформационных расчетов;

- модель упрочняющегося грунта пригодна для расчетов напряженно-деформированного состояния большинства геотехнических систем и ситуаций за исключением эксплуатационных режимов и циклического нагружения, сопровождаемых развитием дополнительных малых деформаций грунта.

7. ЛИТЕРАТУРА

PLAXIS. 2009. Руководство пользователя. Версия 9. СПб.: ООО «НИП-Информатика».

Оценка влияния взрывов на объекты геотехники с помощью полостей

В.К. Мусаев
Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Рассматриваются вопросы об оценке влияния взрывов на объекты сооружений геотехники с помощью полостей в виде прямоугольников. С помощью метода конечных элементов в перемещениях разработаны методика алгоритм и комплекс программ. Разработанный комплекс программ апробирован сопоставлением с результатами численных, аналитических и экспериментальных методов. Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек. Решается система уравнений из 59048 неизвестных. Решены задачи о воздействии сосредоточенной взрывной волны через основание на предполагаемое сооружение геотехники без полости и с полостями. Показано, что применение полостей уменьшает величину напряжений в сооружениях геотехники при взрывных воздействиях.

1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ПРИ ВЗРЫВНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

В настоящее время вопросам безопасности сооружений геотехники от взрывных воздействий уделяется большое внимание. Поэтому можно утверждать, что применение полостей для защиты сооружений геотехники от волновых взрывных воздействий является актуальной фундаментальной и прикладной научной задачей.

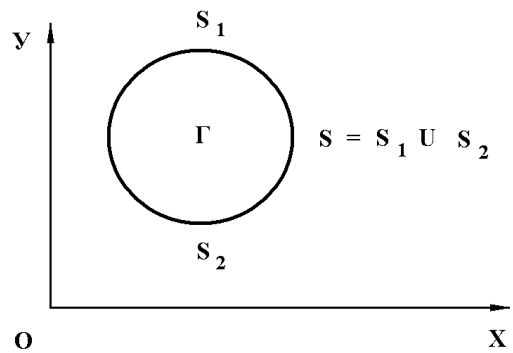


Рис. 1. Некоторое тело Γ в прямоугольной декартовой системе координат XOУ

Рассматриваются вопросы компьютерного моделирования уравнений динамической теории упругости при взрывных волновых воздействиях.

Для решения задачи о моделировании взрывных волн в упругих деформируемых средах рассмотрим некоторое тело Γ в прямоугольной декартовой системе координат XOУ (рис. 1) которому в начальный момент времени t=0 сообщается механическое воздействие.

Предположим, что тело Γ изготовлено из однородного изотропного материала, подчиняющегося упругому закону Гука при малых упругих деформациях.

Точные уравнения двумерной (плоское напряженное состояние) динамической теории упругости имеют вид

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial X}+\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial Y}=\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2},$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial X}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial Y}=\rho\frac{\partial^2 v}{\partial t^2},\ (x,y)\in\Gamma,$$

$$\sigma_x=\rho C_p^2\varepsilon_x+\rho(C_p^2-2C_s^2)\varepsilon_y,$$

$$\sigma_y=\rho C_p^2\varepsilon_y+\rho(C_p^2-2C_s^2)\varepsilon_x,\ \tau_{xy}=\rho C_s^2\gamma_{xy},$$

$$\varepsilon_x=\frac{\partial u}{\partial X},\ \ \varepsilon_y=\frac{\partial v}{\partial Y},$$

$$\gamma_{xy}=\frac{\partial u}{\partial Y}+\frac{\partial v}{\partial X},\ (x,y)\in(\Gamma\cup S), \qquad (1)$$

где σ_x, σ_y и τ_{xy} – компоненты тензора упругих напряжений; ε_x, ε_y и γ_{xy} – компоненты тензора упругих деформаций; u и v –

составляющие вектора упругих перемещений вдоль осей OX и OУ соответственно; ρ – плотность материала; $C_p=\sqrt{(E/(\rho(1-\nu^2)))}$ – скорость продольной упругой волны; $C_s=\sqrt{(E/(2\rho(1+\nu)))}$ – скорость поперечной упругой волны; ν – коэффициент Пуассона; E– модуль упругости; S ($S_1 \cup S_2$) – граничный контур тела Г.

Систему (1) в области, занимаемой телом Г, следует интегрировать при начальных и граничных условиях.

Начальные условия в области Г зададим в виде

$$u\big|_{t=0} = u_0,\ v\big|_{t=0} = v_0,$$
$$\frac{du}{dt}\Big|_{t=0} = \frac{du_0}{dt},\ \frac{dv}{dt}\Big|_{t=0} = \frac{dv_0}{dt},\ (x,y) \in \Gamma, \quad (2)$$

где: u_0, v_0, du_0/dt, dv_0/dt – заданные в области Г функции.

Граничные условия зададим в виде: составляющих компонентов тензора упругих напряжений на границе S_1

$$\sigma_x l + \tau_{xy} m = A_x,$$
$$\tau_{xy} l + \sigma_y m = A_y,\ (x,y) \in S_1; \quad (3)$$

составляющих компонентов вектора упругих перемещений на границе S_2

$$u = B_x,\ v = B_y,\ (x,y) \in S_2, \quad (4)$$

где l и m – направляющие косинусы; A_x, A_y, B_x и B_y – заданные на границе S функции.

Для решения поставленной задачи используем метод конечных элементов в перемещениях [1–7].

Задача решается методом сквозного счета, без выделения разрывов. Основные соотношения метода конечных элементов получены с помощью принципа возможных перемещений.

Чтобы выполнить динамический расчет методом конечных элементов, нужно иметь матрицу жесткости и матрицу инерции конечного элемента.

Принимая во внимание определение матрицы жесткости, вектора инерции и вектора внешних сил для тела Г, записываем приближенное значение уравнения движения в теории упругости

$$H^0 \frac{d^2\Phi^0}{dt^2} + K^0\Phi^0 = R^0,$$

$$\Phi^0\big|_{t=0} = \Phi^0{}_0,\ \frac{d\Phi^0}{dt}\Big|_{t=0} = \frac{d\Phi_0^0}{dt}, \quad (5)$$

где H^0 – матрица инерции; K^0 – матрица жесткости; Φ^0 – вектор узловых упругих перемещений; $d\Phi^0/dt$ – вектор узловых упругих скоростей перемещений; $d^2\Phi^0/dt^2$ – вектор узловых упругих ускорений; R^0 – вектор узловых упругих внешних сил.

Соотношение (5) система линейных обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка в перемещениях с начальными условиями. Таким образом, с помощью метода конечных элементов в перемещениях, линейную задачу с начальными и граничными условиями (1–4) привели к линейной задаче Коши (5).

Определим упругое контурное напряжение на границе области, свободной от нагрузок.

С помощью вырождения прямоугольного конечного элемента с четырьмя узловыми точками получим контурный конечный элемент с двумя узловыми точками (рис. 2).

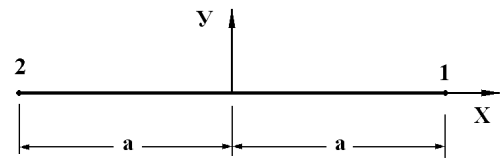


Рис.2. Контурный конечный элемент с двумя узловыми точками

При повороте оси X на угол α против часовой стрелки, получим упругое контурное напряжение $\sigma_к$ в центре тяжести контурного конечного элемента с двумя узловыми точками

$$\sigma_k = A_1(A_2 + A_3), \quad (6)$$

где $A_1 = \rho C_p{}^2/(2a)$; $A_2 = (u_1 - u_2)\cos\alpha$;
$A_2 = (v_1 - v_2)\sin\alpha$.

Рассмотрим интегрирование системы линейных обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка в перемещениях с начальными условиями.

Для интегрирования уравнения (5) конечноэлементным вариантом метода Галеркина приведем его к следующему виду

$$H^0 \frac{d}{dt}\left(\frac{d\Phi^0}{dt}\right) + K^0\Phi^0 = R^0,$$
$$\frac{d}{dt}\Phi^0 = \frac{d\Phi^0}{dt}. \qquad (7)$$

Интегрируя по временной координате соотношение (7) с помощью конечноэлементного варианта метода Галеркина, получим двумерную явную двухслойную конечноэлементную линейную схему в перемещениях для внутренних и граничных узловых точек

$$\frac{d\Phi^0_{i+1}}{dt} = \frac{d\Phi^0_i}{dt} + \Delta t(H^0)^{-1}(-K^0\Phi^0_i + R^0_i),$$
$$\Phi^0_{i+1} = \Phi^0_i + \Delta t\frac{d\Phi^0_{i+1}}{dt}. \qquad (8)$$

где Δt – шаг по временной координате.

Основные соотношения метода конечных элементов в перемещениях получены с помощью принципа возможных перемещений и конечноэлементного варианта метода Галеркина.

Рассмотрим устойчивость двумерной явной двухслойной конечноэлементной линейной схемы в перемещениях для внутренних и граничных узловых точек на квазирегулярных сетках.

Система уравнений (8) для внутренних и граничных узловых точек, полученная в результате интегрирования уравнения движения теории упругости (5), должна давать решение, сходящееся к решению исходной системы (1–4). Общая теория численных уравнений математической физики требует для этого наложение определенных условий на отношение шагов по временной координате и по пространственным координатам, а именно

$$\Delta t = k\frac{\min \Delta l_i}{C_p} \ (i = 1,2,3,...), \qquad (9)$$

где Δl – длина стороны конечного элемента.

Результаты численного эксперимента показали, что при k = 0,5 обеспечивается устойчивость двумерной явной двухслойной конечноэлементной линейной схемы в перемещениях для внутренних и граничных узловых точек на квазирегулярных сетках.

На основе метода конечных элементов в перемещениях разработаны алгоритм и комплекс программ для решения линейных плоских двумерных задач, которые позволяют решать сложные задачи при взрывных воздействиях на сооружения. При разработке комплекса программ использовался алгоритмический язык Фортран-90.

Исследуемая область разбивается по пространственным переменным на треугольные конечные элементы с тремя узловыми точками с линейной аппроксимацией упругих перемещений и на прямоугольные конечные элементы с четырьмя узловыми точками с билинейной аппроксимацией упругих перемещений.

По временной переменной исследуемая область разбивается на линейные конечные элементы с двумя узловыми точками с линейной аппроксимацией упругих перемещений.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЗРЫВНЫХ ВОЛН В ОБЛАСТИ БЕЗ ПОЛОСТИ

Численное моделирование волновых воздействий на некоторые объекты рассмотрены в работах [1–7].

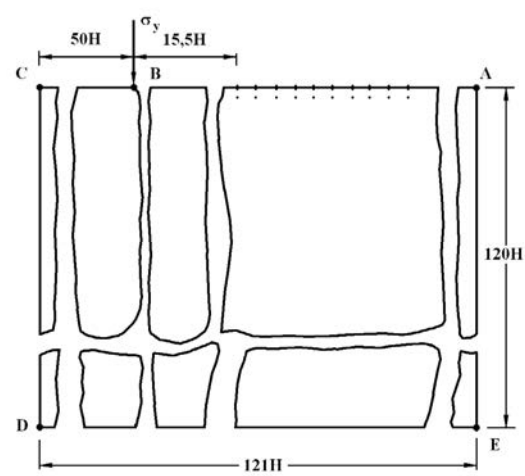


Рис. 3. Постановка задачи о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости без полости

Рассмотрим задачу о воздействии сосредоточенной взрывной волны (рис. 5) перпендикулярной свободной поверхности упругой полуплоскости (рис. 3).

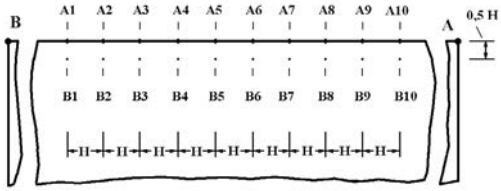


Рис. 4. Точки в которых приводятся упругие напряжения во времени

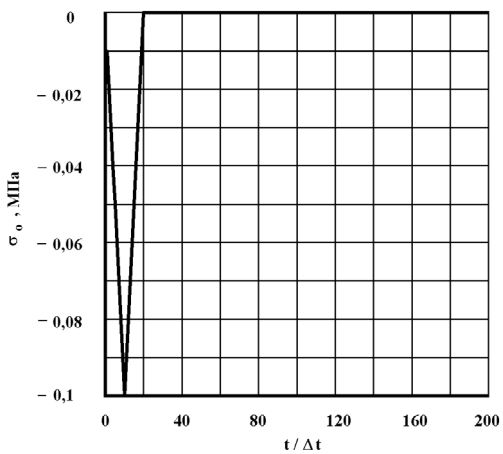


Рис. 5. Воздействие типа дельта функции

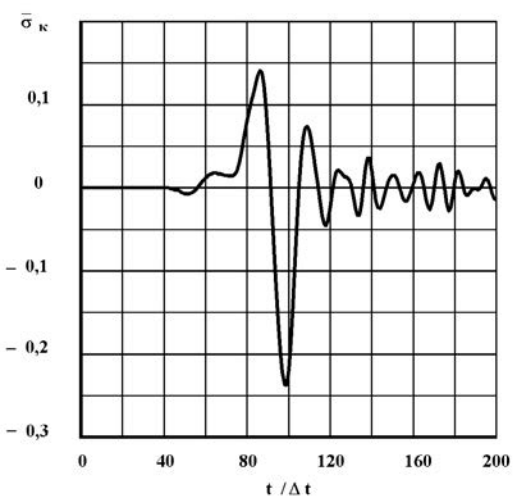


Рис.6. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени $t/\Delta t$ в точке A8

В точке B перпендикулярно свободной поверхности ABC приложено упругое нормальное напряжение σ_y, которое при $0 \le n \le 10$ ($n = t/\Delta t$) изменяется линейно от 0 до P, а при $10 \le n \le 20$ от P до 0 ($P = \sigma_0$, $\sigma_0 = -0{,}1$ МПа (- 1 кгс/см^2)).

Граничные условия для контура CDEA при $t > 0$ $u = v = du/dt = dv/dt = 0$. Отраженные волны от контура CDEA не доходят до исследуемых точек при $0 \le n \le 200$. Контур ABC свободен от нагрузок, кроме точки B, где приложено сосредоточенное упругое нормальное напряжение σ_y.

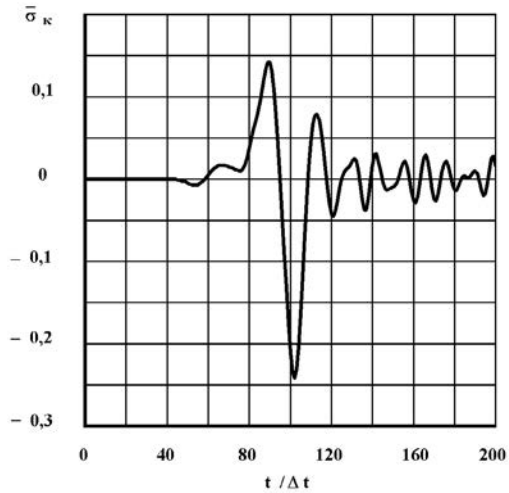


Рис.7. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени $t/\Delta t$ в точке A9

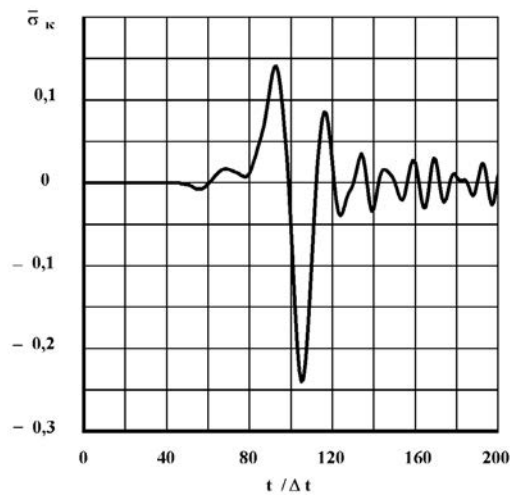


Рис.8. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени $t/\Delta t$ в точке A10

Расчеты проведены при следующих исходных данных: $H = \Delta x = \Delta y$; $\Delta t = 1{,}393 \cdot 10^{-6}$ с; $E = 3{,}15 \cdot 10^4$ МПа ($3{,}15 \cdot 10^5$ кгс/см^2); $\nu = 0{,}2$; $\rho = 0{,}255 \cdot 10^4$ кг/м^3 ($0{,}255 \cdot 10^{-5}$ кгс·с^2/см^4); $C_p = 3587$ м/с; $C_s = 2269$ м/с.

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14520 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных

Результаты расчетов о взаимодействии сосредоточенного упругого нормального напряжения σ_y на поверхности упругой полуплоскости получены в точках A1–A10 и B1–B10 (рис. 4).

Для примера на рис. 6–8 приводится изменение упругого контурного напряжения σ^0_k ($\sigma^0_k = \sigma_k / |\sigma_0|$) во времени n в точках A8–A10, находящихся на свободной поверхности упругой полуплоскости.

Растягивающее упругое контурное напряжение σ^0_k от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma^0_k = 0{,}136$ до значения $\sigma^0_k = 0{,}153$. Сжимающее упругое контурное напряжение σ^0_k от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma^0_k = -0{,}23$ до значения $\sigma^0_k = -0{,}243$.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЗРЫВНЫХ ВОЛН В ОБЛАСТИ С ПОЛОСТЯМИ

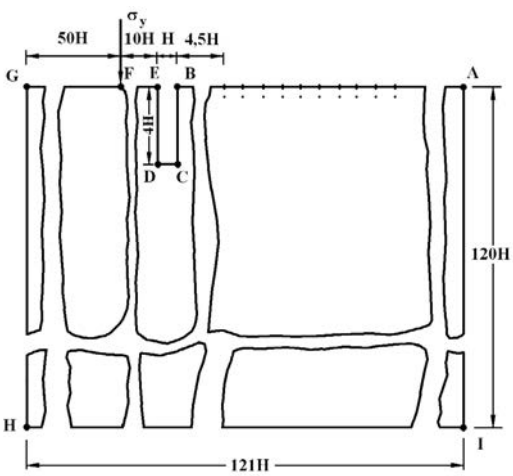


Рис. 9. Постановка задачи о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к четырем)

Рассмотрим задачу о воздействии сосредоточенной взрывной волны (рис. 5) на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к четырем) (рис. 9).

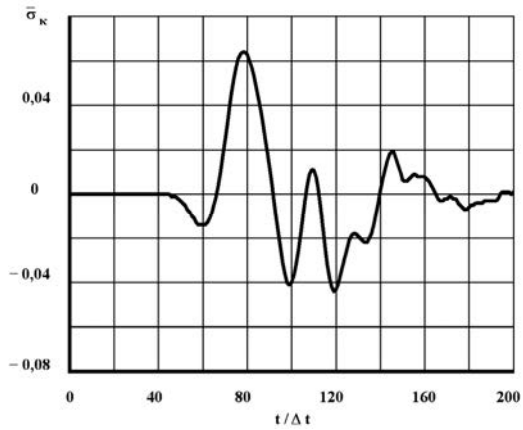


Рис.10. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени $t/\Delta t$ в точке A8

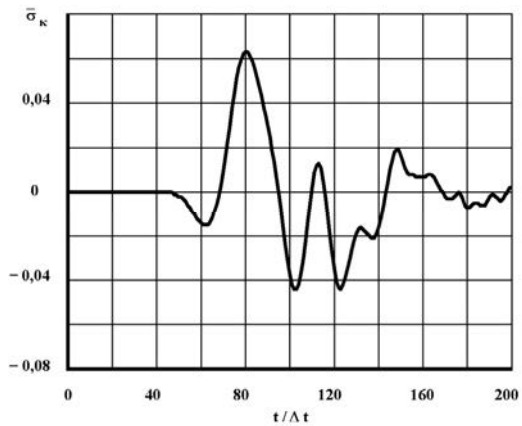


Рис.11. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени $t/\Delta t$ в точке A9

В точке F перпендикулярно свободной поверхности ABEFG приложено упругое нормальное напряжение σ_y, которое при $0 \le n \le 10$ изменяется линейно от 0 до P, а $10 \le n \le 20$ от P до 0 ($P = \sigma_0$, $\sigma_0 = -0{,}1$ МПа (- 1 кгс/см^2)).

Граничные условия для контура GHIA при $t > 0$ $u = v = du/dt = dv/dt = 0$. Отраженные волны от контура GHIA не доходят до исследуемых точек при $0 \le n \le 200$. Контур ABCDEFG свободен от нагрузок, кроме

точки F, где приложено сосредоточенное упругое нормальное напряжение σ_y.

Расчеты проведены при следующих исходных данных: $H = \Delta x = \Delta y$; $\Delta t = 1{,}393 \cdot 10^{-6}$ с; $E = 3{,}15 \cdot 10^4$ МПа ($3{,}15 \cdot 10^5$ кгс/см^2); $\nu = 0{,}2$; $\rho = 0{,}255 \cdot 10^4$ кг/м^3 ($0{,}255 \cdot 10^{-5}$ кгс·с^2/см^4); $C_p = 3587$ м/с; $C_s = 2269$ м/с.

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек 14516 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных.

Результаты расчетов для контурного напряжения σ^0_k во времени n получены в точках A1–A10 (рис. 4), находящихся на свободной поверхности упругой полуплоскости. Для примера приводится изменение контурного напряжения в точках A8–A9 (рис. 10-11).

Растягивающее упругое контурное напряжение $\overline{\sigma}_к$ от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma^0_k = 0{,}038$ до значения $\sigma^0_k = 0{,}065$. Сжимающее упругое контурное напряжение σ^0_k от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma^0_k = -0{,}031$ до значения $\sigma^0_k = -0{,}044$.

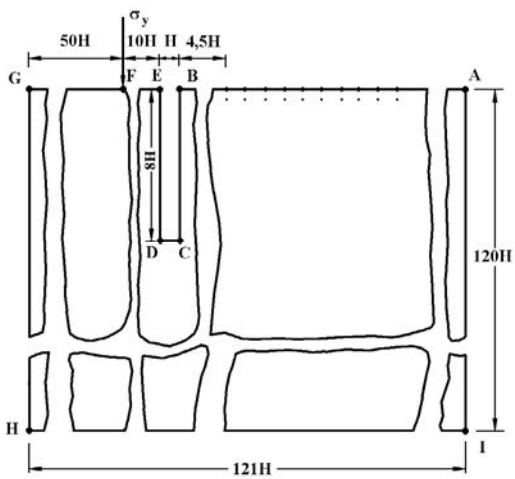


Рис. 12. Постановка задачи о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к восьми)

Рассмотрим задачу о воздействии сосредоточенной взрывной волны (рис. 5) на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к восьми) (рис. 12).

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек 14512 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных.

Результаты расчетов для контурного напряжения σ^0_k во времени n получены в точках A1–A10 (рис. 4). Для примера приводится изменение контурного напряжения в точках A8–A9 (рис. 13–14).

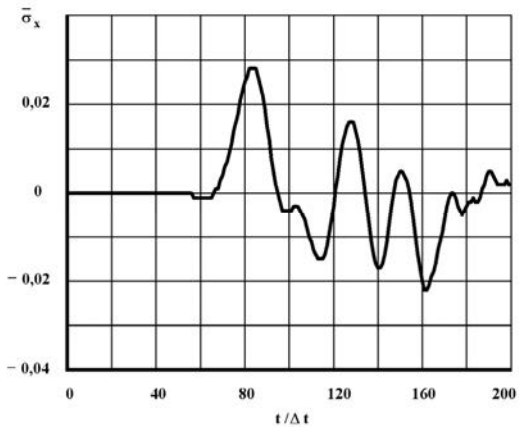


Рис.13. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени $t/\Delta t$ в точке A8

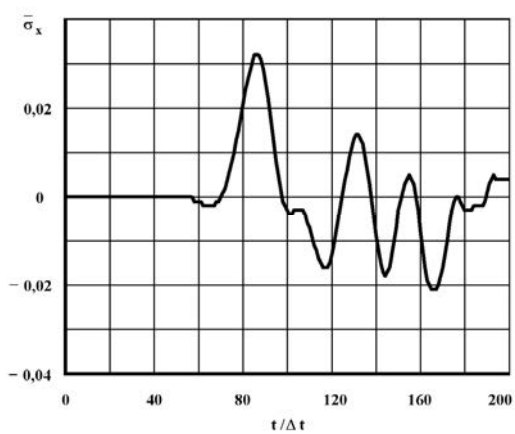


Рис.14. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени $t/\Delta t$ в точке A9

Растягивающее упругое контурное напряжение σ^0_k от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma^0_k = 0{,}024$ до значения $\sigma^0_k = 0{,}035$. Сжимающее упругое

контурное напряжение σ^0_k от точки А1 до точки А10 изменяется от значения σ^0_k = -0,016 до значения σ^0_k = -0,022.

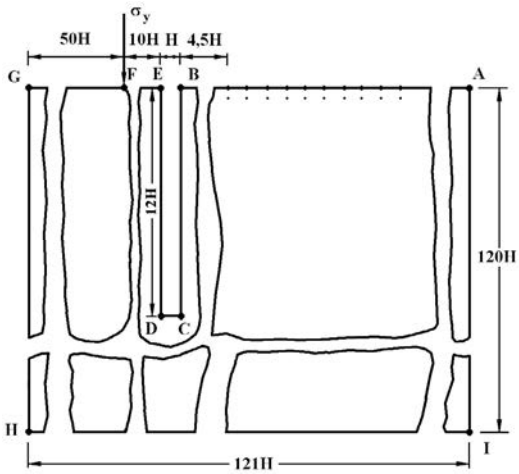


Рис. 15. Постановка задачи о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к двенадцати)

Рассмотрим задачу о воздействии сосредоточенной взрывной волны (рис. 5) на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к двенадцати) (рис. 15).

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек 14508 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных.

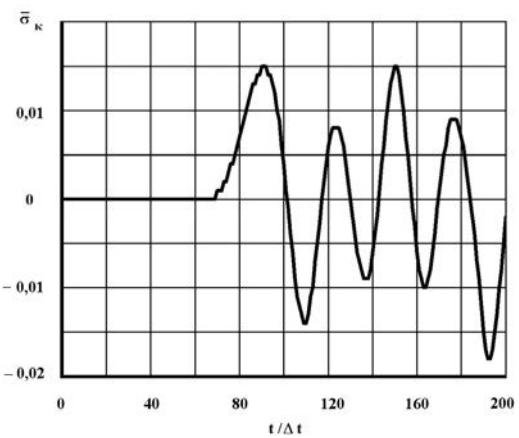


Рис.16. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени t/Δt в точке А8

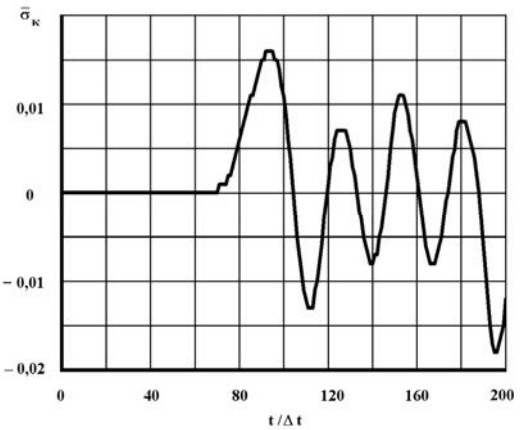


Рис.17. Изменение упругого контурного напряжения σ^0_k во времени t/Δt в точке А9

Растягивающее упругое контурное напряжение σ^0_k от точки А1 до точки А10 изменяется от значения σ^0_k = 0,015 до значения σ^0_k = 0,023. Сжимающее упругое контурное напряжение σ^0_k от точки А1 до точки А10 изменяется от значения σ^0_k = -0,009 до значения σ^0_k = -0,018.

Результаты расчетов для контурного напряжения σ^0_k во времени n получены в точках А1–А10 (рис. 4), находящихся на свободной поверхности упругой полуплоскости. Для примера приводится изменение контурного напряжения в точках А8–А9 (рис. 16–17).

ВЫВОДЫ

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Приводятся результаты решения задачи о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости без полости на предполагаемое сооружение. Значение максимального растягивающего упругого нормального напряжения по сравнению со значением максимального растягивающего упругого контурного напряжения уменьшается в 1,628 раза. Значение максимального сжимающего упругого нормального напряжения по сравнению со значением максимального сжимающего упругого контурного напряжения уменьшается в 1,642 раза. С глубиной происходит резкое уменьшение напряжения.

Отсюда можно утверждать, что основная энергия напряженного состояния сосредоточена на поверхности упругой полуплоскости.

2. Решена задача о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к четырем). Рассматриваются некоторые точки на свободной поверхности упругой полуплоскости. Полость, с соотношением ширины к высоте один к четырем, уменьшает величину упругого растягивающего контурного напряжения в 2,35 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к четырем, уменьшает величину упругого сжимающего контурного напряжения в 5,52 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к четырем, уменьшает величину упругого растягивающего нормального напряжения в 1,62 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к четырем, уменьшает величину упругого сжимающего нормального напряжения в 4,93 раза.

3. Решена задача о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к восьми). Рассматриваются некоторые точки на свободной поверхности упругой полуплоскости. Полость, с соотношением ширины к высоте один к восьми, уменьшает величину упругого растягивающего контурного напряжения в 4,37 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к восьми, уменьшает величину упругого сжимающего контурного напряжения в 11,04 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к восьми, уменьшает величину упругого растягивающего нормального напряжения в 3,36 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к восьми, уменьшает величину упругого сжимающего нормального напряжения в 9,87 раза.

4. Решена задача о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к двенадцати). Рассматриваются некоторые точки на свободной поверхности упругой полуплоскости. Полость, с соотношением ширины к высоте один к двенадцати, уменьшает величину упругого растягивающего контурного напряжения в 6,65 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к двенадцати, уменьшает величину упругого сжимающего контурного напряжения в 13,5 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к двенадцати, уменьшает величину упругого растягивающего нормального напряжения в 5,87 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к двенадцати, уменьшает величину упругого сжимающего нормального напряжения в 12,33 раза.

ЛИТЕРАТУРА

Мусаев В.К. 2007. Численное моделирование плоских продольных взрывных волн в упругой полуплоскости. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 1, с. 29–37.

Мусаев В.К. 2007. Численное моделирование задачи о воздействии сосредоточенной взрывной волны на свободной поверхности упругой полуплоскости. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 1, с. 38–44.

Мусаев В.К. 2007. Об оценке достоверности и точности численного решения нестационарных динамических задач. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 3, с. 48–60.

Мусаев В.К. 2007. Математическое моделирование упругих волн напряжений в сложных деформируемых телах. Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности, № 1, с. 62–76.

Мусаев В.К. 2008. Метод конечных элементов в задаче об отражении плоских продольных волн напряжений в виде дельта функции от свободной поверхности. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 1, с. 43–51.

Мусаев В.К. 2008. О моделировании упругих взрывных волн напряжений в сложных телах ограниченных размеров. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 1, с. 61–62.

Мусаев В.К. 2009. Оценка достоверности и точности результатов вычислительного эксперимента при решении задач нестационарной волновой теории упругости. *Научный журнал проблем комплексной безопасности,* № 1, с. 55–80.

Эффективное использование оползнеопасной территории мегаполисов

В.И. Осипов, Г.П. Постоев
Учреждение академии наук Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье рассматриваются проблема борьбы с крупными оползнями в больших городах и пути эффективного освоения подземного пространства оползнеопасных территорий. Приведена характеристика технического решения, позволяющего произвести укрепление оползневого склона на участке развития глубокого блокового оползня посредством строительства эксплуатируемого подземного сооружения, например многоуровневого гаража.

1. ВВЕДЕНИЕ

Особенностью мегаполисов является большая потребность в свободной территории под застройку и высокая стоимость земель, особенно в экологически чистых зонах города, к которым нередко относятся оползнеопасные склоны по берегам водных артерий. Наземное строительство на оползнеопасной территории, как правило, невозможно без проведения специальных защитных мероприятий. Подземное строительство, например, сооружение коммуникаций различного назначения, также сопряжено с опасностью их разрушения особенно на участках развития глубоких блоковых оползней, укрепление которых представляет известные трудности, в связи со сложностью механизма формирования и активизации оползня, большими размерами оползневых цирков и глубоким расположением поверхности скольжения, необходимостью оценки напряженно-деформированного состояния как оползневого массива, состоящего из смещенных оползневых относительно монолитных блоков, так и коренного массива, примыкающего к оползневому склону сверху (Г.П. Постоев, 2006).

В России воздействию оползней подвержено 725 городов. Среди них такие большие города как Москва, Нижний Новгород, Казань, Ульяновск, Волгоград, Чебоксары, Саратов, Саранск, Пермь, Сочи, Ростов-на-Дону, Томск, Барнаул.

С поверхностными относительно неглубокими оползнями с глубиной захвата грунтовой толщи 2 – 5 м, редко до 10 м, с которыми неизбежно приходится сталкиваться при строительстве городских сооружений на склоновых территориях обычно удается бороться посредством известного комплекса противооползневых мероприятий, включающего регулирование поверхностных и подземных вод, осушение оползневых масс, повышение прочности и плотности деформирующихся грунтов в зоне смещения оползня и удерживающие сооружения в виде подпорных стен, свайных ростверков, контрбанкетов и контрфорсов.

Значительно более трудная задача – это борьба с крупными, глубокими оползнями. Опыт Москвы, Нижнего Новгорода, Саратова, Ульяновска и др. городов показывает, что полной стабилизации оползневых склонов с развитием глубоких оползневых подвижек добиться не удаётся. Наиболее частыми мероприятиями, используемыми для этой цели, являются: берегоукрепление, дренажные штольни, террасирование склона, отсыпка контрбанкета и реже – свайные ростверки.

Однако активизация деформаций и катастрофические подвижки глубоких оползней периодически происходят в упомянутых городах, нанося значительный ущерб городской инфраструктуре. Так в Саратове на

склоне Соколовой горы оползни с деформированием нижнемеловых глин (глубина захвата грунтовой толщи более 100 м) происходили в 1783, 1818, 1846, 1869, 1884, 1913, 1915, 1927, 1967, 1968, 1986, с разрушительными деформациями территории города и с выпором дна р. Волга. Объём смещающихся массивов - около 10 млн. $м^3$ (И.О. Тихвинский, 1988).

Одним из вариантов освоения подобной оползнеопасной территории может быть подземное строительство, использование подземного пространства (В.И. Осипов и др., 2000).

Данное направление строительства выглядит весьма перспективным, но и здесь необходимо детальное знание механизма оползневого процесса и его учёт при использовании подземного сооружения для повышения устойчивости склона. Речь идёт не только об укладке на оползнеопасных склонах различного рода коммуникаций при их пересечении водной преграды, но и о широком использовании подземного пространства склоновых территорий, например в виде гаражей, без снижения устойчивости склонов.

2. ОПОЛЗНЕВАЯ ОБСТАНОВКА В МОСКВЕ

Москва является крупнейшим городом в Европе и самым северным мегаполисом в мире. Почти 3 % территории Москвы занимают оползневые и оползнеопасные зоны, в основном на берегах р. Москва и её притоков.

Основную угрозу для городской инфраструктуры представляют глубокие блоковые оползни. В сентябре 2006 г. пришел в движение блоковый оползень на участке Хорошево-1. Возникла реальная угроза устойчивости Храму Животворящей Троицы в Хорошево (памятник XVI века) и жилым зданиям ТСЖ «Годуново». В результате катастрофической активизации оползневого процесса от плато, на котором находятся указанные выше сооружения, отделился массивный новый оползневой блок длиной более 220 м.

При этом оседание блока составило около 3,5 м (рис. 1) с вовлечением в смещение всего оползневого склона на протяжении 350 м берега по почти горизонтальной поверхности скольжения (рис. 2), установленной по данным мониторинга, на глубине 31 м (от бровки плато), в оксфордских глинах юрской системы, вблизи кровли слоя.

По распоряжению Правительства Москвы были проведены исследования участка активизации оползневого процесса, организован мониторинг деформаций склона, выполнен проект и была начата реализация противооползневых мероприятий, включающих отсыпку контрбанкета, сооружение свайного защитного ростверка и дренажной системы. Исследования показали, что на соседнем участке оползневого цирка, ниже по течению, также создалась угрожающая ситуация по устойчивости прибровочной части плато, требующая принятия срочных мер по предотвращению активизации деформаций.

Рис. 1. Новая стенка срыва и поверхность смещенного блока (Москва, Хорошево-1).

В 2009 г., также в сентябре произошла активизация блокового оползня на правом берегу р. Москва, вблизи железнодорожного моста по южному направлению (участок Москворечье). На существующем оползневом цирке образовался новый оползневой блок длиной 200 м (рис. 3). Произошло оседание нового блока на 10 м с деформированием и перемещением всего оползневого склона на протяжении около 300 м берега, с разрушением гаражных построек на верхней площадке. Создалась реальная угроза устойчивости опор железнодорожного моста.

Активность глубоких подвижек наблюдается и на ряде других участков Москвы. Выше по течению от упомянутого железнодорожного моста, на участке Коломенское, у завода полиметаллов, наблюдениями ИГЭ РАН и ИФЗ РАН установлено положение в

массиве глубокой поверхности скольжения: на отметках 101,0 – 102,0 м в оксфордских глинах (на 14 м ниже уровня р. Москва), перемещения по которой вызвали разрыв и выход из строя Чертановского канализационного коллектора.

Периодическая активизация оползневого процесса происходит на участке Воробьевы горы, имеющего самые большие размеры в мегаполисе: протяженность по берегу 3500, ширина (по оси движения) – 350 м и глубина залегания поверхности скольжения – до 100 м (от поверхности плато). В 60-е – 70-е годы двадцатого столетия была разрушена эскалаторная галерея метро. По всей вероятности активность оползневого процесса отразилась на состоянии старого метромоста и необходимости строительства нового.

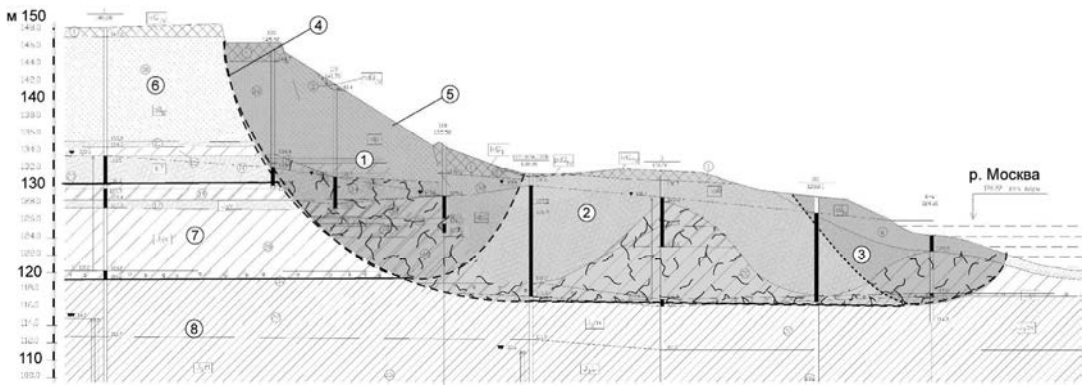


Рис. 2. Схематический инженерно-геологический разрез склона в центральной части участка активизации оползневого процесса (Москва, Хорошево-1): 1 – зона оседания блока и формирования зоны выпора-сжатия в головной части оползня; 2 – зона поступательного горизонтального смещения; 3 – зона выпора-сжатия в языке оползня; 4 – поверхность скольжения; 5 – тело оползня; 6 – пески четвертичных отложений; 7 и 8 – соответственно глины волжского и оксфордского ярусов юрской системы.

Рис. 3. Разрушительные смещения глубокого оползня на участке Москворечье (Москва, 2009 г.).

В последнее время происходят периодические активизации оползневых деформаций в районе горнолыжной трассы и канатно-кресельного подъёмника. Следует отметить, что катастрофическая активизация глубоких оползней на участке Воробьевы горы с образованием новых блоков, которая также возможна, будет носить более масштабный и разрушительный характер (по сравнению с рассмотренными выше оползневыми участками). При этом любые защитные мероприятия на этапе разрушительного развития столь масштабного оползня не могут быть эффективны.

3. ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ ГЛУБОКОГО ОПОЛЗНЯ

На этапе формирования оползневого блока в коренном грунтовом массиве происходит сжатие (раздавливание) нижних горизонтов, образуя в грунтах, прочность структурного каркаса которых ниже давления верхних пластов, боковой распор (распорное горизонтальное давление). Данному активному распорному давлению противодействует со стороны склона пассивное горизонтальное давление в деформирующемся горизонте. При этом верхние пласты склоновых отложений оказывают пассивную пригрузку на деформирующийся горизонт. Когда величина вертикальной пассивной пригрузки оказывается недостаточной, чтобы уравновесить упомянутое активное

распорное давление, прибровочная часть коренного массива, примыкающая вверху к склону оседает и отделяется от остальной части коренного массива отвесной трещиной. Новый блок смещается по крутой криволинейной поверхности скольжения, которая выполаживается к основанию (в основном деформирующемся горизонте), толкая и перемещая существующее тело оползня, состоящее из ранее смещенных блоков по почти горизонтальной поверхности скольжения. Кроме поступательного движения оползневые блоки могут осуществлять повороты по вращательной траектории, нередко увеличивая степень запрокидывания блока по мере удаления от бровки оползневого склона.

Причиной образования глубоких блоковых оползней с деформированием юрских глин в Москве является подмыв высоких склонов речными водами.

Однако последующая активизация глубоких подвижек, как показали исследования на оползневых участках Коломенское, Хорошево и Москворечье, вполне может происходить и при отсутствии активного воздействия на склон реки. Развитие оползневого процесса в образовавшемся оползневом цирке происходит с разной степенью активности во времени до тех пор, пока отделившиеся от коренного массива блоки, оседая, продолжают толкать и перемещать склоновые оползневые массы к реке. Процесс достигает временной стабилизации, когда оползневой склон выположится и образуется относительно ровная оползневая терраса, примыкающая к высокой стенке срыва – откосу коренного уступа. Критическое значение высоты стенки срыва свидетельствует о достижении предельного состояния устойчивости прибровочной части коренного массива и возможности нарушения равновесия в любой момент. В частности такие ситуации имели место в активизации глубоких подвижек на упомянутых выше участках Хорошево (см. рис. 1) и Москворечье (см. рис. 3).

Особенностью механизма активизации глубоких блоковых оползней является так называемое свойство «саморазвития». Оно заключается в следующем. Отделившийся от коренного грунтового массива оползневой блок оседая «отодвигает» находящиеся перед ним оползневые массы, образуя по границе с коренным грунтовым массивом по бортовым границам блока опущенные трещины растяжения (с поднятой верхней плоскостью), которые осуществляют глубокую «подрезку» коренного массива (рис.4). При этом происходит снижение пассивного горизонтального бокового давления со стороны склона в деформирующемся горизонте массива и формирование новых оползневых блоков (рис. 5).

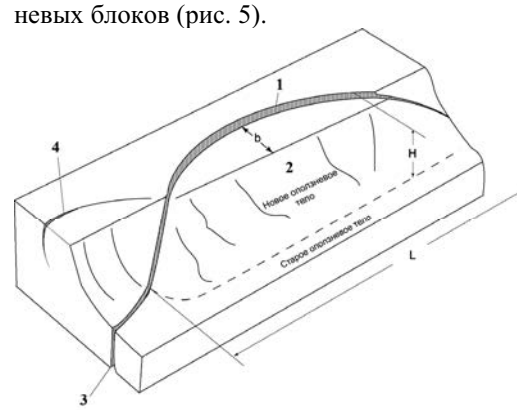


Рис. 4. Схема формирования оползнеопасных зон по бортовым границам нового оползневого блока. 1 – новая стенка срыва; 2 – новый оползневой блок с размерами: b, H, L; 3 – трещина, подрезающая основание коренного массива; 4 - оползнеопасная зона.

В связи с активизацией глубоких оползневых подвижек в Москве на участках Хорошево, Москворечье, Коломенское, Нижние Мневники, возможно периодическое проявление разрушительных деформаций с образованием новых оползневых блоков даже на участках, где произведено берегоукрепление и имеется благоустроенная набережная. По указанному механизму возможны разрушительные деформации и на участке Воробьевы горы, развитие оползневого процесса на котором подчиняется общим закономерностям, как и на участках Хорошево и Москворечье.

Целесообразно борьбу с такими опасными явлениями, как глубокие блоковые оползни, захватывающие протяженные участки ценной склоновой территории с выходом из строя многочисленных объектов городской инфраструктуры, не на этапе катастрофических разрушительных смещений, что оказывается дорого и малоэффективно, а заблаговременно, выявляя участки с предельным состоянием оползнеопасных массивов и осуществляя целенаправленные противооползневые мероприятия для предотвращения активизации деформационных процессов.

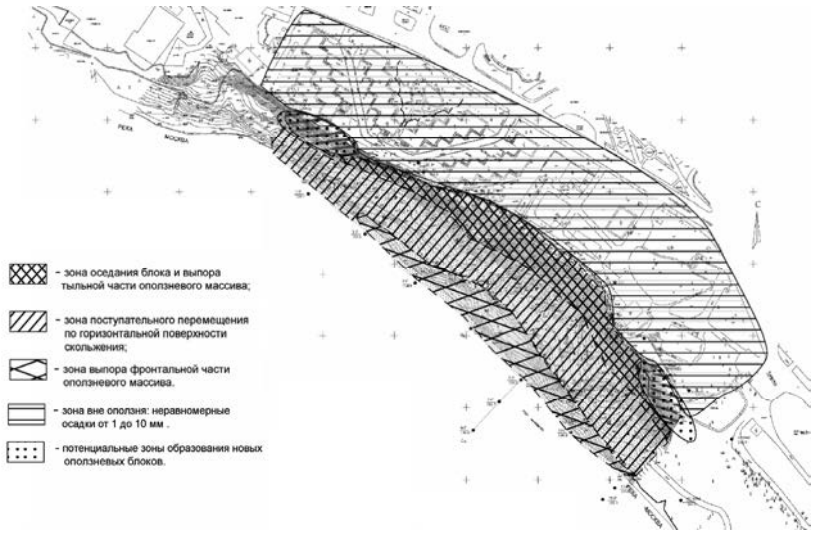


Рис. 5. Зоны деформаций на участке активизации оползня (Москва, Хорошево-1).

4. ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА ОПОЛЗНЕОПАСНЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Одной из самых острых проблем мегаполисов является строительство гаражей и стоянок. Найти свободную площадь в условиях тесной застройки – задача трудновыполнимая. На текущий момент обеспеченность граждан Москвы организованными паркингами не превышает 9 %. Правительством Москвы решено для этих целей использовать подземное пространство городской территории и даже создать сеть подводных паркингов.

Что касается планируемых подводных сооружений, по которым имеется информация, что уже подобраны 24 площадки под строительство, существует большая опасность активизации глубоких оползней при проведении подземных работ в русле реки. Возможны другие более безопасные и эффективные направления подземного строительства в мегаполисе.

В Институте геоэкологии РАН разработан способ укрепления оползневого склона путём преобразования потенциального оползневого блока в прибровочной части коренного массива в устойчивое подземное эксплуатируемое сооружение (патент на изобретение № 2340729, В.И. Осипов, Г.П. Постоев).

Как указывалось выше, катастрофическая активизация оползневого процесса на участках развития глубоких блоковых оползней происходит в виде формирования нового оползневого блока, его отделения от коренного массива и перемещения далее со всем оползневым склоном. Предлагается подземное сооружение располагать на участке потенциального оползневого блока, удаляя соответствующий объём грунта в размерах потенциального оползневого блока (рис. 6), с дренированием подземных вод и укреплением окружающих подземное сооружение грунтов (рис. 7). В созданном таким образом подземном сооружении может быть размещена многоуровневая стоянка автомобилей.

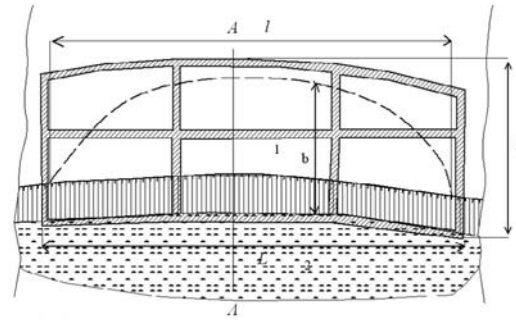


Рис. 6. Принципиальная схема (в плане) укрепления оползневого участка путем проходки глубокой горной выработки на месте потенциального оползневого блока и возведения подземного сооружения (по патенту №2340729). 1 – коренной грунтовый массив; 2 – тело оползня; *l*, b, L, B – соответственно размеры потенциального оползневого блока и разгружающей массив горной выработки; А-А – линия разреза.

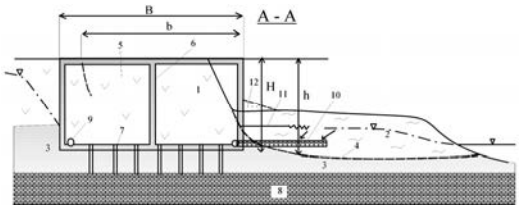


Рис. 7. Принципиальная схема укрепления оползневого участка (по патенту №2340729). Разрез по линии А-А (см.рис.4). 1 – коренной грунтовый массив; 2 – тело оползня; 3 - деформирующийся горизонт; 4 – поверхность скольжения; 5 – глубокая горная выработка; 6 – подземное сооружение; 7 – инъекционные скважины; 8 – слой прочных грунтов; 9 – водоотводящая труба; 10 – дренажная горизонтальная скважина; 11 – анкерное крепление; 12 – удаляемый грунт при планировке склона. h и H – соответственно глубина возможного оползневого блока и глубина горной выработки, разгружающей массив.

Предлагаемый способ полностью устраняет опасность возникновения оползневых деформаций, тем более катастрофического их развития, разгружает давление на деформирующийся горизонт до безопасного уровня, заменяет объём грунтового массива в пределах потенциального оползневого блока устойчивым подземным сооружением, обеспечивая эффективное укрепление оползневого склона на участке развития опасных глубоких оползневых подвижек и использование подземного пространства.

Учитывая большую потребность мегаполиса в гаражных помещениях и участках под автостоянку, строительство подземного сооружения может быть выполнено без расходов городского бюджета (за счёт инвесторов).

В Москве опасная активизация оползневого процесса в настоящее время происходит на участках Хорошево и Москворечье с образованием протяженных массивных оползневых блоков с реальной угрозой хозяйственным постройкам и в частности таким капитальным сооружениям как Карамышевский автомобильный мост и шлюзы в Хорошево, капитальный железнодорожный мост в Москворечье. Размеры подземного сооружения на каждом из упомянутых участков могут составить: длина до 300 м, ширина 25 – 40 м, глубина 30 – 40 м.

ВЫВОД

Строительство подземных многоуровневых эксплуатируемых сооружений на оползнеопасной территории, размещаемых и возводимых с учётом механизма возможных оползневых деформаций, является эффективным и вполне реальным проектом, позволяющим одновременно решать острейшие проблемы мегаполиса – строительство гаражей и ликвидация оползневой угрозы.

ЛИТЕРАТУРА

Осипов В.И., Кутепов В.М., Макаров В.И. 2001. Геологические условия освоения подземного пространства г. Москвы. Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды юбилейной научно-практической конференции (15 – 16 марта 2000 г.). Москва. С. 80 – 85.

Постоев Г.П. 2006. Проблемы строительства в оползнеопасных зонах г. Москвы. // Уникальные и специальные технологии в строительстве. № 1 (4). С. 28-31.

Тихвинский И.О. 1988. Оценка и прогноз устойчивости оползневых склонов. Москва: Наука. 144 с.

Закономерности формирования предельного состояния в грунтовом массиве и условия оползнеопасности склонов

Г.П. Постоев
Учреждение Российской академии наук Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Проблема достоверной оценки геологического риска в связи с угрозой активизации крупных оползней является чрезвычайно острой для большинства больших городов. В статье предложено инженерное решение по оценке предельного состояния оползнеопасных грунтовых массивов, позволяющее оценить степень опасности и масштабы возможной угрозы. Достоверность результатов расчётов предельного состояния проверена на анализе конкретных случаев активизации оползневого процесса в разнообразных геологических условиях.

1. ВВЕДЕНИЕ

Необходимость совершенствования решений по оценке предельного состояния грунтовых массивов вызывается как наличием угрозы опасных проявлений на территории мегаполисов геологических процессов (оползней, карста), т.е. для учёта геологического риска, так и потребностью в более достоверной информации о несущей способности грунтовых оснований, особенно на больших глубинах грунтовой толщи.

Для оценки риска проявления геологического процесса на исследуемом участке территории мегаполиса необходимо в первую очередь получить данные о фактическом состоянии грунтового массива на текущий момент времени и определить насколько оно близко к предельному значению по устойчивости грунтового массива на участке.

Известно, что понятие «предельное состояние» означает особое напряженно-деформированное состояние грунтового массива, при котором малейшее увеличение нагрузки на исследуемый горизонт или малейшее снижение бокового давления, препятствующего деформированию грунта на этом горизонте, приводят к потере устойчивости массива грунта или проявлению оползня на склоне.

На участках развития глубоких блоковых оползней, представляющих наибольшую опасность для сооружений во многих городах России, в том числе и в Москве, разрушительные деформации на участке возникают при формировании на устойчивой части территории, в коренном массиве, примыкающем к оползневому склону, нового оползневого блока. Таким образом, источником геологического риска в данном случае является нарушение равновесия и активизация оползневого процесса в коренном грунтовом массиве у верхней границы оползневого склона, которая приводит к прогрессирующим деформациям всего нижерасположенного склона с существующими на нём сооружениями.

2. ОСОБЕННОСТИ МЕХАНИЗМА ФОРМИРОВАНИЯ ГЛУБОКИХ ОПОЛЗНЕВЫХ ПОДВИЖЕК

Грунты в коренном массиве, примыкающем к оползневому склону, находятся в условиях гравитационного сжатия (рис.1).

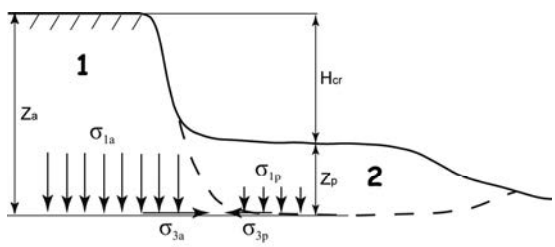


Рис.1. Схема к анализу формирования предельного состояния в коренном массиве вблизи контакта с оползневым склоном: 1 – коренной массив (активная зона); 2 – тело оползня (пассивная зона).

На горизонте массива, где бытовое давление превышает прочность структурного каркаса грунта (структурную прочность σ_{str}), возникает активное горизонтальное боковое давление σ_{3a} (распор или напор). В оползневом склоне под действием пригрузки на этот горизонт от веса оползневых масс, образуется пассивное горизонтальное давление σ_{3p} (отпор). По мере развития деформаций оползневого склона уменьшается пригрузка σ_{1p} на потенциально деформирующийся горизонт коренного массива со стороны склона и соответственно значение пассивного горизонтального давления (отпора), вызывая процесс «раздавливания» грунта горизонта и оседание прибровочной части коренного массива, который в конечном итоге завершается отделением и перемещением нового оползневого блока с разрушительными деформациями всего оползневого склона.

3. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА ПРИ СЖАТИИ. СТРУКТУРНАЯ ПРОЧНОСТЬ

При изучении закономерностей сопротивления грунтов при сжатии на стабилометре М-2 профессор Е.И. Медков (1959) выделил три характерных фазы: фаза I - вертикальные (осевые) напряжения σ_1 ниже предела упругости, наблюдаются упругие вертикальные деформации грунта, боковой распор σ_3 отсутствует; фаза II – боковой распор также отсутствует, но кроме упругих деформаций возникают также локальные упруго-пластические сдвиги, особенно при приближении к предельным давлениям в этой фазе; фаза III - характеризуется линейной зависимостью между приращениями вертикального давления и бокового распора. Снижение бокового давления при постоянном значении вертикального давления завершается разрушением грунта. Предельное давление σ_1 для фазы II получило название структурной прочности грунта σ_{str} при сжатии. Таким образом, если $\sigma_1 < \sigma_{str}$ (фазы I, II, по Е.И. Медкову), грунт держит нагрузку за счет усилий своих структурных связей, структурного каркаса, проявляя упругие и локально упруго-пластические деформации, практически без возникновения поперечных деформаций и распорного бокового давления ($\sigma_3 = 0$). На границе между фазами II и III структурная прочность полностью отмобилизована ($\sigma_1 = \sigma_{str}$). Дальнейший рост σ_1 (фаза III) приводит к росту поперечных деформаций, когда давление распора превышает противодействующее ему боковое давление, и разрушению грунта.

Структурная прочность, или прочность структурных связей присуща связным, а также скальным грунтам. В сыпучих грунтах она может проявляться в связи с возникновением зацепления между частицами или связности, при маловлажном их состоянии.

На диаграмме прочности и предельных напряжений Кулона – Мора структурная прочность σ_{str} грунта определяется по кругу Мора, касающегося огибающей и проходящего через начало координат.

Формула для определения σ_{str} также выводится из упомянутого круга Мора:

$$\sigma_{\text{str}} = 2c \cdot \frac{cos\varphi}{1-\sin\varphi} \quad \text{или}$$

$$\sigma_{\text{str}} = 2c \cdot tg(45+\varphi/2) \qquad (1)$$

где c и φ – сцепление и угол внутреннего трения грунта.

Таким образом, структурная прочность грунта может быть определена из испытаний на приборах трехосного сжатия, на сдвиг и на одноосное сжатие. В последнем случае структурная прочность соответствует пределу прочности грунта на одноосное сжатие.

Понятие структурной прочности пока не нашло широкого применения в механике грунтов и в нормативных документах. Однако работы ряда исследователей также подтверждают упомянутые выше выводы. А.К. Аликонис (1974) определяет структурную прочность при сжатии по формуле (1). Р.Э. Дашко и А.А. Каган (1977) произвели сопоставление формулы (1) с определениями структурной прочности по испытаниям грунта в компрессионном приборе, стабилометре, одноосным сжатием и штампами, считая, что «величина структурной прочности отвечает началу разрушения природных связей». К этому же выводу пришли Б.И. Далматов и В.М. Чикишев (1984), отмечая влияние структурной прочности на увеличение модуля деформации грунта по глубине в штамповых испытаниях.

Структурная прочность, характеризуя начало развития поперечных деформаций, всё же не определяет собой состояние предельного равновесия (Р.Э. Дашко, А.А. Каган, 1977).

Предельное состояние грунта по Кулону – Мору в главных напряжениях для случая плоской задачи имеет вид:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot ctg\varphi} = \sin\varphi \qquad (2)$$

где σ_1 и σ_3 – соответственно наибольшее и наименьшее главные напряжения.

После простейших преобразований выражение (2) может быть записано в виде:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1 - 2c\dfrac{\cos\varphi}{1-\sin\varphi}} = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \quad \text{или}$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_{str}} = tg^2(45 - \varphi/2) \qquad (3)$$

Из выражения (3) следует, что при $\sigma_3 = 0$ $\sigma_1 = \sigma_{str}$, а при $\sigma_1 > \sigma_{str}$ имеет место прямая пропорциональность между σ_3 и $\sigma_1 - \sigma_{str}$ в условиях отсутствия поперечных деформаций.

4. КРИТЕРИЙ ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ В ЗОНЕ СИЛОВОГО ВОЗМУЩЕНИЯ МАССИВА

Рассматриваем состояние грунта на горизонте массива, в котором бытовое давление превышает структурную прочность грунта. Принимая горизонтальное положение дневной поверхности и учитывая перераспределение возможных градиентов давлений при $\sigma_1 > \sigma_{str}$ (подобно песчаной подушке под фундаментом), полагаем: вертикальное давление на горизонт равномерно распределенным, исходное напряженное состояние представляется тремя напряжениями от собственного веса: $\sigma_1 = \gamma Z$; $\sigma_2 = \sigma_3 = m\sigma_1$, где m – коэффициент бокового давления (при $\sigma_1 > \sigma_{str}$).

Действительно, как показали исследования В.В. Жихович (2007), при напряжениях, не превышающих 80 % от предельных, при длительном периоде изменения напряжений в массиве, что имеет место в развитии глубоких оползней, существенных изменений в напряженно-деформированном состоянии в грунтовом слое массива происходить не может (рис. 2).

Силовое воздействие на грунтовый массив, например при проявлении геологических процессов (оползня, карста), всегда локализуется в некоторой области, которую можно назвать областью силового возмущения. На оползневых склонах область силового возмущения образуется в коренном массиве вблизи верхнего контакта с оползневым телом (см. рис. 1).

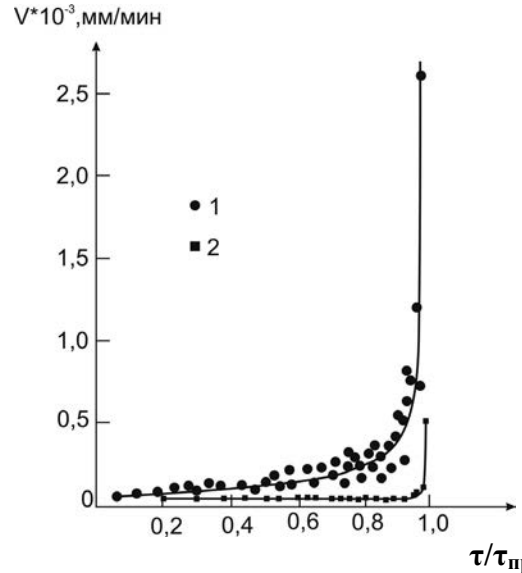


Рис. 2. Графики зависимости скорости ползучести от уровня напряжений при различном темпе нагружения глинистого грунта (В.В. Жихович, 2007). 1 – испытание по схеме час-ступень; 2 – по схеме сутки-ступень.

Силовое воздействие на массив происходит в виде взаимодействия двух зон: активной (а) и пассивной (р). В результате этого взаимодействия в области силового возмущения происходит локальное изменение напряженно-деформированного состояния и либо образуется новое равновесное состояние, либо происходит потеря устойчивости части массива в области силового возмущения и формирование разрушительных деформаций.

Применительно к оползневому процессу в активной зоне вертикальное давление σ_{1a} (наибольшее главное напряжение) на потенциально деформирующийся горизонт вызывает в грунте горизонта активное горизонтальное давление (напор) σ_{3a}. В пассивной зоне, со стороны оползневого склона, в данном горизонте формируется реактивное пассивное горизонтальное давление σ_{3p}, которое поддерживается действием соответствующего вертикального давления пригрузки σ_{1p} (см. рис. 1).

В соответствии с (3) предельные состояния в указанных зонах на рассматриваемом горизонте коренного массива записываются: активная зона

$$\frac{\sigma_{3a}}{\sigma_{1a}-\sigma_{str}} = tg^2(45-\varphi/2) \qquad (4)$$

пассивная зона

$$\frac{\sigma_{1p}}{\sigma_{3p}-\sigma_{str}} = tg^2(45-\varphi/2) \qquad (5)$$

где σ_{str} и φ – структурная прочность и угол внутреннего трения грунта рассматриваемого горизонта.

Предельное состояние в области силового возмущения достигается, когда удовлетворяются условия (4) и (5), а также критерий

$$\sigma_{3a} = \sigma_{3p} - \sigma_{str}, \qquad (6)$$

который определяет, что каждое приращение активного горизонтального давления σ_{3a} (напора) уравновешивается соответствующим приращением пассивного горизонтального давления (σ_{3p} - σ_{str}) – отпором.

Из условий (4), (5) и (6) можно получить принципиальное уравнение предельного равновесия на рассматриваемом горизонте массива в области силового возмущения (плоская задача).

$$\sigma_{1a} - \sigma_{str} = \frac{1}{\lambda^2}\sigma_{1p}, \qquad (7)$$

где $\lambda = tg^2(45 - \varphi/2)$.

Таким образом, условие (7) определяет, что состояние предельного состояния в массиве достигается, когда оно реализуется и в активной и в пассивной зонах и при этом создается предельное равновесие в деформирующемся горизонте и по границе между этими зонами.

5. ОСНОВНОЕ УРАВНЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

Исходные условия:

— силовое возмущение в массиве всегда носит локальный характер и в предельном состоянии на горизонте массива, залегающем на глубине Z_a, возникает криволинейная граница между зонами (а) и (р) радиусом R, вогнутой стороной в сторону источника силового возмущения (например в сторону оползневого склона при изменении исходного напряженного состояния в коренном массиве вследствие подвижек оползневого массива);

— до возникновения силового возмущения в массиве: в зоне (а) на глубине Z_a

$$\sigma_{1a} = \gamma Z_a,$$

$$\sigma_{2a} = \sigma_{3a} = m(\sigma_{1a} - \sigma_{str}); \qquad (8)$$

в пассивной зоне (р) также:

$$\sigma_{2p} = (\sigma_{3p} - \sigma_{str}) = m\sigma_{1p} \qquad (9)$$

На рис. 3 приведены напряжения, действующие на элементы грунта по плоскости, залегающей на глубине Z_a. Источник силового возмущения находится в зоне (р).

Основное уравнение предельного равновесия получаем из рассмотрения сил, действующих по нормали к границе (на элементарном ее участке) между зонами (а) и (р) и интегрирования соответствующих частей полученного выражения по l (где $0 \le l \le 2R$) и по S (где $0 \le S \le \pi R$):

$$(\sigma_{1a} - \sigma_{str})(1-k) = \frac{\pi}{2}\sigma_{1p}(1+k), \qquad (10)$$

или $(\sigma_{1a} - \sigma_{str})(1 - \frac{1}{R}) = \frac{\pi}{2}\sigma_{1p}(1 + \frac{1}{R})$,

где k – кривизна кривой радиусом R по границе между зонами (а) и (р), $k = \frac{1}{R}$.

Исходя из уравнения (10) активное горизонтальное давление σ_{3a} становится наименьшим при возникновении силового возмущения за счёт влияния промежуточного напряжения σ_{2a}, пропорционального кривизне границы.

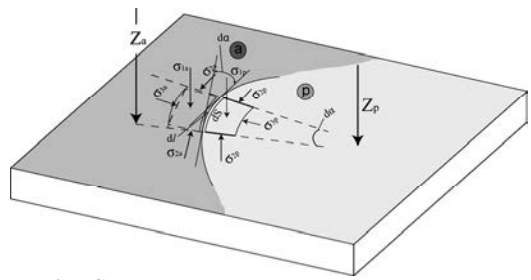


Рис.3. Схема к выводу основного уравнения предельного равновесия на глубине Z_a массива по границе зон (а) и (р).

При $k = 0$ (т.е. $R \to \infty$) уравнение для случая плоской задачи принимает вид:

$$\sigma_{1a} - \sigma_{str} = \frac{\pi}{2}\sigma_{1p} \qquad (11)$$

6. ПРИМЕРЫ СОПОСТАВЛЕНИЯ РАСЧЁТНЫХ И ФАКТИЧЕСКИХ ДАННЫХ

В оползневом цирке с блоковым развитием деформаций, на берегу р. Москва (г. Москва, Карамышевский проезд) в 2006 – 2007 гг. произошла катастрофическая активизация оползневого процесса с образованием нового оползневого блока и перемещениями оползневых масс на протяжении 350 м по берегу. В связи с угрозой оползневых деформаций для жилых домов и действующего Храма Животворящей Троицы (архитектурный памятник 16-го века) были проведены инженерно-геологические изыскания и мониторинг деформаций склона и сооружений, в том числе инструментальные наблюдения за глубинными деформациями (инклинометрические и тензометрические измерения), в результате которых установлена поверхность скольжения на глубине Z_a = 31 м (рис. 4).

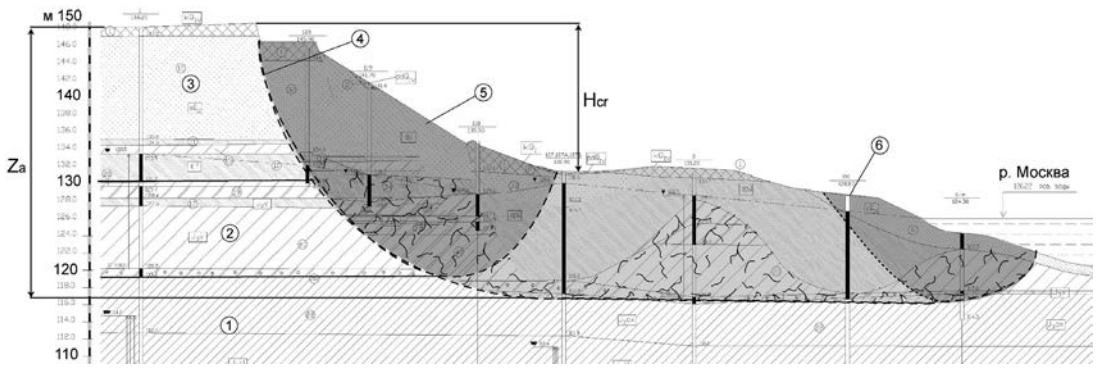


Рис. 4. Схема к сопоставлению расчетных и наблюденных данных по оценке предельного состояния на участке развития глубоких фронтальных блоковых оползней (Москва, Хорошево-1). 1 и 2 – соответственно глины волжского и оксфордского ярусов юрской системы; 3 – пески четвертичных отложений; 4 – поверхность скольжения; 5 – тело оползня; 6 - скважина.

В соответствии с результатами инженерно-геологических изысканий и обследования участка установлены значения расчетных показателей: c = 47,2 кН/м^2; $\varphi = 22^o$ – для юрских глин оксфордского яруса; R = 180 м – радиус изгиба бровки оползневого склона, в плане; критическая высота стенки срыва (откоса коренного массива) перед активизацией оползня – H_{cr} = 16 м; среднее значение удельного веса грунтов над кровлей оксфордских глин – γ = 20 кН/м^3.

Запишем формулу (10) в виде:

$$[\gamma Z_a - 2c \cdot \mathrm{tg}(45 + \varphi/2)](1 - \frac{1}{R}) = \frac{\pi}{2}\gamma(Z_a - H_{cr})(1 + \frac{1}{R}) \qquad (12)$$

Подставляя исходные данные в формулу (12) получим: Z_a = 31,3 м. Т.е. имеет место практически полное совпадение результатов расчета Z_a из формулы (12) и фактических измерений по глубинным устройствам на оползне.

Таким образом, предложенное инженерное решение позволяет определять местоположение потенциально деформирующегося горизонта в оползнеопасном коренном грунтовом массиве, используя данные обследования участка и ограниченные сведения о геологическом строении и физико-механических свойствах грунтов, слагающих массив, получая необходимую информацию для проведения расчетов устойчивости и проектирования необходимых защитных мероприятий для обеспечения безопасного функционирования инженерных сооружений.

Сделан анализ множества случаев предельного равновесия оползневых склонов (перед разрушительной активизацией), взятые из работы (Г.П. Постоев, 2001) с некоторым дополнением из опыта работ ИГЭ РАН по г. Москве и по опубликованным данным в трудах И.П. Иванова, И.П. Печеркина, И.О. Тихвинского, Г.И. Тер-Степаняна, Б. Каменова.

На рис. 5 приведен график функции

$$(Z_a - \frac{\sigma_{str}}{\gamma}) = f(Z_a - H_{cr}).$$

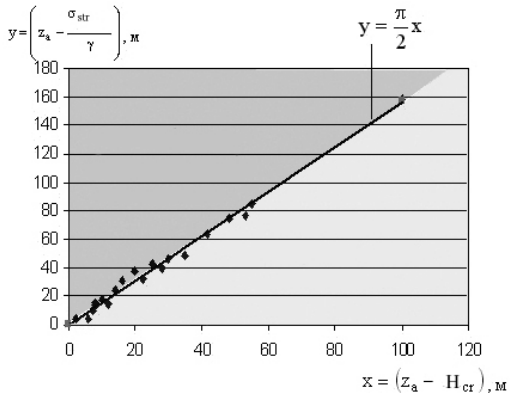


Рис. 5. График зависимости приведенной глубины до поверхности скольжения ($y=Z_a-\sigma_{str}/\gamma$) от мощности (толщины) оползневого тела для фактических случаев предельного состояния оползневых склонов (перед катастрофической подвижкой) с развитием глубоких блоковых оползней.

Эмпирические точки, отображающие случаи предельного равновесия оползневых склонов с деформированием грунтов различной прочности (от слабых илистых суглинков, Новочебоксарск, до весьма прочных сарматских известковистых глин, σ_{str} = 1000 кПа, Балчик, Болгария), с малым разбросом ложатся на линию, проходящую через начало координат. При этом функциональная связь между исследуемыми аргументами достаточно хорошо подтверждает предложенные теоретические решения при условиях, близких для случая плоской задачи.

ВЫВОД

Предложенные решения по оценке предельного состояния грунтовых массивов на оползнеопасных участках хорошо подтверждаются данными исследований конкретных случаев проявления катастрофических подвижек крупных оползней в различных геологических условиях, что позволяет использовать полученные зависимости для определения оползневой опасности и контроля геологического риска в мегаполисах по сопоставлению фактического состояния оползнеопасных участков с предельным в целях предупреждения чрезвычайных ситуаций, связанных с проявлением опасных геологических процессов в условиях тесной городской застройки территорий городов.

ЛИТЕРАТУРА

Аликонис А.К. 1974. К вопросу определения структурной прочности глинистого грунта // Научные труды высших учебных заведений ЛитССР. Строительные материалы и конструкции. Т. 3. Вып. 13. С. 11-15.

Далматов Б.И., Чикишев В.М. 1984. Определение осадок фундаментов с учётом изменения модуля деформации глинистого грунта в зависимости от напряженного состояния. Основания, фундаменты и механика грунтов. № 1. С. 24-26.

Дашко Р.Э., Каган А.А. 1977. Механика грунтов в инженерно-геологической практике. М. Недра.

Жихович В.В. 2007. О наличии оползней выдавливания на склонах одесского побережья. Основания, фундаменты и механика грунтов. № 5. С. 7-11.

Медков Е.И. 1959. Фазы сопротивления грунта. Механика грунтов, основания и фундаменты. М. Трансжелдориздат. Труды МИИТ. Вып.100. С. 26-61.

Постоев Г.П. 2001. Глубокие блоковые оползни на урбанизированных территориях. Материалы Междунар. симпозиума «Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий. – Екатеринбург: Изд-во «Аква-ПРЕСС». Том 1. С. 335-342.

Сейсмоакустический метод контроля качества как способ снижения риска применения свай

С.В. Татаринов, А.Б. Серебрякова, А.В. Лыков, О.Е. Мамаева
ООО «БЭиСПР», Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Методы определения длины и качества свай всегда стояли во главе угла строительного производства. Статические испытания забивных и буронабивных свай достаточно дороги и трудоемки, что не позволяет испытать все сваи на площадке, а значит, существует риск применения некачественных свай. Быстро и легко проводимые сейсмоакустические исследования вооружают исчерпывающей дополнительной информацией автора проекта, повышают надежность принимаемых решений и сводят к минимуму возможность геотехнического отказа.

1. ВВЕДЕНИЕ

Все более востребованным на строительных площадках Санкт-Петербурга становится сейсмоакустический метод контроля качества свай. Этот метод обладает рядом преимуществ, основным из которых является низкая стоимость проведения работ при высокой скорости испытаний.

В основе испытаний на сплошность сейсмоакустическим методом лежит теория распространения упругой волны в теле исследуемого объекта. Такая волна возбуждается в свае с помощью импульса от удара инструментального молотка, который создает входной силовой импульс продолжительностью менее 1 мс, и не вызывает какого-либо повреждения в результате воздействия. Отраженная волна фиксируется при помощи акселерометра, который устанавливается так, чтобы его измерительная ось располагалась параллельно оси сваи. Далее сигнал передается на персональный компьютер. Программное обеспечение позволяет построить рефлектограмму – график изменения скорости звуковой волны по длине сваи. Анализ рефлектограмм дает возможность оценить сплошность и физические размеры свай, то есть площадь поперечного сечения, длину, плотность материала, а так же отсутствие или наличие трещин.

На основании физических аспектов сейсмоакустического метода, было выполнено моделирование волны, распространяющейся в свае, выявлены особенности и ограничения сейсмоакустического метода.

2. МОДЕЛИРОВАНИЕ

При рассмотрении характера поведения волны, отраженной от пяты и вернувшейся обратно к оголовку, были выведены формулы, используемые в моделировании (Уайт,1986).

2.1. Отражение от границы «пята сваи-грунт»

Поскольку по оголовку сваи удар наносится параллельно оси сваи, рассмотрим случай нормального падения продольной волны на границу раздела двух полупространств (рис.1а). Так как угол падения $\theta_1 = 0$ и $\theta_2 = 0$, то смещения запишутся в виде:

$$P_{drop} = A_0 \cdot \left[i\omega \cdot \left(t - \frac{z}{a_1} \right) \right], P_r = -A_r \cdot \exp\left[i\omega \cdot \left(t + \frac{z}{a_1} \right) \right]$$

$$P_d = A_d \cdot \exp\left[i\omega \cdot \left(t - \frac{z}{a_2} \right) \right], \quad (1)$$

где P_{drop}, P_r, P_d - смещение падающей, отраженной преломленной волны соответственно; A_0, A_r, A_d - амплитуда падающей, отраженной преломленной волны соответственно; a_1, a_2 - скорость распространения волны в свае и в среде соответственно.

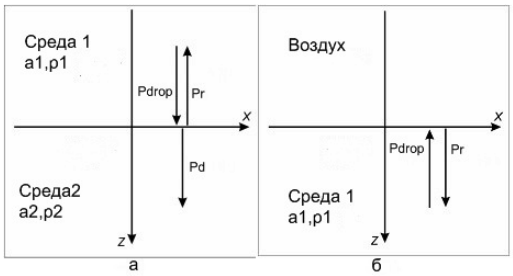


Рисунок 1. Нормальное падение продольной волны: а - на границу с различными акустическими параметрами, б- на границу «оголовок-воздух».

Учитывая граничные условия

$$\begin{cases} A_0 - A_r = A_d \\ A_0 + A_r = \dfrac{\rho_2 \cdot a_2}{\rho_1 \cdot a_1} \cdot A_d \end{cases}, \quad (2)$$

где ρ_1,ρ_2- плотность материала сваи и среды, найдем амплитуду преломленного (3) и отраженного сигнала (4)

$$A_d = A_0 \frac{2}{1 + \dfrac{\rho_2 \cdot a_2}{\rho_1 \cdot a_1}} \quad (3)$$

$$A_r = A_0 \left(\frac{\rho_2 \cdot a_2 - \rho_1 \cdot a_1}{\rho_1 \cdot a_1 + \rho_2 \cdot a_2} \right). \quad (4)$$

В том случае, когда $\rho_2 \cdot a_2 < \rho_1 \cdot a_1$ амплитуда A_r отрицательна, и волна меняет полярность.

2.2. Отражение от границы «оголовок сваи-воздух»

Рассмотрим случай нормального падения продольной волны на свободную поверхность (рис. 1б) для того, чтобы проследить, как изменится смещение отраженной от пяты волны, при отражении от свободной поверхности.

Так как угол падения $\theta_1 = 0$, то выражения для смещений:

$$P_{drop} = -A_0 \cdot \exp\left[i\omega \cdot \left(t + \frac{z}{a_1} \right) \right] \quad (5)$$

$$P_r = A_r \cdot \exp\left[i\omega \cdot \left(t - \frac{z}{a_1} \right) \right]$$

Граничное условие заключается в отсутствии напряжений на свободной поверхности: $\tau^1_{ZZ} = 0$, в результате вычислений получаем $A_r = -A_0$.

Так как суммарное смещение $P_1 = (A_r - A_0) \cdot \exp[i\omega \cdot t]$,то имеем

$$P_1 = -(A_0 + A_0) \cdot \exp[i\omega \cdot t] = \\ = -2A_0 \cdot \exp[i\omega \cdot t] = 2A_r \cdot \exp[i\omega \cdot t] \quad (6)$$

На свободной поверхности регистрируется смещение с амплитудой $2A_0$ (это справедливо только для сваи, пята которой находится в воздухе, как только появляется вмещающий грунт, часть энергии уходит, и эта доля зависит от разности акустических свойств сваи и грунта).

Итак, для случаев, когда акустическая жесткость материала сваи выше ($\rho_2 \cdot a_2 < \rho_1 \cdot a_1$) или ниже ($\rho_2 \cdot a_2 > \rho_1 \cdot a_1$) акустической жесткости вмещающего грунта, рефлектограммы будут иметь разный вид, что будет показано далее.

Смоделируем отражение от пяты для случаев размещения свай в различных грунтовых условиях (Маслов, 1982), (Гурвич, Никонов, 1981).

Считаем, что волна затухает как $e^{-\alpha x}$, где x – полный пройденный волной путь, α – коэффициент затухания, $\alpha = \dfrac{1}{\Delta L} \ln \dfrac{A_0}{A_r}$.

Для моделирования значение составляет α=0,06 м$^{-1}$.

Моделирование выполнено для сваи 12 м, скорость прохождения волны в свае V_p=3,5 км/с, плотность ρ=2400 кг/м^3 (рис.2).

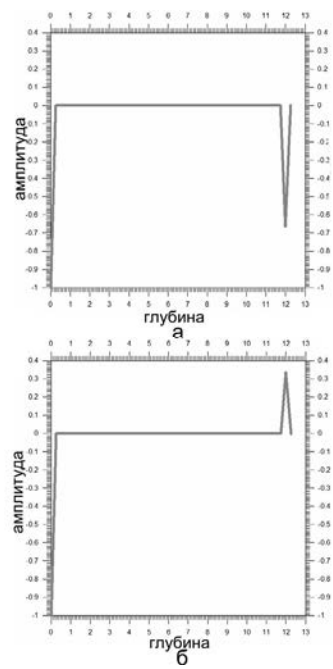


Рисунок 2. Результаты моделирования. Пята сваи находится в: а – «слабый» грунт; б –«скальный» грунт.

По величине отраженного сигнала можно судить о том, в каких грунтовых условиях находится пята. И наоборот, если знать геологические условия площадки, можно предположить заранее, какие результаты будут при проведении испытаний. Это можно сделать, анализируя рисунок 3, если есть информация о коэффициенте затухания α, который измеряется до погружения сваи в грунт. Такая ситуация возможна только для забивных свай.

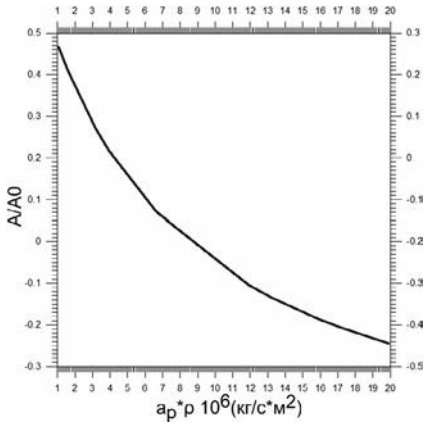


Рисунок 3. График зависимости отношения амплитуд пришедшей волны к начальной от акустической жесткости

2.3. Определяемая длина сваи

Длину сваи можно определить не всегда. Рассмотрим некоторые ограничения на метод для сваи со свободным концом и сваи во вмещающих породах.

После отражения сигнала от сваи со свободным концом, мы регистрируем смещение на оголовке сваи, определяемое выражением:

$$P = -2A_0 \cdot \exp(-2\alpha \cdot L) \cdot \exp[i\omega \cdot t] \cdot N, \qquad (7)$$

где L — длина сваи, N — увеличение регистрирующего прибора (Шериф и Гелдарт, 1987).

Отсюда получаем предельную длину сваи со свободным концом, при которой еще будет фиксироваться отраженный сигнал: $|P| > \varepsilon$, где ε — предельная погрешность измерения регистрирующего прибора, т.е.: $|-2A_0 \cdot \exp(-2\alpha \cdot L) \cdot N| > \varepsilon$, откуда

$$L < \left| \frac{\ln\left(\frac{-2A_0 \cdot N}{\varepsilon}\right)}{2\alpha} \right|. \qquad (8)$$

Предельная длина сваи со свободным концом определяется в первую очередь величиной коэффициента затухания — $\alpha = \frac{1}{\Delta L} \ln \frac{A_0}{A_r}$.

В случае сваи, погруженной в грунт, имеем следующее соотношение:

$$P = 2A_r \cdot \exp(-2\alpha \cdot L) \cdot \exp[i\omega \cdot t] \cdot N = \\ = 2A_0 \left(\frac{\rho_п \cdot a_n - \rho_c \cdot a_c}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c} \right) \cdot \exp(-2\alpha \cdot L) \cdot \exp[i\omega \cdot t] \cdot N \qquad (9)$$

откуда длина сваи, улавливаемая прибором

$$L < \frac{1}{2\alpha} \left| \ln \left(\frac{2A_0 \left(\frac{\rho_п \cdot a_п - \rho_c \cdot a_c}{\rho_п \cdot a_п + \rho_c \cdot a_c} \right) \cdot N}{\varepsilon} \right) \right|. \qquad (10)$$

В этом случае предельная длина сваи определяется не только коэффициентом поглощения, но и акустической жесткостью $\rho_п \cdot a_n$ вмещающих пород.

Проводя моделирование для свай различной длины, находящихся в разных грунтовых условиях, было получено подтверждение того, что их акустическая жесткость влияет на факт обнаружения и величину отраженного сигнала. То есть, если акустические жесткости сваи и грунта отличаются не сильно, например, свая находится в известняках, можно и не зафиксировать отраженный от пяты сигнал, а значит нельзя определить длину сваи.

При одном и том же затухании, определение длины сваи в большой степени зависит от параметров вмещающих пород.

2.1 Свая с дефектом

Рассмотрим сваю с включением или трещиной на расстоянии h от оголовка сваи (рис.4), площадь которых меньше площади основания сваи. Если выполняется соотношение $L = n \cdot h$, где L — длина сваи, n=2,3,… — целое число, то приходящий к оголовку сваи сигнал от включения, суммируется с сигналом от пяты сваи. В этом случае, в зависимости от места положения дефекта возможно наложение сигналов и сигнал от пяты будет менять полярность, как если бы пята сваи находилась в грунтах с большей жесткостью, чем материал сваи, хотя из соотношения $\rho_п \cdot a_n - \rho_c \cdot a_c < 0$ видно, что пята сваи лежит на породах с меньшей жесткостью.

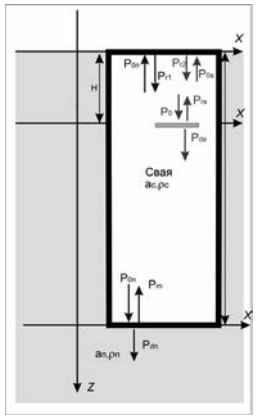


Рисунок 4. Схема смещений в свае с дефектом

Параметры включения могут искажать данные о грунтах под пятой сваи, вплоть до полного исчезновения сигнала от основания. Заметим, что подобная ситуация имеет значение только если включение или трещина расположены в верхней половине сваи, — условие $h = \frac{L}{n}$, где n=2,3,… — целые числа (Кауфман и Левшин, 2001).

Ниже приведены модельные расчеты для 12 м свай находящихся в различных вмещающих породах с различными типами включений: Для случая пустотелых включений, находящихся на расстоянии 2 м от оголовка сваи результаты моделирования представлены на рисунке 6.

Пустотелое включение создает интенсивные повторяющиеся импульсы, на фоне которых может затеряться сигнал от пяты сваи.

Рассмотрим, как будет вести себя сигнал от включений различной скорости в свае, находящейся в разных грунтовых условиях. На рисунках 5 и 6 представлены результаты моделирования для пустотелых включений и включений, в которых скорость прохождения волны Vp=2,0 км/с.

Анализируя рисунки 5 и 6, можно сделать вывод, что определить тип дефекта по полученным рефлектограммам нельзя, т.е. невозможно отличить является ли дефектом полость или низкоскоростное включение.

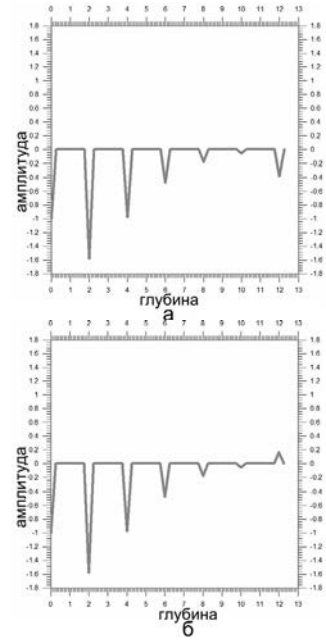


Рисунок 5. Результаты моделирования. Пустотелое включение на глубине 2 м от оголовка сваи. Вмещающие породы под пятой различной скорости: а-V_p=0,4 км/с, б-V_p=7,0 км/с.

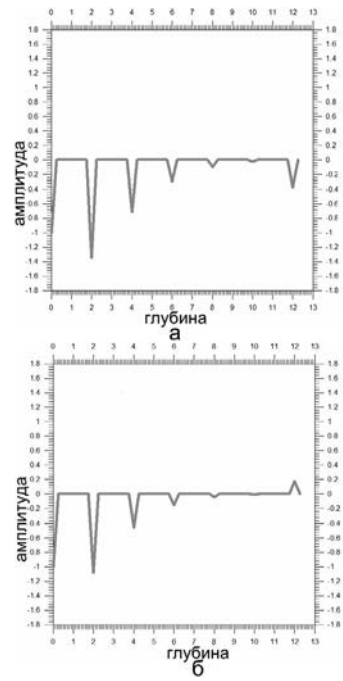


Рисунок 6. Результаты моделирования. Низкоскоростное включение (Vp=2,0 км/с) на глубине 2 метра от оголовка сваи. Вмещающие породы под пятой различной скорости: а-V_p=0,4 км/с, б-V_p=7,0 км/с.

Для более скоростного включения сигнал от пяты сваи становится различимым, и можно определить ее длину и характеристики вмещающих пород. Кроме того, для достаточно широкого спектра осадочных пород, таких как известняки, песчаники и глины, дающих малую величину отраженного импульса от пяты сваи, а также за счет сильного затухания высокочастотного сигнала, определение длины сваи становится затруднительным.

На рисунке 7а приведены результаты моделирования, когда акустические жесткости включения и сваи близки. Поведение сигнала при наличии в свае высокоскоростных включений показано на рисунке 7б.

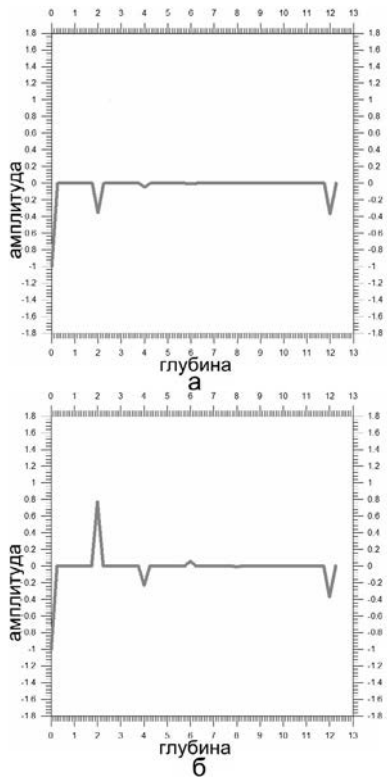


Рисунок 7. Результаты моделирования. Дефект на глубине 2 м от оголовка сваи, скорость вмещающей породы под пятой V_p=0,4 км/с: а-низкоскоростное включение (Vp=3,0 км/с) б-высокоскоростное включение (Vp=7,0 км/с).

Чем ближе акустическая жесткость включения к акустической жесткости сваи, тем быстрее происходит уменьшение многократно отраженного сигнала от включения.

При определенных параметрах среды не наблюдается отраженного сигнала от пяты сваи:

$$\rho_{\text{п}} \cdot a_n < \rho_c \cdot a_c \frac{1+\left|\frac{\varepsilon \cdot \exp(2\alpha \cdot L)}{2N} - \left(\frac{\rho_{\text{в}} \cdot a_{\text{в}} - \rho_c \cdot a_c}{\rho_{\text{в}} \cdot a_{\text{в}} + \rho_c \cdot a_c}\right)^n\right|}{1-\left|\frac{\varepsilon \cdot \exp(2\alpha \cdot L)}{2N} - \left(\frac{\rho_{\text{в}} \cdot a_{\text{в}} - \rho_c \cdot a_c}{\rho_{\text{в}} \cdot a_{\text{в}} + \rho_c \cdot a_c}\right)^n\right|}. \quad (11)$$

При выполнении условия $\left(\frac{\rho_{\text{в}} \cdot a_{\text{в}} - \rho_c \cdot a_c}{\rho_{\text{в}} \cdot a_{\text{в}} + \rho_c \cdot a_c}\right)^n > \left(\frac{\rho_{\text{п}} \cdot a_n - \rho_c \cdot a_c}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c}\right)$, при определенных значения $\rho_{\text{в}} \cdot a_{\text{в}}$ — сигнал от пяты сваи меняет полярность (рис.8а). На рисунке 8б представлена рефлектограмма сваи с высокоскоростным включением на глубине 3 м.

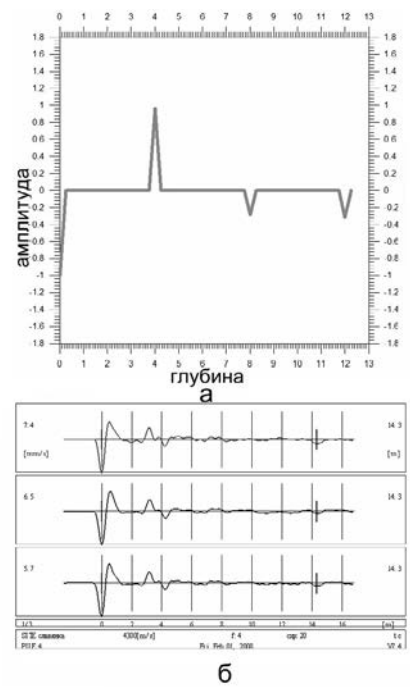


Рисунок 8.а- результаты моделирования: высокоскоростное включение (Vp=7,0 км/с) на глубине 4 м от оголовка сваи, скорость вмещающей породы под пятой-V_p=0,4 км/ч, б- рефлектограмма испытанной сваи. Наблюдается дефект на глубине 3 м.

Рассмотрим сваю с включением на глубине 6 м от оголовка сваи, т.е. на половине длины. На рисунке 9а представлены результаты моделирования для пустотелого включения, а на рисунке 9б для высокоскоростного.

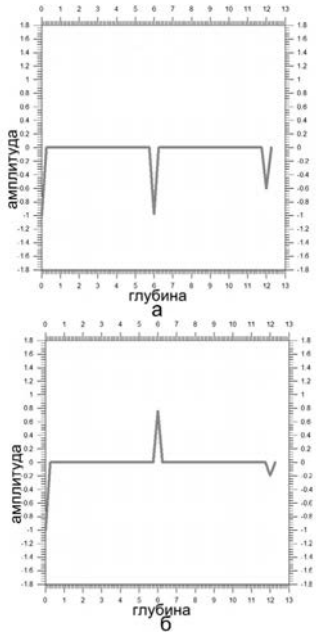


Рисунок 9. Результаты моделирования. Включение на глубине 6 м от оголовка сваи. а-пустотелое включение, скорость вмещающей породы под пятой -V_p=0,4 км/ч, б- высокоскоростное включение (Vp=7,0 км/с), скорость вмещающей породы под пятой -V_p=2,5 км/ч.

Видно, что отраженный сигнал от включений разного характера искажает сигнал от пяты сваи.

Рассмотрим наличие включений в нижней части сваи, а именно на глубине 8 м от оголовка. На рисунке 10 представлены результаты моделирования для пустотелого включения, на рисунке 11 - для высокоскоростного.

Отраженный сигнал в этом случае не суммируется с сигналом от пяты, но при определенных условиях, когда сигнал от пяты слаб, а от включения достаточно интенсивен, можно увидеть значение длины сваи, меньше, чем в действительности, т.е. сигнал от дефекта может быть ошибочно принят за сигнал от пяты сваи.

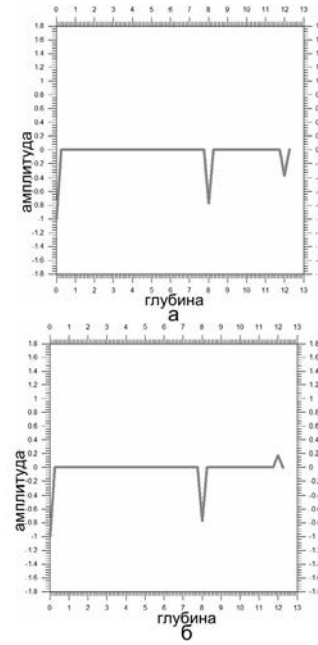


Рисунок 10. Результаты моделирования. Пустотелое включение на глубине 8 м от оголовка сваи. Вмещающие породы под пятой различной скорости: а-V_p=0,4 км/ч, б- -V_p=7,0 км/ч.

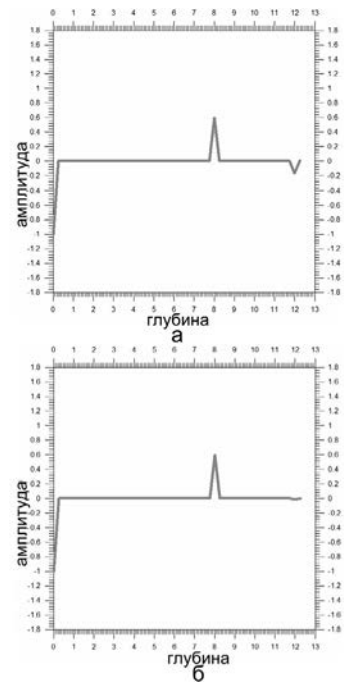


Рисунок 11. Результаты моделирования. Высокоскоростное включение (Vp=7,0 км/с) на глубине 8 м от оголовка сваи. Вмещающие породы под пятой различной скорости: а-V_p=1,5 км/ч, б-V_p=3,0 км/ч.

2.2 Свая с уменьшением поперечного сечения

Рассмотрим сваю с уменьшением поперечного сечения на расстоянии h от оголовка сваи (рис.12.).

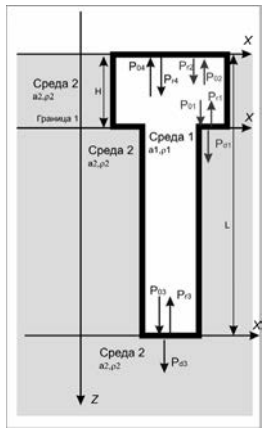


Рисунок 12. Схема смещений в свае с уменьшением поперечного сечения.

При падении волны на границу 1 возбуждается две волны: отраженная и проходящая во вмещающую среду.

Коэффициенты отражения и суммарное смещение будут соответственно:

$$A_{r2} = -A_{r1} = -\left(\frac{\rho_2 \cdot a_2 - \rho_1 \cdot a_1}{\rho_1 \cdot a_1 + \rho_2 \cdot a_2}\right), \quad (12)$$

$$A_{r4} = -A_{r3} = -\left(\frac{\rho_2 \cdot a_2 - \rho_1 \cdot a_1}{\rho_1 \cdot a_1 + \rho_2 \cdot a_2}\right), \quad (13)$$

$$P_1 = -2\left(\frac{\rho_2 \cdot a_2 - \rho_1 \cdot a_1}{\rho_1 \cdot a_1 + \rho_2 \cdot a_2}\right) \cdot \exp[i\omega \cdot t], \quad (14)$$

$$P_2 = -2\left(\frac{\rho_2 \cdot a_2 - \rho_1 \cdot a_1}{\rho_1 \cdot a_1 + \rho_2 \cdot a_2}\right) \cdot \exp[i\omega \cdot t] \cdot \quad (15)$$

Так как $\rho_2 \cdot a_2 < \rho_1 \cdot a_1$, то член $\left(\frac{\rho_2 \cdot a_2 - \rho_1 \cdot a_1}{\rho_1 \cdot a_1 + \rho_2 \cdot a_2}\right) < 0$, что соответствует смещению частиц вдоль положительного направления оси Z. В случае $\rho_2 \cdot a_2 > \rho_1 \cdot a_1$, то член $\left(\frac{\rho_2 \cdot a_2 - \rho_1 \cdot a_1}{\rho_1 \cdot a_1 + \rho_2 \cdot a_2}\right) > 0$, что соответствует смещению частиц вдоль отрицательного направления оси Z.

Времена прихода волн находятся из соотношений: $t_1 = \frac{2H}{a_1}, t_2 = \frac{2L}{a_1}$.

Моделирование проводилось для сваи L=12 м. Сужение поперечного сечения рассматривалось на разных расстояниях от оголовка сваи. На рисунке 13 представлены результаты моделирования для свай с сужением на 2 м от оголовка.

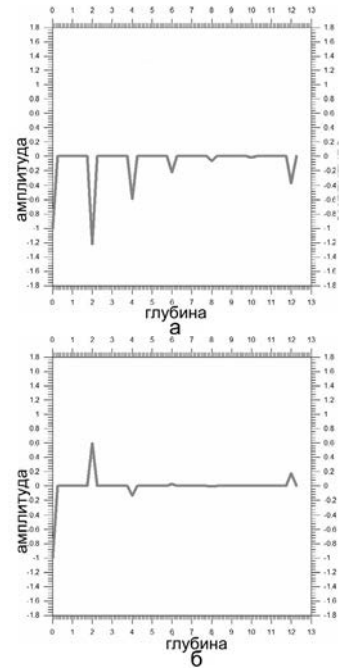


Рисунок 13. Результаты моделирования. Сужение поперечного сечения на глубине 2 м от оголовка сваи. Вмещающие породы под пятой различной скорости: а-V_p=0,4 км/с, б-V_p=7,0 км/с.

По характеру отраженных импульсов, нельзя отличить сужение сваи от включения или трещины на том же расстоянии от оголовка.

Рассмотрим уменьшение поперечного сечения на 4 м (рис. 14) и 8 м (рис.15).

Из рисунков видно, что даже в случае сложения сигналов от утоньшения и пяты сваи, это сложение всегда будет конструктивным в случае если акустическая жесткость вмещающих пород меньше акустической жесткости сваи. Действительно:

Так как $\rho_y \cdot a_y = \rho_n \cdot a_n$, то

$$P = 2 \cdot N \cdot \exp(-2\alpha \cdot L)\left[(-1)^{2n}\left(\frac{\rho_c \cdot a_c - \rho_п \cdot a_n}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c}\right)^n + \right. \quad (16)$$

$$\left. + \left(\frac{\rho_c \cdot a_c - \rho_п \cdot a_n}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c}\right)\right]$$

Слагаемые $(-1)^{2n}\left(\frac{\rho_c \cdot a_c - \rho_п \cdot a_n}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c}\right)^n$ и $\left(\frac{\rho_c \cdot a_c - \rho_п \cdot a_n}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c}\right)$ одного знака.

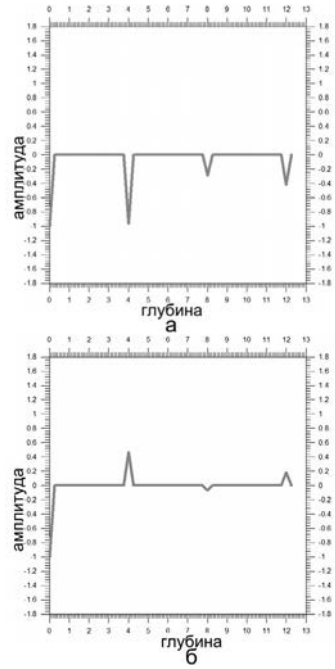


Рисунок 14. Результаты моделирования. Сужение поперечного сечения на глубине 4 м от оголовка сваи. Вмещающие породы под пятой различной скорости: а-V_p=0,4 км/с, б- -V_p=7,0 км/с.

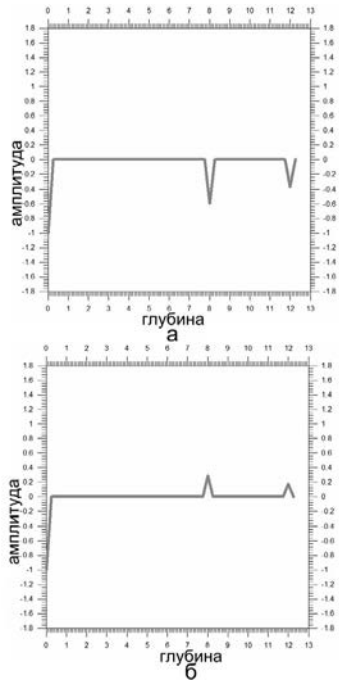


Рисунок 15. Результаты моделирования. Сужение поперечного сечения на глубине 8 м от оголовка сваи. Вмещающие породы под пятой различной скорости: а-V_p=0,4 км/с, б- -V_p=7,0 км/с.

В случае если акустическая жесткость вмещающих пород больше акустической жесткости сваи, то конструктивное сложение сигналов будет только при нечетном n. Действительно, это видно когда $\rho_{\text{п}} \cdot a_n > \rho_c \cdot a_c$ из соотношения $(-1)^n \left(\frac{\rho_{\text{п}} \cdot a_n - \rho_c \cdot a_c}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c} \right)^n - \left(\frac{\rho_{\text{п}} \cdot a_n - \rho_c \cdot a_c}{\rho_n \cdot a_n + \rho_c \cdot a_c} \right)$.

3. ВЫВОДЫ

- по величине отраженного сигнала можно судить о том, в каких грунтовых условиях находится пята, и наоборот, если знать геологические условия площадки, можно предположить заранее, какие результаты будут при проведении испытаний;

- длину сваи можно определить не всегда-определяемая длина свай, помещенных в грунт, зависит от показателя затухания α, и от разницы в акустических свойствах вмещающих пород и сваи;

- при интерпретации результатов испытаний свай с дефектом важно учитывать кратные волны, отраженные от дефектов, поскольку разница в акустических свойствах включении может искажать отраженный от пяты сигнал;

-по характеру отраженных импульсов, мы не сможем различить сужение сваи от включения или трещины на том же расстоянии от оголовка.

4. ЛИТЕРАТУРА

Гурвич И.И., Никонов В.П., 1981, Сейсморазведка. Справочник геофизика. Москва: Недра.

Кауфман А.А., Левшин А.Л., 2001, Введение в теорию геофизических методов. Акустические и упругие волновые поля в геофизике. Часть 3. Москва: Недра.

Маслов Н.Н., 1982, Основы инженерной геологии и механики грунтов, Москва: Высшая школа.

Уайт Дж.Э.,1986, Возбуждение и распространение сейсмических волн. Москва: Недра.

Шерифф Р., Гелдарт Л., 1987, Сейсморазведка. Т.2. Обработка и интерпретация данных. Москва: Мир.

Расчет устойчивости склонов вдоль трассы Центральной кольцевой автомобильной дороги (ЦКАД)

И.К.Фоменко

«Галф интерстейт инжиниринг компании», Москва, РФ

А.И.Иванов, С.Н.Волков

ФГУП «ИМГРЭ», Москва, РФ

АННОТАЦИЯ: В статье приведены примеры локального прогнозирования оползневой опасности, на основе расчета устойчивости склонов, вдоль проектируемой трассы ЦКАД.

Выбранные примеры расчета коэффициента устойчивости оползнеопасных склонов по трассе ЦКАД не являются случайными. Во-первых, они являются наиболее типичными для трассы, а во-вторых полученные результаты позволяют сделать некоторые, нетривиальные выводы.

1. ВВЕДЕНИЕ

Одной из основных причин перегруженности дорог в Московском регионе является его географическое положение - он находится на пересечении транспортных потоков, следующих с севера на юг, и с запада на восток.

В последние несколько лет значение Подмосковья, как транзитного пункта международных и междугородних грузоперевозок еще более возросло, что в свою очередь привело к резкому ухудшению транспортной ситуации. Практически все транзитные потоки вынуждены проходить через Москву. Однако на сегодняшний день МКАД и Московское малое кольцо А-107 практически исчерпали свои пропускные способности. С целью решения сложившейся ситуации было принято решение о реализация проекта строительства Центральной кольцевой автомобильной дороги. Ее проектная протяженность составит 442 км, удалённость от МКАД — от 25 до 80 км.

Основное назначение ЦКАД — разгрузка федеральных дорог, путём перераспределения транзитного потока автотранспорта.

Если этот проект не будет реализован, движение в центральной части Московского региона в скором времени окажется парализовано.

На основе многолетнего мониторинга эксплуатации линейных объектов определено, что влияние опасных инженерно-геологических процессов (ОИГП) на их аварийность сопоставимо по величине с конструктивно-технологическими факторами и факторами определяющими качество производства работ. Более того, благодаря широкому внедрению системы контроля качества производства работ и внедрению современных конструктивно-технологических решений, доля этих факторов на аварийность линейных объектов имеет тенденцию к снижению. В то же время вероятность воздействия ОИГП на линейные объекты остается высокой, а с учетом все возрастающего антропогенного воздействия на природные комплексы, можно предположить увеличение риска аварий из-за их активизации, на что указывают исследования МЧС России. Таким образом, одним из основных факторов, от которого зависит успешная реализация проекта, является объективная оценка влияния ОИГП на трассу ЦКАД в период ее строительства и эксплуатации.

Применительно к оползневым процессам, важное значение имеет прогноз их развития. Региональные количественные прогнозы развития оползневых процессов основаны на методе оценки геодинамического потенциала. На их основе, для стадии проектирования линейных сооружений необходимо произвести локальное прогнозирование развития оползневых процессов, которое основывает-

ся на расчете устойчивости оползневых и оползнеопасных слонов.

Цель работы – примеры локального прогнозирования оползневой опасности, на основе расчета устойчивости склонов, вдоль проектируемой трассы ЦКАД.

2. ПРИМЕНЯЕМЫЕ МЕТОДЫ

В настоящее время существует достаточно много методов расчета устойчивости склонов. Выбор тех или иных методов в первую очередь определяется типом оползневого процесса и механизмом возможного смещения оползневых масс. Каждый оригинальный способ расчета характеризуется своей оригинальной системой сил, полученной в данном способе с использованием того или иного допущения (необходимость которого связана со статической неопределенностью задачи). При общем подходе эти методы можно разделить на 3 основные группы в зависимости от числа уравнений равновесия, которые удовлетворяются ими:

1. Группа методов, которая удовлетворяет общему равновесию моментов
2. Группа методов, которая удовлетворяет общему равновесию сил
3. Группа методов, которая удовлетворяет общему равновесию моментов и сил

Нами были использованы следующие варианты расчета, предназначенные для неоднородных склонов: метод Бишопа и метод Моргенштейна-Прайса (М-П).

Все расчеты были выполнены в программном комплексе «GEOSTUDIO».

При расчете устойчивости склонов могут быть решены следующие виды задач:

1. Расчет устойчивости склона.
2. Расчет устойчивости реализовавшегося оползня.

В данной работе решался только первый вид задач.

Построение геомеханической модели оползнеопасного склона с целью оценки его устойчивости включало следующие этапы:

1. Для каждого расчетного склона, создавалась геометрическая модель. Геометрическая модель- это схематическое представление строения реального объекта, его типовое разделение на отдельные слои и структурные элементы.
2. Основой для построения геометрической модели являлся инженерно-геологический разрез, построенный по наиболее вероятному направлению развития оползневого процесса. В расчетах была принята упругопластическая модель поведения грунтов Мора-Кулона.
3. Физико-механические свойства грунтов были определены в процессе выполнения инженерно-геологических изысканий..

Для проведения анализа устойчивости склонов с учетом порового давления были использованы два подхода:

1. c-f анализ
2. su анализ

Первый вид анализа основан на рассмотрении прочности на сдвиг при дренировании в эффективных напряжениях. Эффект влияния порового давления в этом случае учитывался путем введения в расчет коэффициента порового давления ru предложенного Бишопом и Моргенштейном в 1960г., которые определили его следующим образом:

$$r_u = \frac{u}{\gamma h}$$

где u – поровое давление; γ - удельный вес грунта; *h* – глубина рассматриваемой точки от поверхности грунта.

Второй вид анализа базируется в рассмотрении прочности на сдвиг в отсутствии дренажа (недренируемая схема). В его основе лежит предположение, что f=0.

3. РЕЗУЛЬТЫТЫ РАСЧЕТА

3.1. Долина р. Вори (3й пусковой комплекс)

Расчет устойчивости склона проводился по двум схемам:

Первая схема соответствует c-f анализу. Результаты расчета показали, что при заданных параметрах склон устойчив.

При расчете по второй схеме было сделано предположение, что текучие супеси, представляющие переходную зону между суглинками и мелкозернистыми песками, в случае начала развития оползневого процесса ведут себя по недренируемой схеме. В этом случае склон становится не устойчивым (Ку – 0,962). Дополнительным фактором, понижающим устойчивость расчетного склона, могут явиться процессы суффозионного выноса.

Итоговые геомеханические схемы с результатами оценки устойчивости склона по

выбранным вариантам расчета приведены на рис.1-2. Результаты расчета представлены в таблице 1.

Таблица 1. Оценка устойчивости расчетного склона

№ расчетной схемы	Глубина плоскости скольжения м.	Коэффициент устойчивости склона		Оценка устойчивости склона
		Метод М -П	Метод Бишопа	
1	6.5	2.258	2.235	Устойчив
2	6	0.962	0.96	Не устойчив

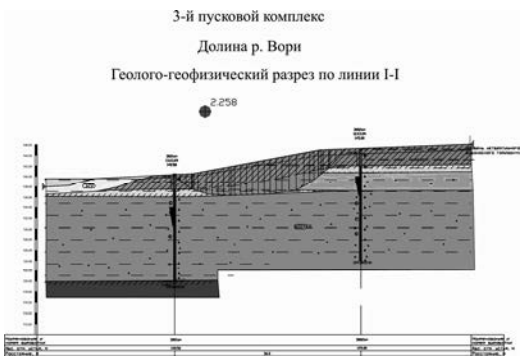


Рис. 1. Расчетная схема 1 с результатами оценки устойчивости склона.

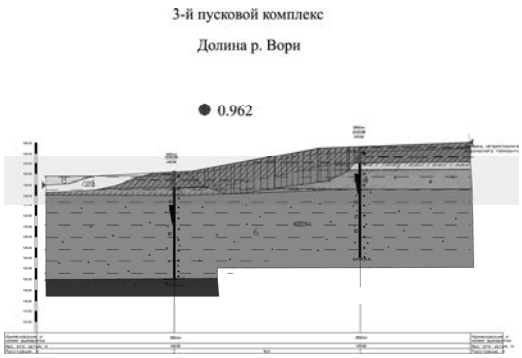


Рис. 2. Расчетная схема 2 с результатами оценки устойчивости склона .

3.2. Долина р. Истра (5й пусковой комплекс

Расчет устойчивости склона проводился с использованием c-f анализа, по двум вариантам расчета :

Первый вариант расчета проводился с учетом того, что расчетное сцепление голоценовых аллювиальных песков (aIV) составляет 1кПа. Результаты расчета показали, что склон является потенциально оползнеопасным, с вероятным формированием оплывин незначительной мощности.

Второй вариант расчета проводился с учетом того, что расчетное сцепление голоценовых аллювиальных песков (aIV) составляет 2.4кПа. Итоговые геомеханические схемы с результатами оценки устойчивости склона по выбранным вариантам расчета приведены на рис.3 и 4. Результаты расчета представлены в таблице 2.

Таблица 2. Оценка устойчивости расчетного склона

№ варианта расчета	Глубина плоскости скольжения м.	Коэффициент устойчивости склона		Оценка устойчивости склона
		Метод М -П	Метод Бишопа	
1	0.5	1.393	1.389	Потенциально оползнеопасен
2	4	1.91	1.862	Устойчив

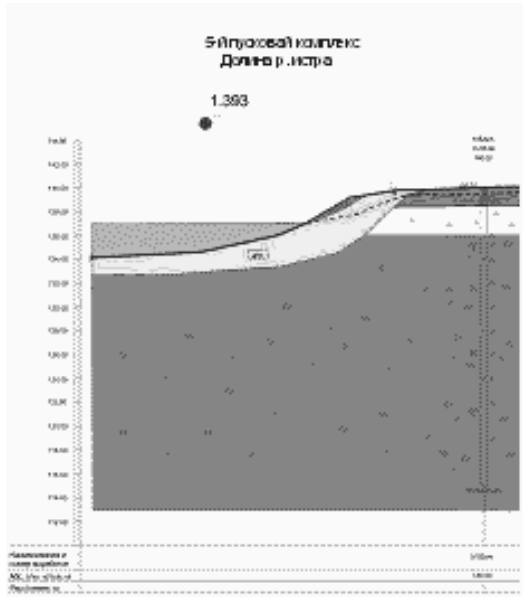


Рис. 3. Вариант расчета 1 с результатами оценки устойчивости склона .

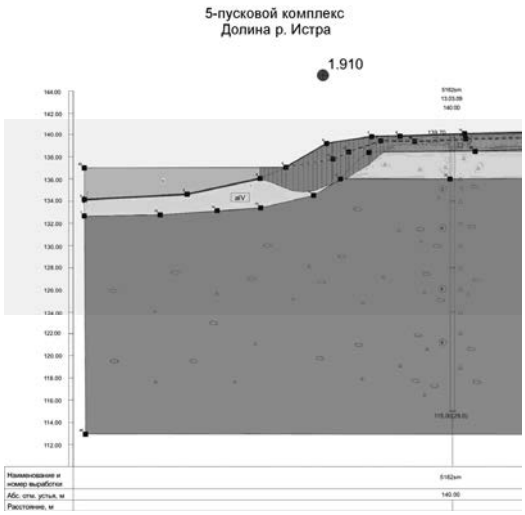


Рис. 4. Вариант расчета 1 с результатами оценки устойчивости склона.

4. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ

Выбранные примеры расчета коэффициента устойчивости оползнеопасных склонов по трассе ЦКАД не являются случайными. Во-первых, они являются наиболее типичными для трассы ЦКАД, а во-вторых полученные результаты позволяют сделать некоторые, нетривиальные выводы.

Анализ расчета оползнеопасного склона в долине р. Вори показал, что расчетные плоскости скольжения приурочены к переходной зоне между суглинками и мелкозернистыми песками, которая представлена текучими супесями. По данным изысканий, подземные воды являются напорными.

Проведенные расчеты показывают, что при стандартном подходе расчета (c-f анализ) – в обычных условиях при заданных параметрах склон является устойчивым (Ку-2.258). По результатам расчета по недренируемой схеме (su анализ) склон неустойчив (Ку-0.962).

По данным изысканий, подземные воды являются напорными. Однако, гидрогеологический мониторинг на рассматриваемом склоне не проводился и, как следствие, данные наблюдений за изменением напора подземных вод отсутствуют.

Используя для расчета сопротивления сдвигу хорошо известную зависимость:

$$\tau = (\sigma - u) \times tg\varphi + c$$

где τ - сопротивление сдвигу, u – поровое давление; σ - эффективные напряжения; φ– угол внутреннего трения; c – сцепление, можно заметить, что изменение величины порового давления, может быть учтено за счет изменения величины угла внутреннего трения, а используемые в расчете схемы c-f и su анализа являются крайними случаями:

c-f анализ – $u=0$, φ = расчетному углу внутреннего трения по данным инженерно-геологических изысканий;

su анализ – $u=\sigma$, $\varphi=0$.

В случае, если например, $u=1/2\sigma$, , $tg\varphi$ будет равен половине расчетного коэффициента трения по данным инженерно-геологических изысканий.

Использование описанного подхода в практике расчетов устойчивости склонов, позволяет с одной стороны упростить расчеты, а с другой получить достаточно объективную картину поведения расчетного склона при изменении гидрогеологических условий.

Анализ расчета оползнеопасного склона в долине р. Истра показал, что при увеличении сцепления голоценовых аллювиальных песков (aIV) с 1 кПа до 2.4 кПа, резко увеличивается расчетный объем оползневых масс (более чем в 10 раз). Таким образом, мелкая оплывина превращается в небольшой блоковый оползень. Результаты расчета показали, что, во втором случае склон является устойчивым, однако при увеличении гидродинамического давления, он может перейти в не устойчивое состояние (расчет по недренируемой схеме показал, что склон крайне неустойчив). Таким образом, для данного склона увеличение сцепления в аллювиальных песках (например за счет увлажнения) может сыграть негативную роль.

5. ВЫВОДЫ

Основными факторами определяющим устойчивость рассматриваемых склонов являются гидрогеологические условия. Их влияние может проявляться в следующем:

1. Увеличении гидродинамического давления, как следствие приводящее к поведению грунтов при сдвижении по недренируемой схеме
2. В развитии суффозионных процессов и связанного с этим, изменением физико-механических свойств грунтов.

Дополнительными факторами, влияю-

щими на устойчивость склонов являются:

- гидрологические условия, проявляющиеся в виде процессов бокового размыва рассматриваемых склонов
- техногенное воздействие, связанное с разнообразным спектром нагрузок на склон в процессе строительства и эксплуатации проектируемой трассы.

Основными рекомендациями по предотвращению развития оползневых процессов на рассматриваемых склонах являются

1. Контроль и управление гидрогеологическими условиями с помощью устройства наблюдательных гидрогеологических скважин и системы дренажа.
2. Сооружение противоэрозионных и удерживающие сооружений, с целью предотвращения боковой эрозии и повышения устойчивости склона.
3. Целесообразно оценить суффозионную и динамическую устойчивость песков и текучих супесей.

Разработка проектных решений по компенсации техногенных нагрузок в период строительства и эксплуатации автодороги.

6. ЛИТЕРАТУРА

Бондарик Г.К, Пендин В.В., Ярг Л.А. 2007. Инженерная геодинамика. М.:КДУ.

Галкин В.А., Фоменко И.К. 2009. Риск аварий магистральных нефтепроводов от воздействия опасных геологических процессов. *Проблемы снижения природных опасностей и рисков.* Том 2, стр. 87-91. М.: РУДН.

Калинин Э.В. 2006. Инженерно-геологические расчеты и моделирование. М.: МГУ.

Хуан Я.Х. 1988. Устойчивость земляных откосов. М.: Стройиздат.

Совершенствование системы качества геотехнических экспертиз на этапах жизненного цикла недвижимости

О.З. Халимов
Хакасский технический институт Сибирского федерального университета,
г. Абакан, Россия

АННОТАЦИЯ: Данная статья представляет систему геотехнических экспертиз на всех этапах жизненного цикла недвижимости: изыскания, проектирование, строительство, эксплуатация, обрушение. На каждом этапе необходимо участие геотехника. Если на первых этапах жизненного цикла недвижимости амбиции изыскателей, проектировщиков и строителей негативно сказываются на качестве возводимого объекта без участия геотехника, то в период эксплуатации, реконструкции или аварийного состояния ни у кого нет сомнения в приглашении геотехника. Рассмотрен пример воздействия подпорной стены со стоящим вблизи зданием в условиях зимнего строительства.

1. АКТУАЛЬНОСТЬ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ СИСТЕМЫ КАЧЕСТВА ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА.

О невысоком качестве инженерно-геологических изысканий пишут многие ученые и специалисты в области оснований и фундаментов (Абелев, 1992, Симагин, 2002, Мулюков, 1992). Это подтверждают и специалисты в области инженерно-геологических исследований (Абрамов, 1974, Пикулевич, 1988, Солодухин, 1985, Никитин, 2008).

Ошибки проектировщиков обусловлены их низким уровнем знаний работы грунтов оснований, что приводит к неучету возможных ухудшений свойств грунтов, либо к сверхнадежным фундаментам, которые снижают эффект от использования подземного пространства (Крутов, 1989).

В настоящее время государственная экспертиза проектов дает положительное или отрицательное заключение по проекту, не разделяя качество инженерно-геологических изысканий и рабочей документации. Имеются даже случаи, когда дается положительное заключение, но государственная экспертиза делает приписку: «отчет по изысканиям на экспертизу не представлен» (Пшеничников и др., 2009). О необходимости введения специалиста-геотехника по основаниям и фундаментам при проведении инженерно-геологических изысканий и мониторинга (геотехнического сопровождения строительства) указывали В.А. Ильичев, В.П. Петрухин и др. Однако о мониторинге могут «мечтать» геотехники в мегаполисах, а как работать геотехникам в больших и крупных городах, не говоря уже о мелких. Как уйти от дешевых изысканий и независимости изыскательских организаций от проектных фирм? Система геотехнических экспертиз на каждом этапе жизненного цикла недвижимости позволит повысить качество геотехнического строительства (рис. 1). На этапе изысканий специалист по основаниям и фундаментам – геотехник оперативно корректирует программу полевых работ и лабораторных исследований с учетом выбора вероятных вариантов фундаментов. На этапе проектирования геотехник помогает архитектору и конструктору обосновать и принять наиболее рациональное решение по конструктивной схеме здания с учетом возможного использования подземного пространства. На этапе геотехнического строительства геотехник не только осуществляет контроль, геотехническое сопровождение строительства, но и оперативно принимает решения по конкретным нештатным ситуациям.

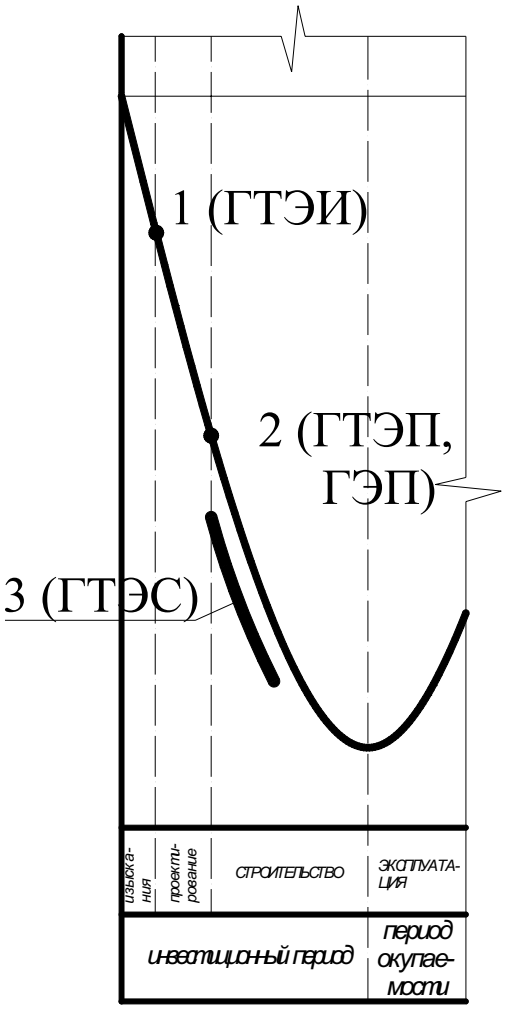


Рис. 1. Геотехнические экспертизы на этапах жизненного цикла недвижимости

Одним из шагов в этом направлении может быть следующее предложение. В состав работ на стадии «рабочий проект» к существующим разделам: технология (функциональный процесс); наружные и внутренние сети; организация строительства; охрана окружающей среды и т.д., выделить из архитектурно-строительного раздела раздел «основания и фундаменты». Специалисты геотехники, выпускающие этот объем работы, разрабатывают проектную продукцию по основаниям и фундаментам, могут проводить обследования зданий и вести авторский надзор за строительством. В крупной проектной организации отдел «основания и фундаменты» может приносить больший доход, чем проектная группа «водопровод-канализация» или «отопление-вентиляция». Но главное, такое выделение специалистов по основаниям и фундаментам будет способствовать качеству инженерно-строительных изысканий: выполнение вариантного проектирования оснований и фундаментов, повысит уровень требований к изыскательским организациям.

2. ВЛИЯНИЕ КОТЛОВАНА НА СУЩЕСТВУЮЩУЮ ЗАСТРОЙКУ В УСЛОВИЯХ ГЛУБОКОГО СЕЗОННОГО ПРОМЕРЗАНИЯ.

Анализ обследования различных сооружений в период строительства, неэксплуатации без консервации, реконструкции, аварийного состояния показал, что преобладают нарушения целостности конструкции, когда здания не эксплуатируются. В районе исследований - Минусинских котловинах в условиях резко континентального климата и высокого уровня подземных вод, обусловленных в определенной мере подпором Саяно-Шушенской и Красноярской ГЭС, интенсивно протекают процессы миграции влаги при промерзании, что приводит к ухудшению свойств грунтов в основании строящихся объектов. Наиболее насыщенная льдом криогенная текстура формируется при промерзании грунта ниже уровня подземных вод. Поэтому прогноз изменения свойств грунтов при промерзании, связанный с колебаниями уровня подземных вод является актуальной задачей исследований.

Известно, что при разработке глубоких котлованов имеют риски потери устойчивости его стен. При промерзании грунта сбоку в горизонтальном направлении возникает миграционный процесс, формируется криогенная текстура грунта с параллельно ориентированными линзами льда к фронту промерзания.

Строительство одного из объектов в центре города Абакана, с глубиной котлована более 4-х метров, выполнялось в непосредственном контакте с существующем одноэтажным зданием, глубина заложения фундаментов которого составляет 1,2 м (рис. 2).

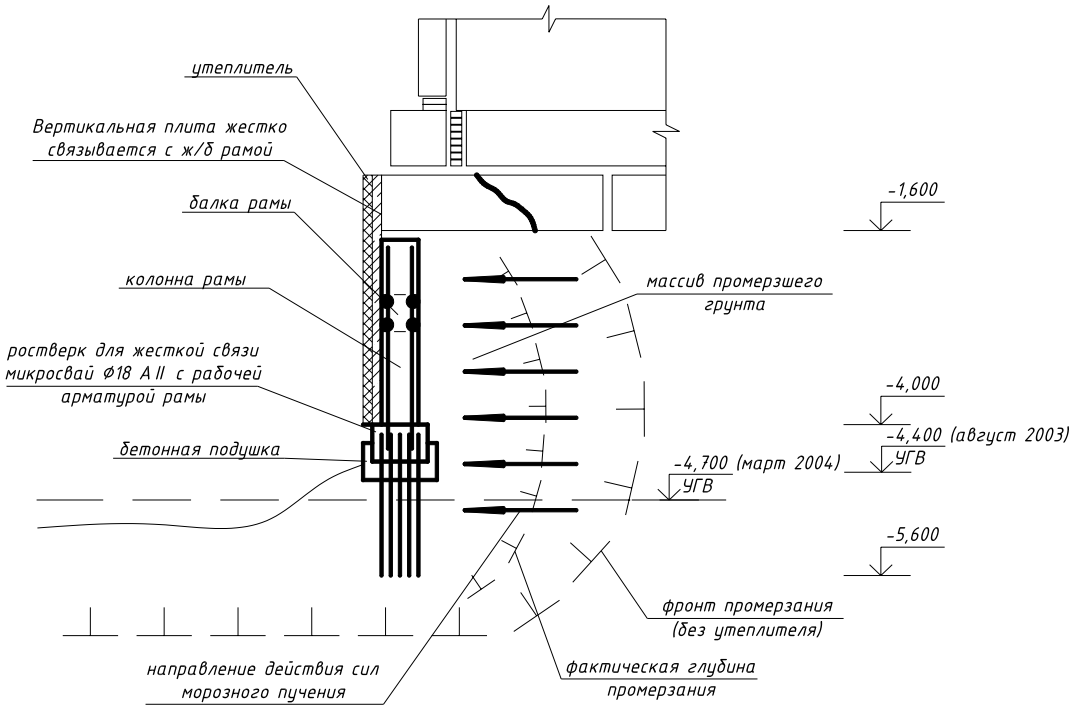


Рис. 2. Схема устройства подпорной стены

Перед началом работ по разработке котлована выполнена «стенка в грунте» по простой технологии:

1. пройдены пионерные шурфы для колонн рамы на глубину 4,2 м до уровня подземных вод;

2. в гравийный грунт через подушки из свежего бетона погружены арматурные стержни на глубину 0,9-1 м;

3. установлены арматурные каркасы, их устойчивость обеспечена вязкой вертикальных стержней с горизонтально погруженными в грунт арматурными стержнями, которые на последующем этапе откопки обнажались и связывались с горизонтальными арматурными каркасами балки рамы;

4. бетонирование колонн рамы осуществляли последовательно по мере проходки грунта, через трое суток снимали опалубку, засыпали грунтом с тщательным уплотнением;

5. бетонирование балок рамы производили совместно с вертикальной плитой последовательно через 5 суток после бетонирования колонн.

Таким образом, в процессе сооружения подпорной конструкции площадь обнажения вертикальной поверхности грунта, за которой находилось одноэтажное здание, не превышало 15%.

После набора прочности сооруженной в грунте подпорной стены из ж/б рамы с вертикальной плитой была произведена разработка грунта. При этом в стене здания, контактирующей с котлованом, появились волосяные трещины. Для недопущения развития деформаций существующего здания от горизонтального перемещения грунта при промерзании, подпорная ж/б стена была утеплена мин. плитой уложенной между стеной и дощатой опалубкой. В летний период теплоизоляция была демонтирована, сооружена стена подвала (рис. 2).

3. АНАЛИЗ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ КАЧЕСТВОМ НА РАССМОТРЕННОМ ОБЪЕКТЕ.

В связи с выполнением студентами-дипломниками ХТИ контроля качества работ на данном объекте, консультант студентов – геотехник, был в курсе совершаемых на объекте недостатков. Главный инженер проекта на данном объекте, пользующийся услугами геотехника при выборе рациональ-

ных вариантов фундаментов на предыдущих объектах, принял советы по теплозащите подпорной стенки (рис. 2). Это исключило ухудшение свойств на значительную глубину, не повысило опасности дополнительных осадок для примыкающего здания, а, следовательно, и наступление первого предельного состояния.

Утеплить подпорную стену было крайне необходимо, так как даже в условиях Москвы специалисты НИИОСП защитили «стену в грунте» от морозного пучения утеплением из листов пенополистирола на участках с залеганием морозоопасного супесчаного грунта (Шулятьев, Мозгачева, 2008).

На анализируемом объекте дефекты можно проклассифицировать по этапам жизненного цикла недвижимости.

3.1. Стадия изысканий

Некачественные изыскания на объекте, отсутствие прогноза подъема уровня подземных вод. Нет приемки материалов изысканий геотехниками.

3.2. Стадия проектирования

- Отсутствие вариантного проектирования.
- Исключен из рассмотрения свайный вариант как наиболее рациональный при подъеме уровня подземных вод выше кровли гравийного грунта.
- Не рассмотрен вариант устройства фундаментов на естественном основании выше уровня подземных вод.
- Не разработан проект водопонижения, который бы гарантировал качество монтажа фундаментов на естественном основании.

3.3. Стадия строительства

- Отсутствие проекта геотехнических работ привело к браку при вскрытии котлована. Тяжелый экскаватор осуществлял перебор грунта, варварски перемешивал природный гравий с супесчаным водонасыщенным грунтом.
- Выборка глинистого грунта ниже грунтовых вод производилась без водопонижения. Отсутствие контроля за качеством укладки щебеночной подушки, приводило к неравномерному слою, основанием которого иногда служил оставленный лед.
- Отсутствовал контроль за уплотнением щебня.
- После монтажа ж/б фундаментов не осуществлялась теплоизоляции грунта, что приводило к деформациям пучения грунта из глинистого супесчаного заполнителя под подошвой фундамента.

Таким образом, если вернуться к рис. 1, то отсутствие геотехнической экспертизы на стадии изысканий (точка 1, ГТЭИ, см. рис. 1) привело к нерациональному выбору фундаментов на естественном основании ниже уровня подземных вод.

Отсутствие вариантного проектирования не вызвало сомнений в целесообразности применения выбранного варианта. Геотехник в представленных условиях обязательно бы рассмотрел вариант со свайными фундаментами. Геотехническая экспертиза на стадии проектирования (точка 2, ГТЭП, см. рис. 1) в данном случае была бы целесообразнее государственной экспертизы проекта (ГЭП, см. рис. 1), пропустившей нерациональное решение.

Отсутствие геотехника на стадии строительства (отрезок 3, ГТЭС, см. рис. 1) привело к перекосу, дополнительным затратам на земляные работы, работы по устройству щебеночной подушки и т.д. (студенты только фиксировали брак).

В рассмотренных грунтовых условиях (3-я геотехническая категория по сложности) необходимо геотехническое сопровождение строительства от изысканий до завершения земляных работ. Однако, пока геотехническое сопровождение строительства не вошло в российскую практику. Ближе к реальному использованию может оказаться геотехническая экспертиза на каждом этапе жизненного цикла недвижимости.

Низкое качество изысканий на рассматриваемом объекте (подъем уровня грунтовых вод выше гравийных грунтов, который можно было спрогнозировать и принять свайные фундаменты) привело к принятию конструктором фундаментов на естественном основании. Для свайных фундаментов не требовалось бы разработка котлована ниже уровня грунтовых вод, что по факту привело к перемешиванию глинистых грунтов с гравийным природным материалом. Водопонижение осуществлялось эпизодически, и рабочие в глинистый водонасыщенный массив укладывали щебенистый грунт, а затем ж/б подушку. Конструктор, предвидя

возможное ухудшение свойств грунтов, принял ж/б подушку исходя из расчетного сопротивления грунта R_o= 0,2 Мпа. Но под многими колоннами грунт имел значительно меньшие расчетные сопротивления, что привело к крену колонн (рис. 3, 4).

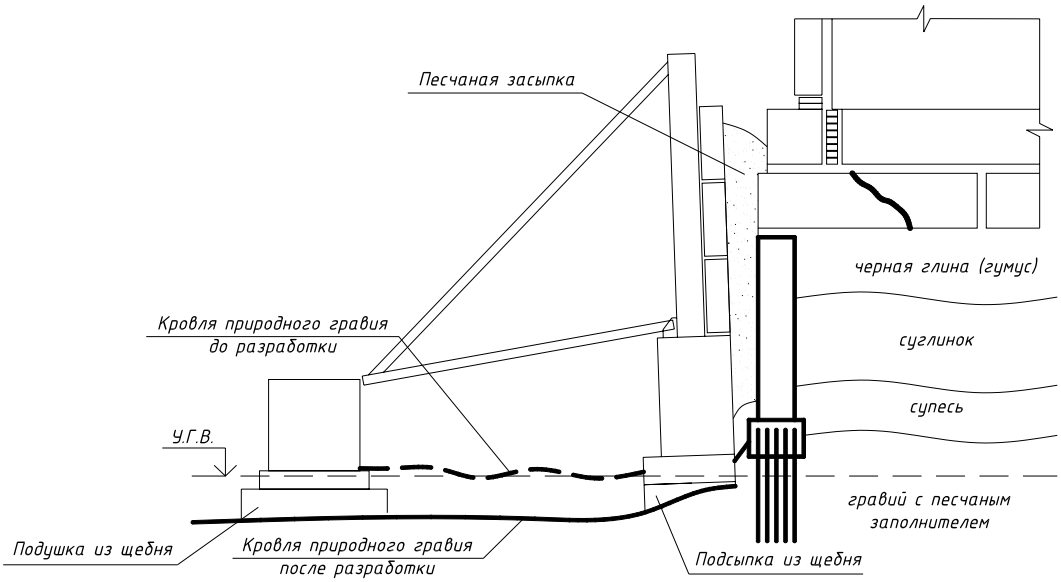


Рис. 3. Крен фундаментов строящегося здания

Рис. 4. Отклонение стены подвала строящегося здания

Объект после неравномерных деформаций простоял весь последующий летний период. После выравнивания колонн и стабилизации деформаций здание было достроено через три года после начала строительства.

4. ВЫВОД

Геотехническое сопровождение строительства медленно входит в практику проектирования, возведение фундаментов и подземных сооружений в России. Для ускорения инноваций предлагается геотехническая экспертиза на каждом этапе жизненного цикла – от изысканий до возведения фундамента.

В рассмотренном примере благодаря эпизодическому мониторингу геотехника не было допущено промораживание грунтов, что привело к недопущению ухудшения свойств грунтов и аварийного состояния объекта в непосредственном контакте со вновь возводимым торговым зданием.

При более тесном взаимодействии архитектора, конструктора и геотехника повысится не только рациональность устройства подземной части зданий, но и эффективность объемно-планировочного и конструктивного решений.

5. ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев М.Ю. 1992. Анализ аварий сооружений из-за потери устойчивости и деформации фундаментов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №1, с. 24-27.
2. Абрамов С.П. 19*74. Техническое нормирование и стандартизация инженерно-геологических изысканий в строительстве.* Москва. Стройиздат.
3. Крутов, В.И. 1989. Пути коренного повышения качества проектных решений. *Проектирование и инженерные изыскания*, №1, с. 7-10.
4. Мулюков Э.И. 1992. Классификация причин отказов оснований и фундаментов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №3, с. 24-27.
5. Никитин С.Н. 2008. Почему результат бывает не тот. *Инженерные изыскания для строительства*. №4, с. 58-61.
6. Пикулевич Л.Д. 1988. *Организация и экономика инженерно-геологических изысканий*. Москва. Недра.
7. Пшеничников К., Подкорытова Л., Лукина С. 2009. От СНиПов к техрегламентам. *Проектные и изыскательские работы в строительстве*, №12, с. 19-21.
8. Симагин В.Г. 2002. Анализ причин отказов сооружений на фундаментах мелкого заложения в условиях Карелии. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №6, с. 24-27.
9. Солодухин М. А. 1985. *Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства.* Москва. Недра.
10. Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. 2008. Оценка влияния подземного строительства на существующую *застройку. Труды международной конференции по геотехнике. Развитие городов и геотехническое строительство*. 16-19 июня 2008 г, с. 535-540.

Укрепление грунтов

Технико-экономические аспекты применения особо тонкодисперсного вяжущего (ОТДВ) «Микродур» в геотехническом строительстве

С.В. Алексеев
ООО «Веста Инж», г.Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Высокая стоимость ОТДВ «Микродур», как минерального инъекционного вяжущего, предназначенного для закрепления массивов проницаемых грунтов (пески всех видов) до прочности марочного бетона, обусловливает сомнения в экономической целесообразности его применения при решении геотехнических проектных задач. Проведенный в статье технико-экономический анализ данной технологии, а также сопоставление технико-экономических показателей вариантов проектных решений на примере конкретных объектов, указывает на возможность проектных решений со значительным экономическим эффектом применения ОТДВ «Микродур».

Техническая эффективность инъекционного закрепления проницаемых грунтов с применением ОТДВ «Микродур» уже подтверждена практикой более чем на 70 объектах в России. Более 40 тысяч кубических метров грунтобетонных массивов с прочностью на сжатие от 3 до 20 МПа устроено в основаниях фундаментов зданий, в виде целиков закрепленного грунта при тоннельном строительстве, при противофильтрационных мероприятиях и при решении прочих проектных задач.

Рис. 1. Вид грунтобетонных массивов при углублении подвала здания на ул. Знаменка, г. Москва

Однако, существует мнение, что данный метод является дорогостоящим и его применение обусловливается лишь технической необходимостью. В данной статье автор предпринимает попытку провести анализ технико-экономической эффективности технологии инъекционного закрепления грунтов с применением ОТДВ «Микродур» на основе сопоставления технических и экономических фактов.

В начале анализа предлагается сформулировать общие достоинства и недостатки рассматриваемого метода с точки зрения технико-экономической эффективности.

К достоинствам следует отнести следующие факты:

- Низкие технологические затраты при производстве работ обусловленные применением малогабаритного бурового оборудования, недорогого смесительного и насосного оборудования, высокой маневренностью процесса производства работ, незначительным грузопотоком и площади временных складов. То есть теми преимуществами, которые определяет собственно инъекционный метод независимо от технологии самой инъекции.
- Инъекционное закрепление грунтов в режиме пропитки при низком давлении (до 0,5 МПа) позволяет точно определять габариты и местоположение закрепленного

массива в грунте по объему, интенсивности расхода и давлению инъекционного состава ОТДВ «Микродур». Это определяет возможность достаточно точного расчета количества инъекционного материала, планирования объемов и сроков работ.

- Особые свойства ОТДВ «Микродур»: долгий срок годности приготовленной инъекционной суспензии (до 120 минут), терпимость суспензии к воздействию низких температур, санитарная и экологическая безвредность позволяют сглаживать организационные проблемы возникающие в процессе производства работ.

- Способность суспензии ОТДВ «Микродур» обеспечивать высокую и долговечную прочность грунтобетонных массивов, образованных после пропиточной инъекции проницаемых грунтов, позволяет рассматривать их как новые фундаментные квазиконструкции и создает широкое поле для маневра проектными решениями, направленными на сокращение затрат.

Факты, определяющие недостатки метода:

- Инъекционное закрепление грунтов с применением ОТДВ «Микродур», как дисперсного минерального вяжущего в виде водной суспензии, возможно только в проницаемых грунтах: пески всех видов, включая пылеватые и слабоглинистые.

- Относительно высокая стоимость ОТДВ «Микродур» - от 5 до 16 тыс. рублей на 1 м^3 закрепленного грунта в зависимости от требуемой прочности массива и свойств закрепляемого грунта.

- При работе с ОТДВ «Микродур» требуется четкое соблюдение технологического регламента по рецептуре приготовления инъекционной суспензии; по объему, интенсивности и давлению инъекции в установленные горизонты нагнетания (инъекция ведется по установленным расчетным объемам суспензии, а не до отказа); по нумерации и последовательности инъекционных скважин и горизонтов нагнетания (зонам). Данное требование осложняет организационную составляющую производственного процесса (постоянный ответственный контроль, квалифицированные исполнители).

- При наличии сложных геологических условий, непредусмотренных проектом, – насыпные грунты, деструктивные фундаменты, техногенные разуплотнения грунтов, прослои глинистых (непроницаемых для пропиточной инъекции) грунтов – возникает необходимость дополнительных работ: проведение дополнительных инъекций и (или) устройство дополнительных инъекционных скважин. Это отражается на экономической эффективности проекта. Следует, однако, отметить, что подобные препятствия являются общими для всех технологий инъекционного метода закрепления грунтов.

Вместе с тем, при сравнении инъекционного метода закрепления грунта и, например, устройства свайных оснований показательным является сравнение некоторых параметров, влияющих на размер накладных расходов, представленных в таблице 1.

Таблица 1. Сравнение технико-экономических параметров технологических процессов при усилении фундаментов:

А) Прямое замещение грунта бетоном (устройство свайных оснований);

Б) Инъекционная технология (инъекционное закрепление грунта)

Параметры	А	Б
Минимальная потребная мощность, кВт	50	20
Минимальный диаметр бурового инструмента, мм	160	60
Минимальная высота при работе в помещении, м	2,1	1,8
Минимальная площадь приобъектного склада, кв.м	100	30
Минимальная длина кузова транспортных средств, м	4	3
Минимальный грузооборот на 1 пм фундамента, т	2	0,6
Минимальная перемещаемая масса на 1 пм фундамента, т	0,8	0,3
Минимальное количество человек в звене, чел.	4	3

Исходя из представленных общих положений по преимуществам и недостаткам инъекционного закрепления грунтов с применением ОТДВ «Микродур», сложно сделать однозначный вывод о его технико-экономической эффективности. Очевидно, что резервы эффективности, прослеживаемые в изложенных фактах, необходимо раскрывать или пренебрегать ими при разработке проектного решения конкретного объекта, с учетом имеющихся условий.

Для облегчения этой задачи обратимся к фактическим данным, возникающим при работе с конкретными проектными реше-

ниями.

Наиболее очевидным технико-экономическим фактом при разработке проектного решения является расчет прямых затрат (или сметной стоимости).

Прямые затраты на ОТДВ «Микродур» при закреплении песчаных грунтов зависят от следующих факторов:

- Марка дисперсности ОТДВ «Микродур» определяется гранулометрическим составом грунта и коэффициентом его фильтрации. Обычно, грунтовые условия задают однозначный выбор дисперсности ОТДВ «Микродур». Экономический аспект данного выбора: чем крупнее грунт и чем выше коэффициент фильтрации, тем крупнее дисперсность ОТДВ «Микродур» и тем он дешевле.

- При закреплении грунта с целью его упрочнения до значений прочности бетона (наращивание фундаментов, опорная пята для свай и т.п.) количество сухого ОТДВ «Микродур» на единицу закрепляемого объема грунта (например м^3) определяется пористостью грунта и требуемой прочностью закрепленного массива. Чем выше пористость грунта, тем больше расход инъекционной суспензии, заполняющей весь объем пор, и соответственно сухого ОТДВ «Микродур» и чем выше требуемая прочность, тем выше концентрация сухого ОТДВ «Микродур» в суспензии (водовяжущее отношение В/В).

Определим рамки практического колебания количества сухого ОТДВ «Микродур» в зависимости от пористости и гранулометрического состава грунта, а также от требуемой прочности образуемого массива.

Пористость песчаных грунтов практически колеблется в пределах: n = 0,32 ÷0,45 (320 ÷ 450 л на 1 м^3). Водовяжущее отношение суспензии для грунтов колеблется в пределах 3,0 ÷ 5,0 с соответствующей прочностью закрепления грунта на сжатие: 22,0 ÷ 1,0 МПа.

Среднее значения: n = 0,4, В/В = 4,0 ($R_{сж.} \geq 10$ МПа) требует расхода 92 кг ОТДВ «Микродур» на 1 м^3 закрепляемого грунта, стоимость которого зависит также от его марки (дисперсности). Таким образом средняя стоимость ОТДВ «Микродур» для марки R-U (средняя марка с $d_{95} \leq 9,5$ мкм) при объеме поставки до 20 т составит около 7500 рублей на 1 м^3 закрепляемого грунта в Москве.

Исходя из минимальных и максимальных значений заданных интервалов для пористости, прочности и дисперсности, определяем, что минимальная стоимость ОТДВ «Микродур», потребного для закрепления 1 м^3 грунта, составит: 5000 руб. (60 кг, марка R-F $d_{95} \leq 16$ мкм, $R_{сж.} \geq 1,0$ МПа), а максимальная: 16000 руб. (134 кг, марка R-X $d_{95} \leq 6$ мкм, $R_{сж.} \geq 22,0$ МПа).

При необходимости инъекционного закрепления грунта с целью устранения фильтрации воды (противофильтрационные завесы, консолидация плывунов, застенные инъекции и т.п.) с прочностью закрепления 0,2 ÷ 0,4 МПа) применяется ОТДВ «Микродур» марки R-Finosol. Интервал стоимости сухого ОТДВ «Микродур» на 1 м^3 составит в этом случае (поставка до 20 т): 3000 – 5500 руб. при расходе 50 ÷ 70 кг. В данном случае играет роль возможность применения более высокого водовяжущего отношения суспензии до 6,0 ÷ 6,5 единиц.

Обратимся к стоимости инъекционных работ необходимых при закреплении грунтов с применением ОТДВ «Микродур». Инъекционные работы включают в себя следующие этапы:

- Бурение инъекционных скважин Ø 70 - 90 мм. Обычно данный этап состоит из бурения фундаментов с применением алмазных коронок и последующего шнекового разбуривания грунтовых оснований фундаментов.

- Изготовление и установка манжетных инъекторов (стальные бесшовные или пластмассовые трубы Ø38 ÷ 42 мм с отверстиями через 330 ÷ 500 мм, защищенными резиновыми манжетами, утопленными в проточках или прикрытыми защитными кольцами). Перед установкой инъекторов скважины заполняются цементно-бентонитовым раствором.

- Приготовление суспензии в смесителях для буровых растворах или в скоростных смесителях.

- Инъекция суспензии при низком (до 5 атм.) давлении по расчетному объему на 1 горизонт нагнетания (зону)

Данный состав работ является базовым для выполнения разнообразных проектных задач. Возможные отклонения касаются в первую очередь условий бурения скважин

(глубина бурения, материал фундамента, стесненность, применение бурового раствора, обсадных труб и т.п.) и материала изготовления, а также размеров манжетных инъекторов.

Средняя калькуляция стоимости работ на 1 м^3 закрепленного грунта в г. Москве находится в интервале 5 ÷7 тыс. рублей. Этот показатель является наиболее изменчивым в расчете прямых затрат данного метода закрепления грунтов.

Подсчет прямых затрат позволяет оценить стоимость устройства определенного объема грунтобетонных массивов с некоторой поправкой на условия производства работ и сравнить ее со стоимостью альтернативных проектно-конструктивных решений.

В качестве альтернативных технологий при усилении фундаментов и повышении несущей способности оснований зданий и сооружений (обычно при реконструкции зданий, при углублении подвалов, противоаварийные подхваты фундаментов зданий, в том числе у примыкающих котлованов) выступают буроинъекционные сваи с железобетонным опоясывающим ростверком, или задавливаемые стальные сваи с ростверком, или прямое наращивание фундаментов замещением грунта бетоном с фрагментарной отрывкой шурфов под подошвой фундаментов.

Для данных задач инъекционная технология с применением ОТДВ «Микродур» предлагает прямое наращивание фундаментов при наличии проницаемых грунтов в основании зданий, устройство опорных пят под буроинъекционными сваями при условии, что проницаемые грунты залегают на некоторой глубине от подошвы фундаментов (уменьшение длины и диаметра свай), бандажные уширения существующих свай, включая забивные.

В качестве практического примера рассмотрим несколько реальных проектов, при разработке которых просчитывались варианты с представленными конструктивными решениями.

1. Административное здание на ул. Воздвиженка, д. 16, г. Москва

Проектная задача: повышение несущей способности оснований ленточных бутовых фундаментов.

Рассматривалось два варианта. Вариант А: 1000 буроинъекционных свай, Ø 200 мм, L = 15 м; Вариант Б: 2000 м^3 грунтобетонных массивов с прочностью на сжатие не менее 5 МПа, закрепляемых суспензией ОТДВ «Микродур» марки R-F/E plus с В/В = 4,5. Ширина массивов: 1,0 м, глубина закрепления 2,0 м под подошвой фундаментов.

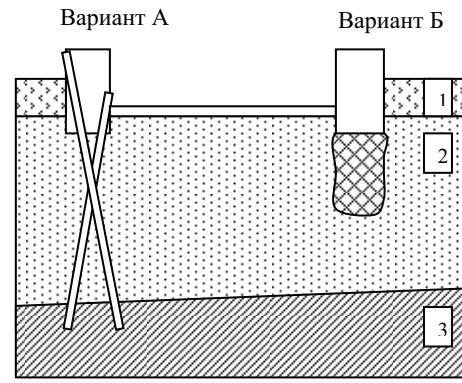


Рис. 2 Схема разреза подвала здания и ленточных фундаментов с представленными вариантами их усиления.

На инженерно-геологическом разрезе грунтов оснований здания показаны:

1- насыпные грунты;
2- пески средней крупности, средней плотности, мощностью до 12 м;
3- суглинки тугопластичные мощностью до 5 м.

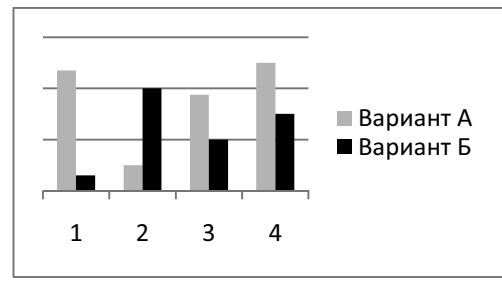


Рис. 3 Результаты сравнения вариантов
1- Общая длина свай и объем массивов
2- Стоимость 1 пм свай и 1 м3 массивов
3- Общая стоимость вариантов
4- Продолжительность строительства

2. Здание на Летниковской ул, д. 15, г. Москва.

Проектная задача: Повышение несущей способности оснований; углубление подвала на 1,2 м. Вариант А: 150 буроинъекционных свай, Ø 200 мм, L = 16 м. Вариант Б: 150 буроинъекционных свай, Ø 150 мм, L = 7 м с грунтобетонной пятой Ø 0,8 м, H = 1,0 м. Для закрепления грунтов опорной пяты применялась суспензия ОТДВ «Микродур» марки R-F/E plus с В/В = 4,0. Прочность грунтобетона на сжатие не менее 9 МПа.

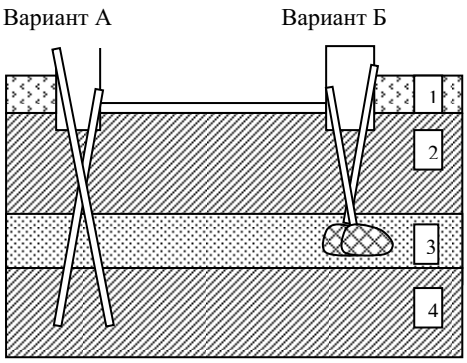


Рис. 4. Схема разреза подвала здания и ленточных фундаментов с представленными вариантами их усиления.

На инженерно-геологическом разрезе грунтов оснований здания показаны:
1- насыпные грунты;
2- суглинки мягкопластичные мощностью до 4 м;
3- пески мелкие, средней плотности, мощностью до 2 м;
4- суглинки мощностью до 7 м.

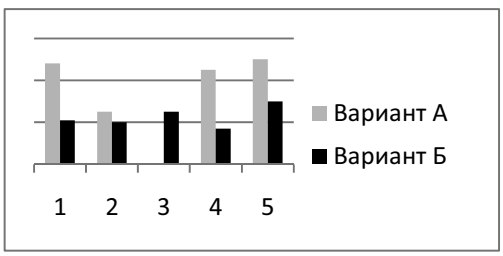


Рис. 5. Результаты сравнения вариантов.
1- Общая длина свай
2- Диаметр свай
3- Объем грунтобетонных массивов
4- Общая стоимость
5- Продолжительность строительства

3. Здание школы в Уланском пер., д. 5, г. Москва.

Проектная задача: устройство свайного основания фундаментной плиты. Вариант А: Висячие буронабивные сваи Ø 500 мм, L = 19 м. Вариант Б: Буронабивные сваи Ø300 мм, L = 6 м с грунтобетонной пятой Ø 1,2 м, H = 1,5 м. Общее количество свай 600 шт. Инъектируемые грунты: пески мелкие, средней плотности, водонасыщенные. Для инъекции применялась суспензия ОТДВ «Микродур» марки R-U/E plus, В/В = 4,0. Прочность грунтобетона пяты на сжатие не менее 10 МПа. Свая с пятой была успешно испытана на статическую нагрузку 65 т.

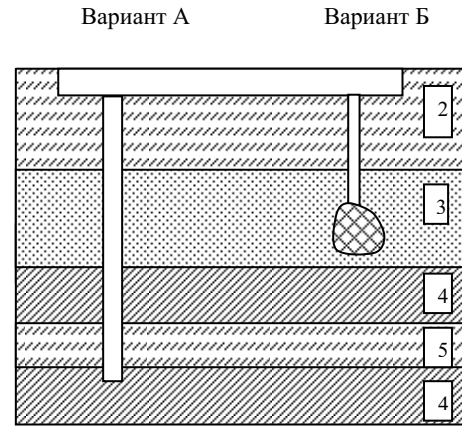


Рис. 6. Схема разреза фундаментной плиты с вариантами свайных оснований.

На инженерно-геологическом разрезе грунтов оснований здания показаны:
2- супеси текучие мощностью до 4 м;
3- пески мелкие, средней плотности, мощностью до 3 м;
4- суглинки мягкопластичные мощностью до 4 м;
5- супеси пластичные мощностью до 2 м.

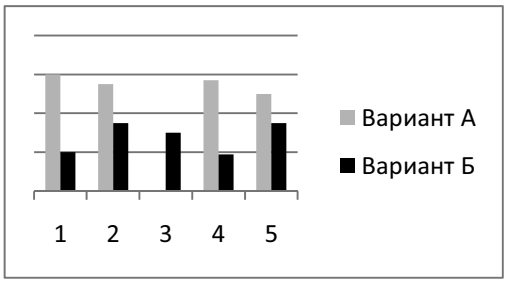


Рис. 7. Результаты сравнения вариантов.
1- Общая длина свай
2- Диаметр свай
3- Объем грунтобетонных массивов
4- Общая стоимость
5- Продолжительность строительства

Представленные данные по технико-экономической эффективности вариантов проектных решений реализованных на конкретных объектах подчеркивают, что достаточно высокие прямые затраты на инъекционное закрепление грунтов с применением ОТДВ «Микродур» не являются критерием выбора проектно-конструктивного решения для геотехнических проектных задач. Критерием сравнения в данном случае является результат комплексного технико-экономического расчета вариантов с учетом всех технических и экономических аспектов условий и процесса производства работ на объекте.

ВЫВОДЫ:

Опыт технико-экономических расчетов по различным проектным решениям позволяет сделать следующие выводы:

При решении проектной задачи повышения несущей способности оснований зданий технико-экономическая эффективность инъекционного закрепления грунтов с применением ОТДВ «Микродур» является предпочтительной при наличии следующих условий:

- залегание песчаных проницаемых грунтов ($К_ф \geq 1$ м/сут) мощностью не менее 1,0 ÷1,5 м непосредственно под подошвой фундаментов.
- залегание песчаных проницаемых грунтов ($К_ф \geq 1$ м/сут) мощностью не менее 1,0 ÷1,5 м на глубине не более 6 ÷ 8 м под подошвой фундаментов.

(При указанных крайних условиях несущая способность оснований может быть повышена на 15 ÷ 20 т/м^2).

Эффективность повышается при:

- наличии подвала высотой более 1,8 м;
- более высоком коэффициенте фильтрации грунта;
- отсутствие выветрелых фундаментов;
- совмещении цементационных скважин с инъекционными при наличии выветрелых фундаментов.

При решении проектной задачи устройства свайных оснований из буровых свай (без ограничения максимума несущей способности) технико-экономическая эффективность инъекционного закрепления грунтов с применением ОТДВ «Микродур» является весьма высокой при наличии следующих условий: залегание песчаных проницаемых грунтов ($К_ф \geq 1$ м/сут) мощностью не менее 2,0 м на глубине не более 2/3 расчетной длины буровой сваи без корневого уширения.

Эффективность повышается при более высоком коэффициенте фильтрации проницаемого грунта.

Эффективность противофильтрационных инъекций с применением ОТДВ «Микродур» является высокой для:

- застенных инъекций при любых видах застенного грунта;
- песчаных проницаемых грунтов с коэффициентом фильтрации ≥ 1 м/сут.

Данный перечень не является исчерпывающим. В большинстве проектных задач данная технология может оказать заметное влияние на эффективность их решения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев С.В., Никитин А.И. 2006, Методические рекомендации по применению ОТДВ «Микродур» в строительстве, www.vestaing.ru, Москва.
2. Байдаков О.С. 2005 г, Применение материалов «Mikrodur» для инъекционных работ при укреплении грунтов и усилении конструкций. *Журнал «Метро и Тоннели»,* №6, Москва.
3. Свод правил по проектированию и строительству. Метрополитены, 2004 г, *СП 32-105-2004*, Москва.

Закрепление оснований цементацией буросмесительным методом

Н.Л. Зоценко, И.И. Ларцева, В.И. Марченко
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, Полтава, Украина

АННОТАЦИЯ: Исследуется метод закрепления основания по буросмесительной технологии, называемый армированием грунтов. Материал, который при этом получается, назван грунтоцементом. Определена область применения упомянутой технологии при возведении подземной части зданий. Исследованы механические характеристики грунтоцемента. Предложен способ определения структурного сцепления армированного грунта. Напряженно-деформированное состояние армированного основания под фундаментом оценивается с применением метода конечных элементов путем решения пространственной упруго-пластической задачи. Проведены наблюдения за деформациями бескаркасного 9–14-ти этажного жилого здания на армированном лессовом основании с помощью информационно-измерительной системы «Мониторинг». Обоснована надежность рассмотренного метода.

При устройстве искусственных оснований метод цементации является наиболее доступным, им реализуется скрепление частиц и агрегатов грунта цементным раствором. Цементным раствором можно не только пропитать более-менее равномерно весь массив грунта, но и возможно закрепить в массиве отдельные его объемы, которые вместе с незакрепленным грунтом образуют единую конструкцию большей жесткости, чем незакрепленный грунт. Именно такой подход реализуется при использовании буросмесительного метода.

Суть этого метода заключается в том, что в процессе бурения скважины специальным долотом рыхлится природный грунт без извлечения его из скважины. В зону разрушения через вертлюг буровым насосом нагнетается водоцементная суспензия, которая рабочим органом тщательно перемешивается с рыхлым грунтом. Рыхление грунта, подача цементного раствора и перемешивание смеси выполняются по всей высоте закрепляемого массива грунта. В результате твердения смеси в массиве грунта образуется грунтоцементный элемент (ГЦЭ) цилиндрической формы, не размокающий в воде, прочность которого на порядок выше прочности окружающего грунта (Ручьев, А.П., 1968).

В настоящее время получил распространение метод усиления слабых оснований путем их армирования вертикальными жесткими элементами. Эффект армирования проявляется в том, что в определенном объеме слабого грунта часть его заменяется жестким материалом с достаточно большим модулем деформации. Это могут быть сборные или монолитные бетонные элементы, уплотненный грунт или шлак и пр. Наиболее технологичным материалом является грунтоцемент.

В слабом грунте создается жесткий каркас из отдельных ГЦЭ. При действии на основание вертикальных и горизонтальных нагрузок ГЦЭ служат препятствием деформированию грунта за счет сил трения между грунтом и поверхностью ГЦЭ. Когда ГЦЭ непосредственно контактируют с фундаментом, они рассматриваются как сваи (рис.1,а). В армированных основаниях фундамент и ГЦЭ разделяет подушка из щебня или уплотненного грунта (рис.1, б). При усилении существующих фундаментов основание под ними закрепляется наклонными (рис.1, в) или горизонтальными (рис.1, г) ГЦЭ. В условиях стесненной городской застройки армирование грунтов применяется для обеспечения устойчивости откосов глубоких котлованов (рис.1, д). На оползнеопасных склонах благодаря армированию повышается структурное сцепление грунтов, и, соответственно, увеличивается коэффициент устойчивости склона (рис.1, е).

Грунтоцемент образуется в процессе твердения смеси «грунт-цемент-вода» при

положительной температуре. Время схватывания грунтоцемента значительно больше, чем для цементных растворов и бетонов. Его прочность увеличивается вдвое через 28 суток, 90 суток, 1 год.

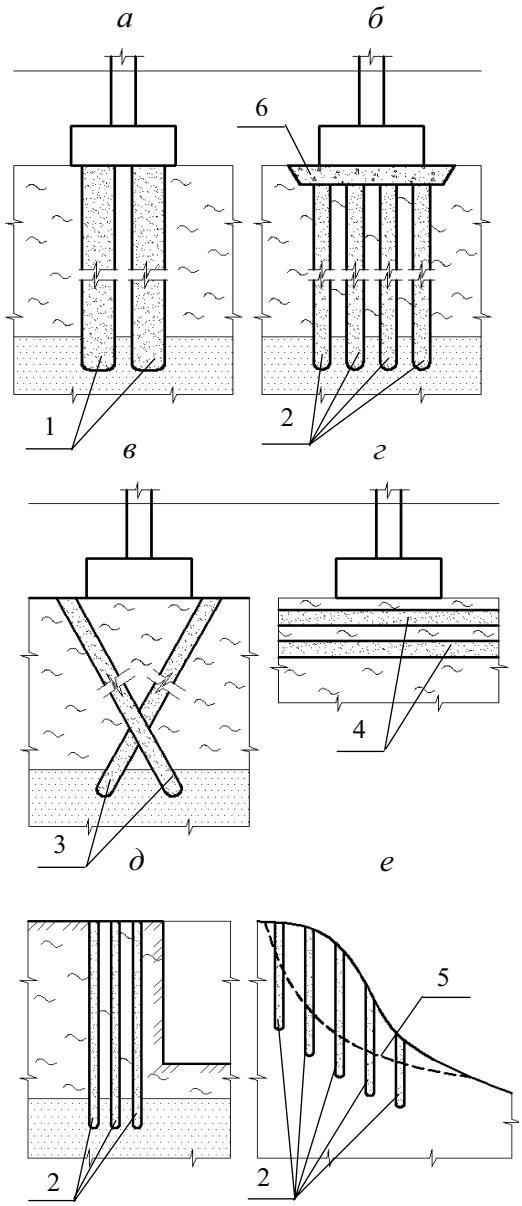


Рис. 1. Варианты использования ГЦЕ для: а – свайного фундамента; б – армирования основания; в, г – усиления фундаментов; д – закрепления откоса котлована; е – закрепления оползнеопасного склона: 1 – сваи; 2 – вертикальные ГЦЭ; 3 – наклонные ГЦЭ; 4 – горизонтальные ГЦЭ; 5 – поверхность скольжения; 6 – подушка из щебня

Известны данные об увеличении прочности грунтоцемента через 2 года (Токин, А.Н., 1984).

Экспериментально установлено, что при изготовлении грунтоцемента по буросмесительной технологии плотность его зависит от насыщения природного грунта водой. Остаточная вода после завершения процесса гидратации цемента формирует пористую структуру материала, которая в свою очередь определяет механические характеристики грунтоцемента.

Механические характеристики грунтоцемента оцениваются модулем деформации E и призменной прочностью σ_n . На основании экспериментальных данных установлено, что механические характеристики грунтоцемента увеличиваются с увеличением содержания цемента и плотности материала. Наличие в грунте глинистой составляющей, растворимых солей и органики снижает прочность и увеличивает деформативность грунтоцемента.

Для пылеватых (лессовых и лессовидных) супесей и суглинков оптимальной является добавка цемента М400 в количестве 20% от массы сухого грунта. По данным лабораторных испытаний на одноосное сжатие для таких смесей, которые после изготовления хранились в течение 90 суток во влажной среде, модуль деформации грунтоцемента составляет E = 200 – 800 МПа, призменная прочность σ_n = 2 – 6 МПа в зависимости от содержания глинистых частиц и воды в грунте. Для пылеватых и мелких песков, соответственно, E = 500 – 1000 МПа и σ_n = 4– 10 МПа в зависимости от их степени водонасыщения (Зоценко, Н.Л., 2007).

В полевых условиях сжимаемость армированных лессовых грунтов изучалась по результатам их испытаний квадратным железобетонным штампом площадью A = 14400 см^2. Расчетное сопротивления грунта R на этом этапе исследований определялось как первое критическое давление σ_1 (абсолютно безопасное с точки зрения прочности основания), которое определяется по точке перелома графика зависимости «осадка – нагрузка».

Ниже приведены значения модуля деформации и расчетного сопротивления основания для разных условий состояния лессового основания:

- природное состояние E = 9,5 МПа;

R = 260 кПа;

- водонасыщенное природное основание E = 5 МПа; R = 145 кПа;

- армированное основание E = 15,6 МПа; R = 385 кПа;

- водонасыщенное армированное основание E = 14,5 МПа; R = 370 кПа.

Приведенные данные свидетельствуют о том, что при водонасыщении основания модуль деформации грунта уменьшился практически вдвое. В результате армирования основания, сложенного грунтами первого типа по просадочности, при водонасыщении его модуль деформации уменьшился всего на 7,5 %, что соответствует точности определения характеристик грунтов.

В результате армирования основания вертикальными ГЦЭ при его полном водонасыщении модуль деформации увеличился практически втрое, а расчетное сопротивление – больше чем вдвое. Этими исследованиями экспериментально подтвержден эффект устранения просадочных свойств лессовых грунтов в результате их армирования вертикальными ГЦЭ.

Влияние армирования грунта на его прочностные характеристики изучалось по схеме одноплоскостного сдвига в лабораторных условиях на приборах ПСГ-2М конструкции «Гидропроекта» и стендовых установках конструкции ПолтНТУ (рис.2).

Рис. 2. Общий вид стендовой установки одноплоскостного сдвига конструкции ПолтНТУ

Для проведения лабораторного и стендового сдвига был использован суглинок лессовый легкий текучепластичный с такими физическими характеристиками: число пластичности I_p = 0,09; показатель текучести I_L = 0,89; природная влажность W = 0,27; плотность частиц ρ_s = 2,68 г/см^3; плотность ρ = 1,94 г/см^3; плотность скелета ρ_d = 1,53 г/см^3; коэффициент пористости e = 0,752; степень влажности S_r = 0,96.

Образцы грунта для лабораторных испытаний отбирали в стандартные кольца площадью A = 40 см^2, высотой 35 мм. Образцы для стендового сдвига отбирали в кольца площадью A = 660 см^2, высотой 220 мм.

Для каждого прибора приготавливались четыре серии образцов по 6 штук в каждой серии: 1 – неармированный грунт; 2 – армированный 2,2 % грунтоцемента; 3 – армированный 4,4 % грунтоцемента; 4 – армированный 6,6 % грунтоцемента. Процент армирования грунта (i) принимался как соотношение суммарной площади ГЦЭ к общей площади образца.

Армирование лабораторных образцов проводилось ГЦЭ диаметром d = 4 мм и длиною l = 30 мм. Свободное пространство по 2 – 3 мм глубиною с обеих сторон кольца заполнялось грунтом. Стендовые образцы армировались ГЦЭ диаметром d = 14 мм и длиною l = 200 мм (рис.3).

Рис.3. Образец армированного грунта для стендового сдвига

Армированные образцы для лабораторного и стендового сдвига хранились 28 суток во влажной среде для набора прочности грунтоцементом.

Испытания образцов грунта на одноплоскостной сдвиг проводилось по схеме неконсолидированно-недренированного испыта-

ния при трех значениях вертикальной нагрузки σ = 0,05; 0,1 и 0,15 МПа. Горизонтальная нагрузка прикладывалась ступенями по $\Delta\tau$ = 0,005 МПа с интервалом в 1 минуту. Испытание считалось завершенным при достижении горизонтальной деформации образцов 5 мм.

Для каждого отдельного сдвига были построены графики зависимости между касательными напряжениями τ и деформациями Δl. Для определения расчетных сопротивлений сдвига по результатам испытаний были построены соответствующие зависимости в координатах «логарифм касательных напряжений lg τ – логарифм деформаций сдвига lgΔl». (Великодний, Ю. Й.). Один из таких графиков приведен на рис. 4.

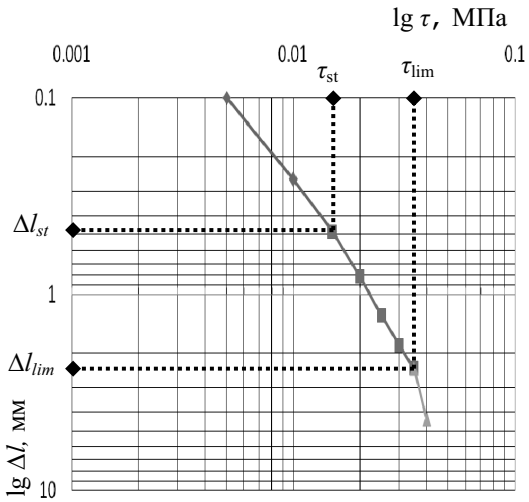


Рис.4. График зависимости горизонтальных деформаций образца от касательных напряжений

Данный график, сравнительно со стандартным в координатах «касательные напряжения τ – деформации сдвига Δl», более наглядно иллюстрирует фазы работы грунта при действии сдвиговых усилий. Первая фаза заканчивается разрушением жестких структурных связей. Во второй фазе возникают и нарастают локальные пластические деформаций грунта, при которых разрушаются все водно-коллоидные связи в грунте; к её завершению формируется поверхность скольжения по заданной плоскости. В третьей фазе происходит перемещение грунта по поверхности скольжения, препятствием которому служит только внутреннее трение грунта; происходит разрушение образца.

Касательное напряжение на границе первой и второй фаз соответствует первому критическому сопротивлению грунта (структурной прочности τ_{st}). Ему соответствуют незначительные деформации сдвига $\Delta l \leq 0{,}5$ мм.

Касательное напряжение между второй и третьей фазами соответствует второму критическому сопротивлению грунта – предельному сопротивлению сдвигу – длительной (удельной) прочности $\tau_{\ell im}$. Ему соответствуют деформации сдвига $\Delta l \leq 1{,}2$ мм (Маслов, Н.Н. 1982).

Для определения характеристик прочности грунта, соответствующих структурной τ_{st} и длительной прочности $\tau_{\ell im}$, пользуются зависимостями, образец которых приведен на рис. 5.

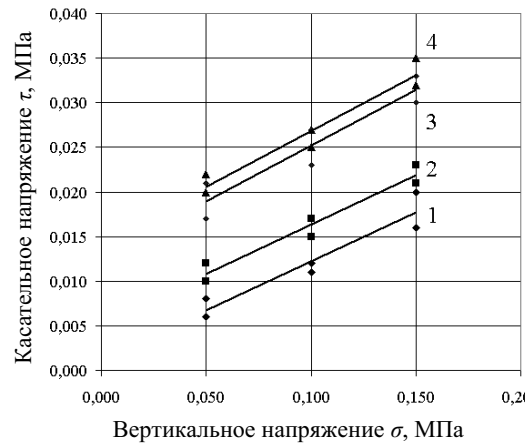


Рис.5. Графики сдвига грунта для определения структурной прочности при проценте армирования: 1 – 0; 2 – 2,2 %; 3 – 4,4 %; 4 – 6,6 %

На основании статистической обработки результатов лабораторных испытаний лессового суглинка на одноплоскостной сдвиг определены параметры его прочностных характеристик как для оценки структурной, так и длительной прочности. Достоверность определения этих характеристик обеспечена тем, что величина коэффициента вариации при этом не превысила 10 % от средних величин сопротивления сдвигу. Во всех случаях коэффициент корреляции составил $r \geq 0{,}95$, что свидетельствует о соответствии полученных линейных зависимостей закону сдвига грунтов.

Параметры прочности армированных грунтов, которые были определены по данным лабораторных испытаний, приведе-

ны в табл. 1, а по результатам стендовых испытаний – в табл. 2.

Таблица 1. Результаты лабораторных определений характеристик прочности армированных грунтов

Процент армирования, %	Характеристики прочности грунта для определения			
	структурной прочности		длительной прочности	
	φ_{st}, град	c_{st}, кПа	φ, град	c, кПа
0	6	1,2	7	11,8
2,2	6	5,3	7	20,3
4,4	7	12,3	8	23
6,6	7	14,3	9	33

Таблица 2. Результаты стендовых определений характеристик прочности армированных грунтов

Процент армирования, %	Характеристики прочности грунта для определения			
	структурной прочности		длительной прочности	
	φ_{st}, град	c_{st}, кПа	φ, град	c, кПа
0	4	0	5,2	7
2,2	4,8	6	5,1	12
4,4	4,4	12	5	21

Для испытаний по определению параметров прочности суглинка лессового легкого текучепластичной консистенции методом одноплоскостного сдвига на лабораторных приборах ПСГ-2М конструкции «Гидропроекта» и стендах конструкции Полтавского НТУ, при разнице между объёмами образцов больше чем в 100 раз, общими чертами являются:

- испытания проводились с грунтами природного сложения и армированными ГЦЭ в процентном отношении 2,2; 4,4; 6,6 % от общей площади образца;

- армирование проводилось вертикальными грунтоцементными элементами площадью поперечного сечения 1/320 площади лабораторного образца и 1/430 площади стендового образца; длина элементов принималась такой, чтобы исключить их контакт с поршнями приборов в процессе проведения испытаний;

- в обоих испытаниях опыты проводились по схеме неконсолидированно-недренированного одноплоскостного сдвига;

- физические характеристики образцов в обоих испытаниях были достаточно близки между собой, что позволяет провести сопоставление их прочностных характеристик.

Сопоставляя параметры прочности армированного грунта, которые были определены методом одноплоскостного сдвига в лабораторных и стендовых условиях, можно сделать следующие выводы:

- доказано эффект армирования грунта с точки зрения повышения его прочности, а также то, что с увеличением процента армирования прочность грунта существенно увеличиваются;

- что касается масштабного фактора, то на современном этапе исследований можно утверждать, что увеличение структурного сцепления за счет армирования грунта практически не зависит от размеров образца.

Методика контроля качества изготовления ГЦЭ основывается на бурении некоторой их части через 3 – 5 суток после изготовления буром диаметром 135 мм с целью проверки неразрывности элемента и отбора образцов ненарушенной и нарушенной структуры для лабораторных исследований. Образцы ненарушенной структуры выдерживаются во влажной среде установленный срок твердения и испытываются на одноосное сжатие. По нарушенной структуре грунтоцемента устанавливают процент цемента в материале. В основе методики определения содержания цемента лежит известная химическая реакция – гидратация цемента, в результате которой в процессе твердения смеси «грунт-цемент-вода» образуется химически связанная вода. Процесс этот значительно растянутый во времени, максимальное содержание химически связанной воды от веса цемента достигает 25 %.

Таким образом, содержание цемента в грунтоцементе можно определить по содержанию химически связанной воды.

Временной фактор твердения грунтоцемента учитывается путем использования экспериментально установленной зависимости между величиною модуля деформации и сроком твердения грунтоцемента. Было принято, что модуль деформации грунтоцемента достигает 100 % своей величины через два года твердения во влажных условиях. Независимо от количества цемента, которое было принято при изготовлении грунтоцемента, а также его плотности, зависимость между сроком твердения и процентом содержания гидратированного цемента от его

процентного содержания имеет вид, показанный на рис.6.

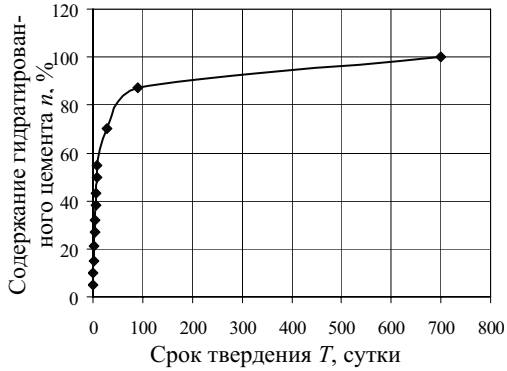


Рис. 6. Содержание гидратированной части цемента n от срока твердения грунтоцемента T

Кривая на рис. 6 апроксимируется уравнением (1) при коэффициенте корреляции $r = 0{,}94$:

$$n = \lg T + 5{,}36 \qquad (1)$$

Напряженно-деформированное состояние (НДС) армированного основания, нагруженного зданием или сооружением, изучалось с помощью программного комплекса Plaxis 3D Foundation в условиях решения пространственной задачи. Использование программного комплекса позволило в пределах расчетной области зафиксировать положение каждого ГЦЭ относительно фундамента, что невозможно при использовании плоской и осесимметричной версий. Благодаря такому подходу результаты, которые получены в процессе численного эксперимента, хорошо коррелируются с данными наблюдений за деформациями зданий и результатами штамповых испытаний (Зоценко, Н.Л., 2008).

Так как армирование оснований грунтоцементом в современном строительстве Украины имеет статус экспериментального, а расчет их проводится по второму предельному состоянию, возникает необходимость оснащения строительных объектов современными приспособлениями мониторинга для контроля и накопления данных о поведении конструкций зданий и сооружений с целью предупреждения их разрушений.

С 2004 года в Запорожском филиале Научно-исследовательского института строительных конструкций и ООО «Геоинжениринг» налажено производство локальных информационно-измерительных систем (ИИС) «Мониторинг» на основе измерительных преобразователей (ИП) с периодическим временным регламентом, автоматическим режимом сбора информации и обработкой его на ЕВМ. Система предназначена для контроля направлений и углов наклона строительных объектов и их элементов.

Научное сопровождение строительства и эксплуатации объектов, построенных на слабых основаниях, которые армированы ГЦЭ, проводится с помощью нивелирования по III классу точности и параллельно с помощью ИИС «Мониторинг». Технические приспособления системы включают:

- универсальные индуктивные датчики (УИД) (высота 245 мм, диаметр 76 мм, масса датчика до 0,6 кг) с точностью измерений 0,01 мм; работают при диапазоне температур -40^0 до $+60^0$; имеют защиту от пыли и влаги (ИР56) (рис.7);

Рис.7. Датчик УИД с измерителем индуктивности П-1

- способ снятия информации – высокоточный измеритель индуктивности ИИ-1;

- компьютерную программу «Pendulum» (Маятник) для расчета и визуализации деформаций наблюдаемых строительных объектов.

При строительстве 9–14-ти этажного четырехсекционного бескаркасного жилого дома с кирпичными стенами и ленточными фундаментами в г. Полтаве в характерных местах (на углах и в середине секций) были установлены геодезические марки в уровне цоколя здания. Параллельно в подвале были установлены датчики УИД с измерителями индуктивности ИИ-1. Схема расположения

датчиков приведена на рис.8.

Каждый датчик был жестко закреплен к стене лифтовой шахты на 1,5 м выше пола подвала.

В соответствии с рис. 8 датчик №1 был установлен в 9-ти этажной секции, датчик №2 – в 14-ти этажной секции, датчики №3 и №4, соответственно, в 10-ти этажных секциях.

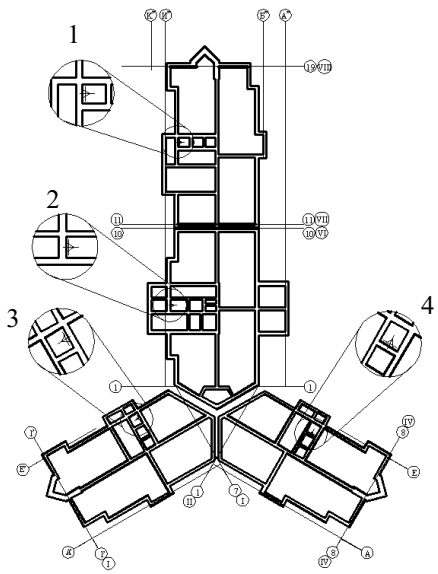


Рис.8. Схема расположения датчиков УИД: 1, 2, 3, 4 – номера датчиков

Измерения кренов проводились в ручном режиме в период с 26 января по 19 сентября 2007 года. В этот период проходило интенсивное строительство жилого здания. Данные измерений электронной почтой передавались на компьютер Запорожского филиала НИИСКа, где обрабатывались с помощью программы «Pendulum» и таким же путем возвращались. Описанный процесс передачи информации может осуществляться в автоматическом режиме с использованием включенного в схему мобильного телефона.

На рис. 9 показаны демонстрационные графики развития крена здания.

В процессе наблюдений за осадками марок параллельно замеряли объемы выполненных работ (кирпичная кладка, перекрытия, нагрузка на перекрытия). По этим данным устанавливали давление под подошвой соответствующего фундамента.

На 19 сентября 2007 года коробка здания, столярка, кровля были выполнены. При этом следует учесть, что в секциях №3 и №4 был устроен 10 этаж, который не был предусмотрен проектом. Кроме этого возле этих секций для возведения пристроенного магазина проводилось погружение призматических свай дизель-молотом. В это время велось строительство седьмого этажа секций.

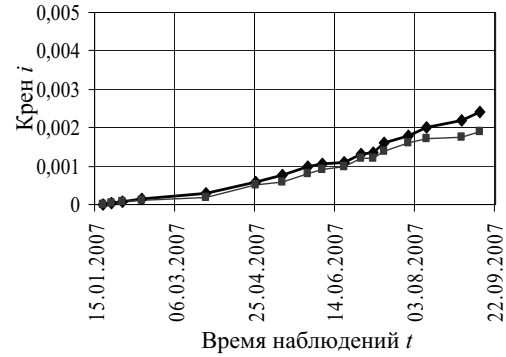


Рис. 9. График развития крена секций №№1, 2 в процессе строительства жилого дома

Величины измеренных и рассчитанных деформаций здания приведены в табл. 3.

Таблица 3. Деформации жилого дома

№№ секций	Средняя осадка секций S, см		Крен шахты лифта *i*	
	Измер.	Расчет.	Измер.	Расчет.
1	3,15	5,60	0,00232	0,001
2	4,76	7,25	0,00163	0,0008
3	5,10	7,60	0,0019	0,0005
4	5,28	7,50	0,00144	0,0007

Относительная разница осадок вдоль продольной оси здания составила для: секции №1 – $\Delta S/L$ = 0,001; секции №2 – $\Delta S/L$ = 0,001; секции №3 – $\Delta S/L$ = 0,0008; секции №4 – $\Delta S/L$ = 0,0004.

Следует также учесть, что измеренные осадки секций жилого дома еще не стабилизировались. Так как на момент последнего замера не было проведено заселение здания, т.е. практически отсутствовала временная нагрузка, расчетные значения осадок несколько выше тех, что измерены.

Привлекает внимание тот факт, что расчетные значения кренов шахт лифтов секций заметно ниже измеренных. Причиной этого явления следует считать наличие в центре пятна застройки тяжелой 14-ти этажной секции, которая оказывает влияние на осад-

ку более легких соседних секций, влияние динамических нагрузок при погружении свай на секции 3 и 4, дополнительное нагружение этих же секций.

Кроме перечисленных факторов по данным инженерно-геологических изысканий в пределах пятна здания имеют распространение частично засыпанные пустоты сечением 1,2х1,3 м до глубины 7 м техногенного происхождения (старинные ледники, частично обложенные кирпичом, устроенные методом проходки). Эта особенность площадки вызвала необходимость применение специальных мероприятий для нейтрализации негативного влияния данного фактора на процесс строительства жилого дома и его дальнейшую эксплуатацию.

Обычно в таких условиях используются свайные фундаменты для прорезки толщи, в которой расположены пустоты. Однако при анализе такого решения в конкретных условиях распространения просадочных грунтов были сформулированы такие их недостатки:

- так как местоположение и глубина пустот изысканиями не установлены, не гарантируются безопасные условия работы тяжелого оборудования для вдавливания свай;

- при попадании в пустоты сваи могут отклоняться от вертикали, что ухудшает их эксплуатационные качества;

- наличие пустот под зданием, даже прорезанных сваями, не гарантирует условий нормальной эксплуатации подвала, технического подполья, паркинга;

- наибольшая опасность наличия пустот, прорезанных сваями в основании здания, которое сложено просадочными грунтами, заключается в том, что в них могут попадать атмосферные и техногенные воды. В разветвленных подземных пустотах вода двигается и при этом образует новые пустоты (в просадочных грунтах это «псевдокарст») со всеми вытекающими последствиями.

Альтернативой сваям при наличии пустот в основании являются фундаменты неглубокого заложения на основание, закрепленном армированием ГЦЭ, которые изготавливаются буросмесительным методом. При армировании основания ГЦЭ располагаются по сетке практически по всей площади пятна здания. Индикатором наличия пустоты является повышенный расход цементного раствора при изготовлении ГЦЭ. По этому показателю качественно можно установить величину пустоты и, соответственно, вскрыть ее скважиной большого диаметра для обследования и последующего заполнения грунтом или тощим раствором. При наличии рыхлого грунта его закрепление проводится путем продолжения устройства ГЦЭ с повышенным расходом цементного раствора.

Для контроля качества заполнения подземных пустот рассматривались результаты:

- повторного устройства элементов армирования по границе и в пределах установленного участка распространения пустоты;

- устройства новых ГЦЭ в тех же пределах.

Индикация контрольных скважин проводилась по принципу, описанному выше.

Несомненно, процесс заполнения подземных пустот в пределах пятна здания создал определенную неоднородность основания, что повлияло на величину кренов секций.

Однако, вопреки всем перечисленным факторам, влияющим на характер деформирования основания жилого дома, значения абсолютных и относительных деформаций жилого дома находятся в пределах первой половины предельных величин, предусмотренных нормами. Это свидетельствует о высокой надежности рассмотренного метода закрепления основания путем армирования его вертикальными грунтоцементными элементами, которые выполнены буросмесительным методом

Великодний, Ю. Й. 2006. Захист територій від зсувів: Навчальний посібник. – Полтава: ТОВ «Поліграфічний центр «Скайтек», 2006. – 116 с.

Зоценко, М.Л., Борт, О.В., Бідношия, М.В., Петраш, Р.В., 2007. До оцінки механічних властивостей грунтоцементу залежно від умісту його складових. *Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во), № 19,* С. 44-52. Полтава: ПНТУ.

Зоценко, Н.Л., Лапин, Н.И., Петраш, Р.В. 2008. Сравнительная оценка эффективности армирования основания по данным штамповых испытаний и математического моделирования. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, № 4, С. 17-20.

Маслов Н.Н. 1982. Основы инженерной геологии и механики грунтов. Ученик для вузов. 511 с. Москва: Высшая школа.

Ручьев, А.П., Толкачев, П.И., Телина, Л.А. и др. 1968. Устройство грунтоцементных свай. 33 с. Москва: Стройиздат.

Токин, А.Н. 1984. Фундаменты из цеметогрунта, 184 с. Москва: Стройиздат.

Применение высокопрочных щебёночных сваи для стабилизации грунта в качестве альтернативы фундаменту глубокого заложения в условиях слабых грунтов для оснований зданий, мостов и насыпей

У. Кёлер

АННОТАЦИЯ: Различные способы метода геопира для изготовления высокопрочных щебёночных сваи являются технологиями улучшения грунта и часто представляют собой хорошую альтернативу классическим технологиям глубоко заложенных фундаментов, таким как использование буровых свай, или буронабивных бетонных свай, или же глубокой замены грунта. Геопир позволяет заменять основание глубокого заложения на плоское заложение фундамента. В этой статье представлена технология, описаны основаные методы расчёта как и выборочные примеры инфраструктурных объектов и строительство высотных зданий.

1. ВВЕДЕНИЕ

Различные способы Геопир/Geopier® являются технологиями улучшения грунта и часто представляют собой хорошую альтернативу классическим технологиям глубоко заложенных фундаментов, таким как использование буровых свай, или буронабивных свай, или же глубокой замены грунта. Улучшение грунта методом Geopier® часто выполняется в виде решетки щебёночных свай. Благодаря запатенто-ванной технологии уплотнения (набивка) сваи становятся очень прочными и выдерживают большую нагрузку. Geopier выполняется во всех слабых и не прочных грунтов.

На улучшенном подстилающем слое Geopier® можно передать жагрузку на фундамент плоского заложения до напря-жения на подошву до 800КН/м² при контролируемой осадке. Таким образом, технологи Geopier можно использовать при строительстве всех видов высотных зданий и сооружений, а также ветросиловых установок и дамбы/насыпей. Технология применяется при ограниченной площади, как, например, в котлованах в центрах городов между существующими зданиями.

2. ОПИСАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ

Технологии Geopier® и Geopier®Impact® существенно отличаются друг от друга в области применения в зависимости от вида строительного грунта. Если в строительном грунте отсутствуют грунтовые воды или воздействие грунтовых вод незначительно, выполняются буронабивные сваи «Geopier» (например, в лёссе, лёссовидном суглинке, глине, валунной глине и т.п.). Сваи можно выполнить до максимальной длины 8 м. При более значительном воздействии грунтовых вод используется технология полного вытеснения *Geopier® Impact®* (например, в разрыхленном песке, мягких глинах, земляной засыпке, торфе, иле и т.п.). Эта технология обеспечивает глубину до 10 - 20 м.

2.1. Технология Geopier

Буронабивные сваи Geopier изготавливаются следующим образом. Сначала углубляется простое вращательное бурение, как правило, диаметром больше 0,75 м (но возможно и 0,6 м), в прочном грунте или в трубной разводке (Рис._01 / 1).

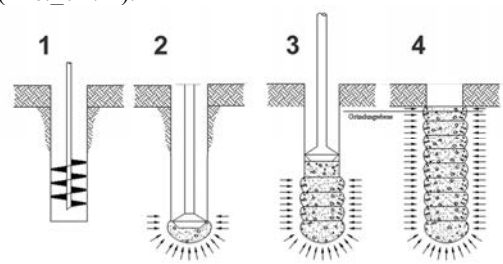


рис. 01 / Рабочие операции технологии Geopier
1) углубление шнекового бурения
2) забивка подошвы
3) забивающее уплотнение по слоям
4) готовая буронабивная свая

Для этого используется монтированный к гусеничной строительной машине шнековый бур. Затем вводится определенный объем грубого гравия для образования подошвы сваи. Уплотнение проводится запатентованной дискообразной насадкой. Это трамбовочное устройство приводится в движение с помощью тяжелого гидравлического молота. Частота ходов составляет примерно 10Гц. Строительный материал подошвы уплотняется или же забивается в окружающий грунт, пока не создастся соответствующая опора для последующего выполнения щебёночной сваи (Рис._01 / 2).

После этого послойно изготавливается нижняя часть сваи из разнокалиберного и хорошо дробленого материала (щебень из камня твёрдых пород, речной гравий или вторично переработанный бетон) с помощью вышеуказанного трамбовочного устройства высокой трамбовочной силы. Толщина отдельных слоев гравия составляет от 0,3 м до 0,5 м. В зависимости от консистенции грунта каждый слой уплотняется в течение 12 – 20 с. Длительность уплотнения определяется для каждого проекта в результате пробной нагрузки.

За счет формы трамбовочного устройства насыпной материал уплотняется в основном по вертикали. За счет скошенной насадки гравий забивается по бокам в окружающий грунт и одновременно достгается высокое контактное давление гравия относительно окружающего строительного грунта и расширение буронабивных свай. В зависимости от консистенции строительного грунта расширение диаметра предварительного бурения может достигать в неупругом грунте 1 - 2 см, а в мягком или очень мягком грунте 10 см (Рис._01).

Рис._02 / Машина для технологии Geopier

На рисунке_02 представлены необходимые для работы с технологией Geopier машины. Рабочая бригада производит с помощью указанных машин за один рабочий день в среднем 200 – 300 погонных метров свай по технологии Geopier. Поскольку используются только легкие строительные машины, рабочая платформа для изготовления буронабивных свай не требуется.

2.2. Технология Geopier® Impact

Технология Geopier Impact® является технологией полного вытеснения. Эта технология представляет собой усовершенствование технологии Geopier® для проектов с повышенным воздействием грунтовых вод. Эта технология позволяет изготавливать сваи Geopier® Impact® в водунесущих несвязанных, а также связанных или органических грунтах. Благодаря специальному скошенному концу насадка Geopier® Impact® достигает такого же уплотнения как при использовании технологии Geopier. Ряд проектов был выполнен в заполненном грунте.

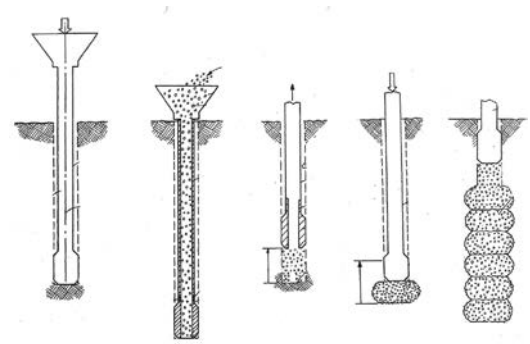


Рис._03 / Процесс изготовления свай по технологии Geopier® Impact® (схема)

При изготовлении свай по технологии Geopier® Impact® устройство состоит из тяжелого гусеничного трактора с копёром. На копёр монтирована насадка Impact® и воронка для гравия. Сверху к насадке прикреплено тяжелое трамбовочное устройство, которое вырабатывает энергию уплотнения (см. Рис._04). За счет тяжелых трамбовочных устройств с помощью этой техники производятся по сравнению с другими вибрационными техниками значительно более высокие энергии, следовательно, более высокий эффект уплотнения и вытеснения в строительном грунте. Диаметр свай по технологии Geopier® Impact® составляет в зависимости от строительного грунта прим. 50...80 см. Несущая способность свай по технологии Geopier® Impact® составляет, в зависимости от строительного грунта, прим. 80...90 % несущей способности свай, изготовленных по технологии Geopier.

Рис._04 / Типичные для технологии Geopier® Impact® машины / Строительство дорожной насыпи высотой 10 м

2.3. Механические параметры

Технологии Geopier® и Geopier® Impact® отличает очень высокая плотность нижней части сваи, от 2,1…2,2 т/м³ и больше. Благодаря высокой плотности создается высокое внутреннее сопротивление грунта сдвигу, которое составляет в зависимости от вида использованного гравия ϕ = 48° - 52°. При этом важную роль играет эффект расширения. Эти значения были определены с помощью геодезических съемок (Фокс, Ковелл 1998 г.) и использования большого трёхосного измерителя (White et al 2002 г.); они являются составной частью установления размеров.

Модуль жесткости технологии Geopier® и Geopier® Impact® на 20 – 40 порядков выше модуля жесткости строительного грунта.

Поперечное вытеснение строительного материала (гравия) за счет скошенной уплотнительной насадки создает пассивное давление вокруг сваи. Соответствующие измерительные результаты приведены у White et al в 2000 г. Другое, косвенное, подтверждение дает испытание на растяжение сваи (см. раздел Испытание и пробная нагрузка). Измерения и обратный расчет испытаний на растяжение дают в результате приведенное в рисунке 4 горизонтальное распределение давления грунта вокруг сваи.

За счет метода изготовления образуется сравнительно небольшое повышенное давление поровой воды и только непосредственно вокруг сваи. Поскольку сваи действуют как элементы дренажа, уплотнение связанных слоев строительного грунта соответственно ускоряется. Технологии Geopier® и Geopier® Impact® уже вскоре после изготовления (от 0 до 4 дней) достигают своей полной несущей способности.

Высокие внутреннее сопротивление грунта сдвигу и плотность в сочетании с пассивным давлением грунта вокруг сваи обеспечивают высокую несущую способность отдельной сваи, от 200 кН (торф, ил, тестообразный грунт) до 700 кН (валунная глина, песок и т.д.), при одновременной низкой осадке.

Рис._05 / Распределение опорного давления вдоль нижней части сваи

Все прогнозы предельной нагрузки и осадки заложенных фундаментов на основе технологий Geopier® и Geopier® Impact® опираются на разработанную организацией GEOPIER модель определения размеров и многолетний опыт (анализ > 1500 пробных нагрузок и замеров осадки различных зданий и сооружений). Для всех проектов проводится пробная нагрузка, а установленные размеры подтверждаются на месте. Этот специальный подход организации GEOPIER позволяет делать сравнительно точный прогноз ожидаемых деформаций.

3. УСТАНОВЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ

Определение размеров свай Geopier® и Geopier® Impact® отличается только геометрически диаметром свай и, вследствие этого, несущей способностью отдельных элементов сваи. Теоретическая модель определения размеров – одна и та же .

3.1. Показатели сваи Geopier

Для определения размеров заложения фундамента по технологии Geopier® понадобятся показатели деформации и несущей способности. Как и при буронабивных сваях следует опираться на значения, полученные из пробной нагрузки для отдельных свай:

k_g модуль упругости постели/мод.Geopier [МН/м³]
$E_{s,g}$ модуль жесткости [МН/м²]
Q_g допустимая Предельная нагрузка КН

Модуль упругости постели щебёночной сваи k_g определяется как секущий модуль результата пробной нагрузки, см. Рис._11:

$k_g = (\text{vorh } p - p_0) / s_{oben}$

Для мягкого неорганического грунта модуль Geopier находится в минимальном диапазоне от 40 МН/м³ до 60 МН/м³ и достигает в более жестком грунте (например, в песке) значений 200 МН/м³.

Модуль жесткости щебёночной сваи $E_{s,g}$ определяется эмпирическим путем в соответствии с длиной сваи l_g:

$E_{s,g} = (\text{vorh } p - p_0) / (s_{oben}) * l_g$

Рис._06 / Раскрытая буронабивная свая

Допустимая предельная нагрузка Q_{gp} отдельной сваи вычисляется по кривой «нагрузка - осадка» и соответствует нагрузке в конце линейного нарастания осадки. Эти значения сначала берутся для определения размеров, а потом проверяются путем пробных нагрузок на стройплощадке, Рис._10 и Рис._11.

3.2. Принцип модели определения размеров

Определение размеров проводится на основе эластичной модели. Для расчета осадки улучшенного грунта сваи Geopier® рассматриваются как твердые пружины, а окружающий грунт – как мягкие пружины (см. Рис._07). Жёсткость пружин определяются для конкретного случая по данным Технического отчёта о инженерно-геологических изысканиях, а для свай Geopier® по базе данных.

Осадка вычисляется с помощью модели двух зон, согласно которой ожидаемая осадка в улучшенном грунте и осадка находящегося ниже (неулучшенного) грунта определяются раздельно.

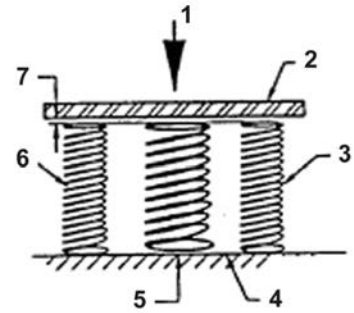


Рис._07, Модель пружины

1) нагрузка
2) неподвижные фундаментные плиты, фундамент
3) упругая пружина, исходный грунт
4) несущий слой грунта
5) неупругая пружина, свая Geopier
6) упругая пружина, исходный грунт
7) осадка

Когда укреплённый буронабивными сваями фундамент подвергается нагрузке, её бóльшая часть передается неупругим буронабивным сваям, а меньшая – относительно мягкому грунту.

Из вышеуказанных положений следует следующее уравнение сил:

$$F = \sigma A = F_g + F_b = \sigma_g A_g + \sigma_b A_b \quad (3)$$

где:

F: Нагрузка фундамента [кН]
A: Площадь фундамента [м²]
σ: Среднее расчетное давление на подошву под фундаментом [кН/м²]
F_g: Нагрузка сваи Geopier® [кН]
F_b: Нагрузка грунта [кН]
σ_g: Натяжение на головке сваи Geopier® [кН/м²]
σ_b: Давление грунта [кН/м²]

Так как фундамент предполагается неупругим, осадка буронабивных свай и грунта должна быть одинаковой. Из этого следует:

$$s = \sigma_g / k_g = \sigma_b / k_b \quad (4)$$

где:

s: Осадка под нагрузкой P [м]
k_g: Модуль Geopier a [МН/м³]
k_b: Модуль упругости постели [МН/м³]

Если R_S отношение жесткости между буронабивными сваями и грунтом, т.е. $R_S = k_g / k_b$ и R_A отношение площади буронабивных свай

под фундаментом к площади фундамента, т.е. $R_A = A_g / A$, то из этого по формулам (3) и (4) следует:

$$\sigma_g = (\sigma R_S / [\ R_A R_S \quad + 1 - R_A]) \qquad (5)$$

Напряжение на головке свай определяется коэффициентом жесткости между грунтом и сваей и количеством расположенных под фундаментом свай. Так как модуль упругости постели для грунта определяется по данным из Технического отчёта о инженерно-геологических изысканиях, единственной неизвестной величиной остается модуль Geopier k_g.

Для расчёта осадки под зоны Geopier® исходят из того, что напряжения в нижней части определяются по эластично изотропическому полупространству. Итоговая осадка составляет сумму обеих составляющих осадки.

4. ВИБРАЦИИ

Geopier® является технологией уплотнения с низким уровнем вибрации, так как при изготовлении свай вертикальное воздействие копёра производит только незначительную вибрацию.

Ряд строительных проектов был выполнен в непосредственной близи существующих строений при сопровождении измерения вибраций (см. Рис. 08).

Рис._08 / Изготовление сваи Geopier® в непосредственной близости от существующих строений

5. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

Помимо контроля качества гравия и непрерывной электронной записи (см. Рис._09) проверяются с помощью пробных нагрузок технические расчетные параметры.

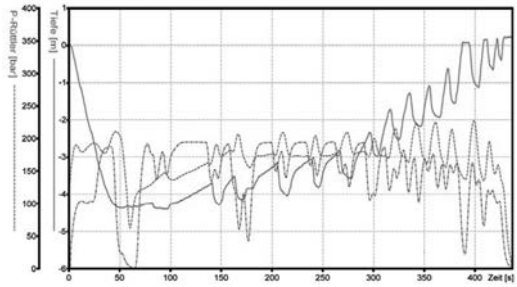


Рис._09 / Автоматическая запись

Пробной нагрузкой подтверждаются определенные размеры предполагаемого модуля Geopier® и таким образом проверяется деформируемость свай Geopier. Пробная свая перегружается с 1,5-кратной полезной нагрузкой. На Рисунке_10 представлена схема пробной нагрузки и элементы, использованные для изготовления втягивающей колонны, а так же готовая втягивающая колонна.

Связанная с втягивающей колонной траверса служит опорой для гидравлического пресса, с помощью которого будет производиться пробная нагрузка. При этом создаются пробные нагрузки до 1000 кН.

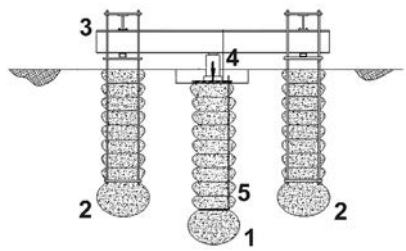


Рис._10 / Опытная установка пробной нагрузки
1) Пробная колонна
2) Втягивающая колонна, анкерование
3) Траверса
4) Гидроцилиндр
5) Датчик перемещения в подошве

На рисунке_11 представлен результат пробной нагрузки в преимущественно мягком, местами неупругом иле.

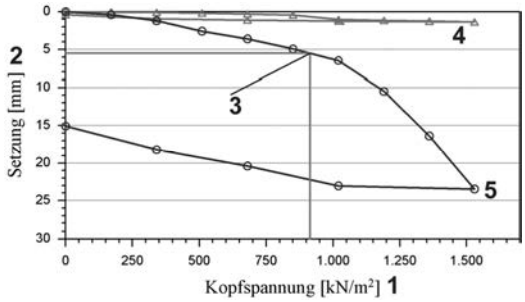


Рис._11 /, Диаграмма «Сила – осадка»

1) Натяжение на головке
2) Осадка
3) Расчётная нагрузка
4) Осадка на головке сваи
5) Осадка в подошве

6. ПРИМЕРЫ

Следующими примерами проиллюстрирован широкий диапазон применения. Строительные проекты представлены в краткой форме.

6.1. Дорожные насыпи и подъезды к мосту

Основное задание – это стабилизация грунта, минимизация ожидаемой осадки под высокими насыпями и предотвращение расхождения насыпи или осыпи грунта. При мягком грунте мосты часто основываются на сваях.

Осадка насыпи при въезде на мост должна быть очень незначительной, чтобы не образовалась ступень. При таких условиях можно установить сваи Geopier® и Geopier® Impact® с расстоянием от 1,5 до 3 м в зависимости от строительного грунта и высоты насыпи. Часто сваи проектируют в качестве элементы вертикального дренажа, чтобы ускорить осадку насыпей.

При строительстве моста над железной дорогой и насыпью в г. Сондерсхаузен, Германия (см. Рис._12) ожидаемая осадка примыкающей насыпи была подогнана к осадке моста. Фундамент моста также был основан с помощью технологии Geopier.

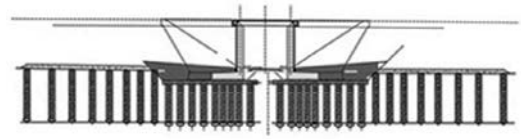


Рис._12 / Расположение свай Geopier® под мостом с примыкающей насыпью

При строительном проекте федеральной автодороги B 15 (см. Рис._04) дорожная насыпь B15 была основана с помощью технологии Geopier. Расстояние между сваями составило 2,5 м в отличие от традиционной технологии вибротрамбовки с расстоянием между сваями в 1,5 м, что сэкономило большие средства.

С помощью свай Geopier® под опорными стенками можно компенсировать высокие пики напряжения под фундаментами, что обеспечит соблюдение угловых поворотов. См. Рис._13 и Рис._14.

Рис._13 / Опорная стенка Сиенне, США

Было запланировано ставить опорную стенку вдоль железной дороги в г. Вайсиг Бёла (рис_14) на буронабивные сваи, чтобы обеспечить допустимый угловой поворот стенки. Как альтернативу основание фундамента укрепили сваями Geopier® Impact®. Таким образом удалось выдерживать допустимый угловой поворот (1 : 750) и допустимое давление на кромку 400 кН/м²)

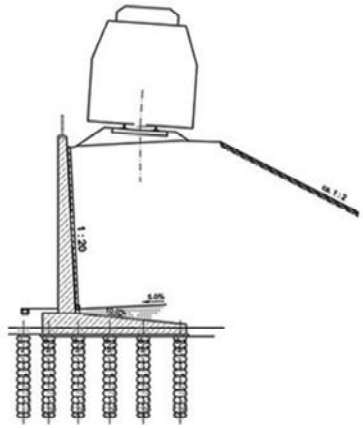


Рис._14 / Сечение опорной стенки под железной дорогой с заложением фундамента по технологии Geopier

6.2. Строительные проекты

Благодаря заложению фундамента с помощью свай Geopier® можно проектировать здания с уравновешенной (равномерной) осадкой. Для этого при заложении фундамента с помощью свай Geopier® выполняют следующие требования:

- допустимая осадка от 1 см до 3 см
- допустимое давление грунта от 200 до 500 кН/м², в особых случаях до 800 кН/м²
- Выполнение работ вблизи других строений
- При заложении фундамента строений в районах с сейсмической нагрузкой сваи Geopier® можно рассчитать и на тянущее движение (растяжение).

Рис._15 / Вид на американское посольство в г. Киеве, Украина

Комплексные требования к заложению обширных фундаментов с маленькой нагрузкой, как и отдельных фундаментов с большой нагрузкой при условии равномерной осадки.

При строительстве нового посольства США в Киеве имелась дополнительная проблема. Заложения фундамента находились на разных уровнях, Рис._15.

Десятиэтажный отель в г. Сан Франсиско (рис_16) представляет собой особый случай. Это здание было построено на основании по технологии Geopier® в разрыве в застройке между двумя многоэтажными домами. Обстановка потребовала изготовление свай Geopier® в непосредственной близости с подвальными стенами соседних домов, рис. 16.

Рис._16 / Строительство гостиницы в г. Сан Франсиско

Неравномерное распределение свай и фундаментные плиты с разными нагрузками (например, высокостеллажный склад)

6.3. Ветросиловые установки

Для заложения фундамента ветросиловых установок типичны высокие требования, особенно к динамическим свойствам строительного грунта. Как правило, должны быть выполнены следующие требования к строительному грунту:

модуль деформации (динамичный, статичный)
E_{stat} = 35 -45 МН/м²
E_{dyn} = 140…180 МН/м²

Допустимое давление грунта
σ_{zul} >150 - 350 кН/м²
(для давления на угол и на кромку)
Крутильная жёсткость пружины
k_{φ} > 30 -100 10^3 МНм/рад
(между грунтом и фундаментом)

Требуемая крутильная жёсткость пружины эквивалентна ограничению углового

поворота в основании фундамента за счет воздействий ветра.

При заложении фундамента ветросиловых установок высокая жесткость и динамическая нагружаемость сваи Geopier® и Geopier® Impact® обеспечат экономичное улучшение строительного грунта при одновременном соблюдении требования. Хорошим примером является Парк ветросиловых установок Катценберг (Рис._17), для которого заложение фундамента изначально должно было осуществляться на сваях длиной 8 м.

рис. 17 / Строительный проект Катценберг, Германия

В области основания фундамента лёсс и моренный суглинок от жесткой до мягкой консистенции. Число ходов N_{10} тяжелого копёра DPH в лёссе и моренном суглинке находилось в диапазоне N_{10} от 2 до 5. Основанием являлся квадратный фундамент длиной 12,85 м. Под фундаментом концентрично распределили 72 буронабивных сваи длиной нижней части от 3,0 до 4,5 м. На рисунке 18 представлено сечение основания.

В рамках пробной нагрузки были установлены следующие показатели Geopier:

E_{stat} = 143 МН/м²

E_{dyn} > 500 МН/м²

k_{φ} = 260 * 10^3 МНм/рад

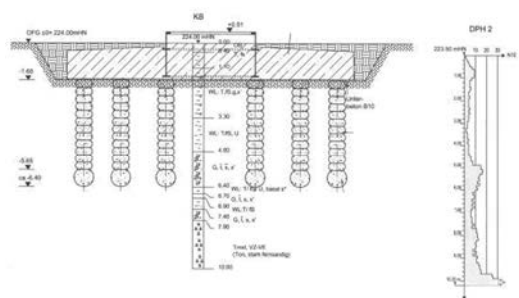


Рис._18 / Расположение свай Geopier® под фундаментом ветросиловой установки Катценберг, Германия

7. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для всех представленных видов строительных объектов технология Geopier® оказалась особенно экономичным методом.

И именно в рамках современных требований к строительству в мегаполисах технология Geopier® является современным и экономичным методом заложения фундамента на грунтах низкой прочности.

8. ЛИТЕРАТУРА

Fox, N.S. and M.J. Cowell (1998). Geopier® Foundation and Soil Reinforcement Manual, Geopier Foundation Company, Inc., Scottsdale, AZ.

White, D.J., Lawton, E.C., and Pitt, J.M. (2000). “Lateral Earth Pressure Induced by Rammed Aggregate Piers.” Proceedings, 54th Annual Canadian Geotechnical Conference. Montreal.

White, D.J., Suleiman, H.T Pham, and Bigelow, J. (2002). “Shear Strength Envelopes for Aggregate used in Geopier® Foundation Construction.” Final Report. Iowa State University. September.

Köhler, U. , Heibrock,G., Geopier Bohr-Rammsäulen als eine Alternative zu Tiefgründungen; GEOTECHNIK 2004/ 3

Регулирование консолидации водонасыщенного основания временной перегрузкой и вертикальными песчаными дренами

П.А.Коновалов, Ф.Ф.Зехниев,
НИИОСП им.Герсеванова, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Для предотвращения возможного выпора слабых водонасыщенных грунтов при отсыпке насыпей следует принимать меры по ускорению их консолидации, в результате чего увеличится их сопротивление сдвигу. Эффективным методом может быть временная перегрузка в сочетании с вертикальными песчаными дренами, которые способствуют сокращению путей фильтрации для отжимаемой воды из уплотняемого грунта, и соответственно резкому снижению времени консолидации водонасыщенного основания. Расчет осадок основания с учетом последовательности возведения насыпи, ее армирования сваями-дренами и нелинейной консолидации водонасыщенных слабых грунтов позволил разработать экономичное техническое решение, обеспечивающее консолидацию основания в заданные сроки при минимальных материальных затратах.

Одним из ограничений применения предварительного обжатия насыпью слабых водонасыщенных грунтов является малое сопротивление этих грунтов сдвигу. Поэтому при отсыпке высоких фильтрующих насыпей есть опасность выпора грунтов основания. Чтобы предотвратить возможный выпор, следует принимать меры по ускорению консолидации слабых грунтов, в результате чего увеличится сопротивление грунтов сдвигу и их можно обжимать более высокой насыпью.

Метод временной перегрузки наиболее эффективен в сочетании с вертикальными песчаными дренами, которые способствуют сокращению путей фильтрации для отжимаемой воды из уплотняемого грунта, в результате чего время уплотнения водонасыщенного основания резко снижается.

Достаточно показательным является расчетное обоснование армировано-дренированного основания с использованием способа перегрузки и учетом нелинейности деформационных и реологических свойств водонасыщенного грунта, проведенное НИИОСП им. Н.М.Герсеванова для проекта возведения кольцевой автодороги (КАД) вокруг С.-Петербурга.

Воздвигаемая дорожная насыпь имеет высоту 6 м и трапециидальную форму с шириной поверху 43 м и понизу 54 м. Она имеет сложную конструкцию и преимущественно состоит из песков средней плотности мелких и пылеватых располагаемых на георешетке и щебне с забуткой. Покрытием служит асфальтобетон.

Инженерно-геологические условия площадки представлены техногенными и озерно-ледниковыми отложениями, подстилаемыми грунтами московского оледенения.

Грунтовые (подземные) воды безнапорные. В естественном состоянии расположены на глубине 1,2-1,6 м от поверхности. Расчетный уровень близок к дневной поверхности.

Рассматривался участок КАД в ПК741+50…ПК747+00. Расчетный инженерно – геологический разрез основания и дорожной насыпи представлен на рис.1. Наименования выделенных инженерно-геологических элементов (ИГЭ) и их характеристики приведены в табл. 1. и 2.

Таблица 1. Наименования слоев основания

ИГЭ	Наименования грунтов
13а	Песок мелкий, средней плотности
12в	Супесь пылеватая текучая
4а	Суглинок текучепластичный
19	Супесь твердая моренная

Таблица 2. Характеристики грунта слоев (ИГЭ) основания

Характеристика грунтов	13а	12в	4а	19
Удельный вес частиц γ_s, кН/м^3	265	26,8	27,1	27,0
Влажность природная W_0	0,09	0,308	0,472	0,167
Предел пластичности W_P	-	0,22	0,33	0,16
Предел текучести W_L	-	0,29	0,48	0,28
Угол внутреннего трения φ,град	30	12	10	30
Удельное сцепление с, кПа	1	4	10	21
Модуль общей деформации E_o, МПа	23	0,9	1,2	55

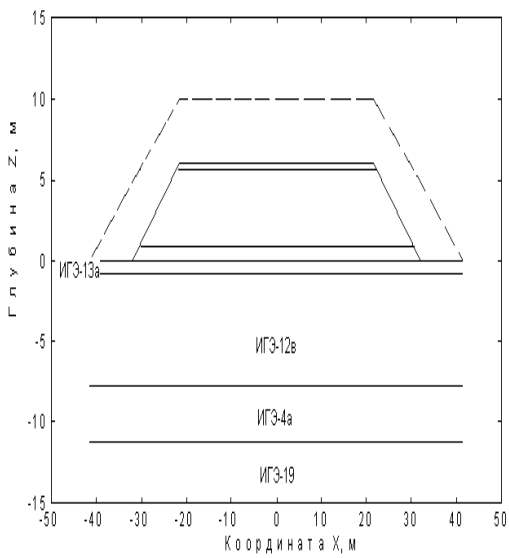


Рис. 1. Инженерно - геологический разрез основания и дорожной насыпи

Основание включает два слоя слабых грунтов – ИГЭ-12в и ИГЭ-4а. Поэтому обычные СНиПовские (линейные) подходы для данной площадки являются неприменимыми, а расчеты необходимо осуществлять с учетом нелинейных деформационных и консолидационных свойств слабых водонасыщенных грунтов.

Консолидационные расчеты производились сотрудником НИИОСП Безволевым С.Г. по программному комплексу CONTRA-ARMB, разработанному в НИИОСП им. Н.М.Герсеванова.

Развитие деформаций основания во времени обусловлено существенным фильтрационным и вязким сопротивлением ИГЭ-12в и ИГЭ-4а (водонасыщенные пылеватые супеси и суглинки текучепластичной консистенции). Слабая консистенция этих грунтов обусловливает их нелинейную реакцию на нагружение. Фильтрация из консолидирующихся слоев происходит в хорошо дренирующий поверхностный слой песчаного грунта (ИГЭ-13а) и в стороны от насыпи в горизонтальном направлении.

Параметры консолидации принимаем с помощью корреляционных зависимостей по физико-механическим характеристикам грунта. Основные нелинейные консолидационные параметры модели CONTRI [1] консолидирующихся слоев грунта приведены в табл.3.

Таблица 3. Нелинейные консолидационные параметры грунтов

Параметры	ИГЭ-12в	ИГЭ-4а
κ	0,060	0,062
λ	0,20	0,23
λ_k	0,23	0,25
C_v	0,03	0,05
ν_x,x10^{-6}/сут	37	10
R_{oc}	1,05	1,1
Δp_p,кПа	0	0
K_x,м/сут	4,0x10^{-6}	2,2x10^{-6}
P_x,кПа	200	200

Подстилающий грунт ИГЭ-19 – представленный моренной супесью предполагается абсолютно-непроницаемым и несжимаемым (на 2-3 порядка отличается от слабых грунтов ИГЭ-12в и ИГЭ-4а).

Для расчета по линейной теории фильтрационной консолидации (с поправкой на горизонтальную фильтрацию по теореме Карилло), определенный по линейным характеристикам сжимаемости и фильтра-

ции и осредненный по формуле Абси [2] коэффициент консолидации составил 7,7 м^2/год.

Нелинейный расчет производился по программе CONTRI с использованием параметров табл.3.

Расчетный консолидационный график естественного основания загруженного дорожной насыпью высотой 6 м приведен на рис.2. За 12 месяцев после возведения насыпи достигается лишь 30-40% степени консолидации основания.

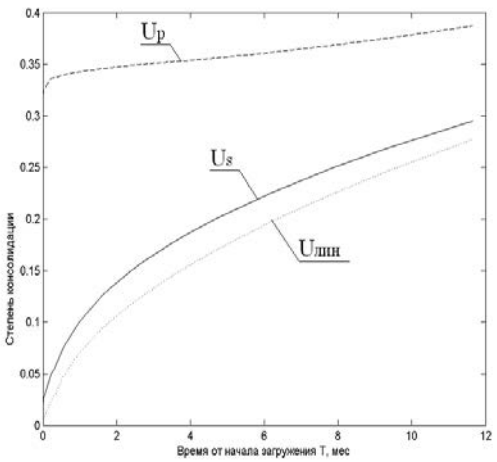


Рис.2. Графики консолидации естественного основания

Таким образом, без использования дополнительных мероприятий по ускорению процесса консолидации водонасыщенного основания пуск КАД на участке ПК741+50…ПК741+00 в эксплуатацию в заданные сроки оказывается невозможным.

На основании имеющегося опыта и современных расчетных методик было разработано экономичное техническое решение, обеспечивающее консолидацию основания в заданные сроки при минимальных материальных затратах. До отсыпки насыпи устраиваются щебеночно-песчаные сваи-дрены, обеспечивающие беспрепятственный отток воды из основания и одновременно существенно укрепляющие его за счет дополнительного армирующего эффекта.

Сваи-дрены устраиваются по следующей технологии. В основание задавливается с помощью вибропогружателя дренообразователь – металлическая труба с раскрывающимся наконечником диаметром 0,75 м. В образовавшуюся скважину через бункер засыпается щебенисто – песчаная (гравийная) смесь. После заполнения скважины металлическая труба извлекается. Высокая степень уплотнения свай-дрен достигается в результате вибровоздействий при извлечении трубы с включенным вибратором.

Учитывая поэтапный ввод участка КАД в эксплуатацию (ввод левого отрезка дороги – 2003г., ввод правого отрезка дороги с полным обустройством – 2004г., устройство верхнего слоя покрытия всего участка – 2005г.) было рекомендовано следующее техническое решение.

Для левого отрезка пути.

Сваи-дрены устраиваются с расстоянием в осях (шагом) 4 м. Затем на воздвигаемую дорожную насыпь высотой 6 м производится временная дополнительная пригрузка слоем песка высотой 4 м, при этом общая высота насыпи составляет 10 м. Расчет по программному модулю ARMB показал, что сваи-дрены воспринимают более 50% нагрузки. При этом средняя конечная осадка основания насыпи составит 112 см. Консолидационные графики для дренированной ячейки, расположенной под центром насыпи, приведен на рис.3. Через 3 месяца, по достижении 80%-ной степени консолидации грунтового основания, избыточная часть насыпи перемещается на другой участок. Еще через 3 месяца достигается 90%-ная степень консолидации основания под насыпью. Это позволяет завершить обустройство пути и ввести его в эксплуатацию в заданные сроки.

Для правого отрезка пути.

Сваи-дрены устраиваются с шагом 6 м. Затем на воздвигаемую дорожную насыпь высотой 6 м производится временная дополнительная пригрузка слоем песка высотой 4 м, при этом общая высота насыпи составляет 10 м. Расчет по программному модулю ARMB показал, что сваи-дрены воспринимают более 28% нагрузки. При этом средняя конечная осадка основания насыпи составит 141 см.

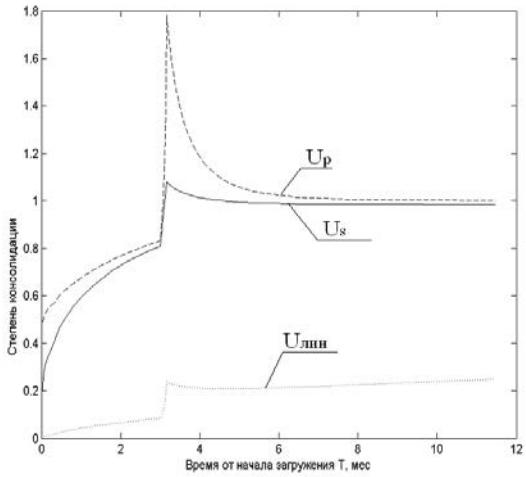


Рис.3. Графики консолидации армированной ячейки основания левого отрезка пути

Консолидационные графики для дренированной ячейки, расположенной под центром насыпи, приведен на рис.4. Через 9 месяца, по достижении 90%-ной степени консолидации грунтового основания, избыточная часть насыпи перемещается на другие участки. Это позволяет завершить обустройство пути и ввести его в эксплуатацию в заданные сроки.

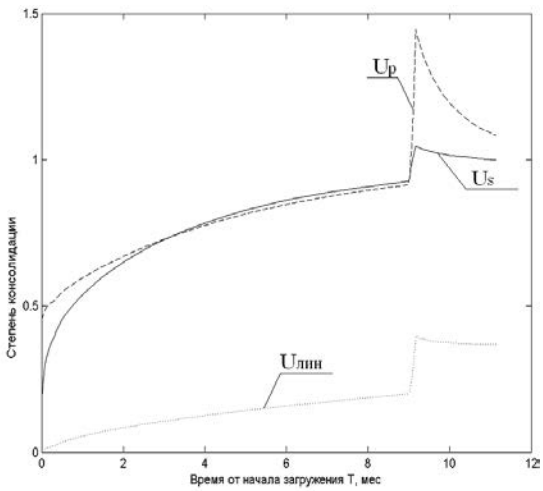


Рис.4. Графики консолидации армированной ячейки основания правого отрезка пути

На рис.5. показаны графики протекания осадок во времени основания кольцевой автодороги г. Санкт-Петербурга для различных вариантов его уплотнения, из которых видно, что увеличением высоты насыпи и уменьшением расстояния между дренами можно регулировать необходимое развитие консолидации водонасыщенных грунтов.

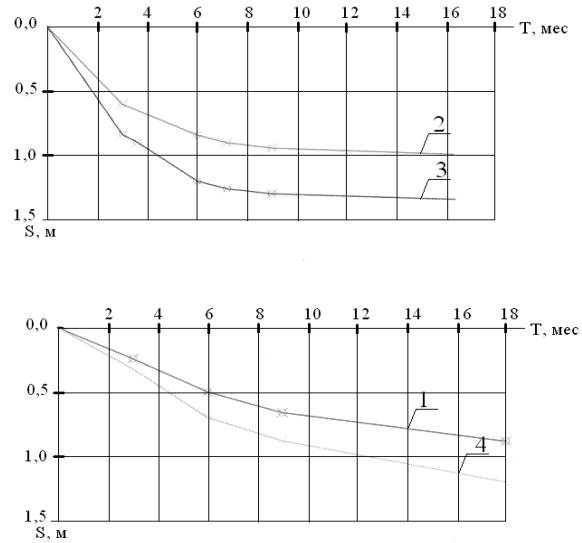


Рис.5. График протекания осадок во времени основания участка КАД Санкт-Петербурга: 1 – при устройстве дрен шагом 6 м, с насыпью 6 м; 2 – шаг дрен 4 м, насыпь 6 м; 3 – шаг дрен 6 м, насыпь 10 м; шаг дрен 4 м, насыпь 10 м.

Таким образом, расчет осадок основания с учетом последовательности возведения насыпи, ее армирования сваями-дренами и нелинейной консолидации водонасыщенных слабых грунтов позволил разработать экономичное техническое решение, обеспечивающее консолидацию основания в заданные сроки при минимальных материальных затратах.

2. ЛИТЕРАТУРА.

1. Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф., Безволев С.Г. 2001. О расчете консолидации водонасыщенных оснований при одномерном сжатии и осесимметричном дренаже. Вісник Одеськоі Державноі академіі будівництва та архітектури, Вып.№4, С.310-315.
2. Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф., Безволев С.Г. 2002. Оценка эффективности предварительного уплотнения слабого водонасыщенного глинистого основания способом перегрузки. ОФМГ, №2, С.18-22.

Опыт армирования слабых грунтов в основании фундаментных плит с применением струйной геотехнологии

О.А. Маковецкий, С.С. Зуев
ОАО «НЬЮ ГРАУНД», г. Пермь, Россия

АННОТАЦИЯ: В последнее время стало актуальным строительство зданий на фундаменте из монолитной железобетонной плиты, однако, не всегда основанием такого фундамента служат грунты с достаточным сопротивлением. В этом случае в практике строительства применяется предварительное закрепление толщи «слабых» грунтов основания. В основании проектируемой фундаментной плиты создается искусственный геомассив из грунтоцементных элементов с повышенными прочностными и деформационными характеристиками.

Наиболее значительная часть деформаций уплотнения (осадок) развивается в зоне непосредственно под фундаментом, на глубинах 4-6 м. Исходя из этого, предлагается улучшение физико-механических характеристик грунта по методу устройства геомассива с устройством в основании фундамента грунтоцементных элементов. При устройстве грунтоцементных элементов диаметром 1,2…1,5 м с шагом осей 2,5-2,8 м деформативные характеристики такого геомассива становятся более высокими и достигают значений: модуль общих деформаций E = 20…40 МПа, по сравнению с природными значениями 3,5…5 МПа.

Технология струйной цементации грунтов позволяет контролировать зоны уплотнения основания, и модифицировать его свойства на оптимальную глубину.

Опыт использования этой технологии показывает, что при этом распределение напряжений в массиве грунта происходит более равномерно, по сравнению с применением точечных забивных свай.

Применение данного варианта устройства основания здания позволит достичь развития равномерных осадок и как следствие, более благоприятной работы всех несущих конструкций здания.

Сущность струйной геотехнологии заключается в разрушении грунта с одновременным его перемешиванием высоконапорной струей раствора, как правило, цементного. В результате в грунтовом массиве образуются цилиндрические колонны из нового материала – грунтоцемента, обладающего высокими прочностными, деформационными и противофильтрационными характеристиками. В зависимости от типа грунта и вида технологии диаметр грунтоцементных свай составляет от 600 до 2000 мм.

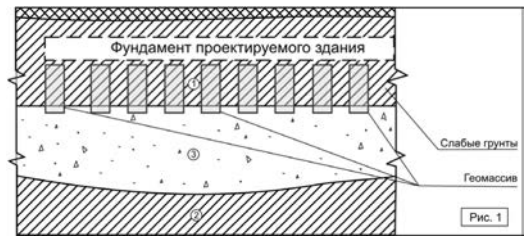


Рис. 1. Схема закрепления грунтового основания грунтоцементными элементами

Геомассив создается из грунтоцементных колонн расположенных, как правило, в шахматном порядке. Для выбора шага грунтоцементных свай производятся геомеханические расчеты с применением различных программ.

*Закрепление грунтов в основании проектируемой фундаментной плиты при строительстве торгового центра «Кольцо» по ул. Петербургская, 55 в г. Казани***.**

При строительстве здания по ул. Петербургская, 55 в г. Казани была запроектирована и выполнена фундаментная плита на искусственном основании. Размеры плиты

85х65 м, толщина – 1,1 м.

Геологический разрез представлен (сверху-вниз):

- насыпной грунт с включениями строительного мусора, супеси и суглинков, мощностью 5-8,5 м.
- суглинок мягкопластичный, мощностью 2м.
- супесь пластичная, мощностью 3,75-5 м.
- песок пылеватый водонасыщенный, мощностью 0,9-2,8 м.
- песок мелкий водонасыщенный, мощностью 5 м.
- песок средней крупности водонасыщенный, мощностью 8 м.

Установившийся уровень грунтовых вод – 4-4,6 м от поверхности земли.

Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 1.

Табл. 1

Грунт	E, МПа	C, кПа	φ, градус
Насыпной грунт			
суглинок мягкопластичный	13	-	-
супесь пластичная	19	-	-
песок пылеватый	25	-	-
песок мелкий	23	-	-
песок средней крупности	40	-	-

Для повышения физико-механических свойств насыпного грунта и суглинка были запроектированы грунтоцементные сваи диаметром 1600 мм, с шагом 3,5 м, длиной 4 м. Проектные геомеханические характеристики материала грунтоцемента: Rсж=3.5 МПа, E=340 МПа, коэффициент Пуассона - 0,35 (рис. 2).

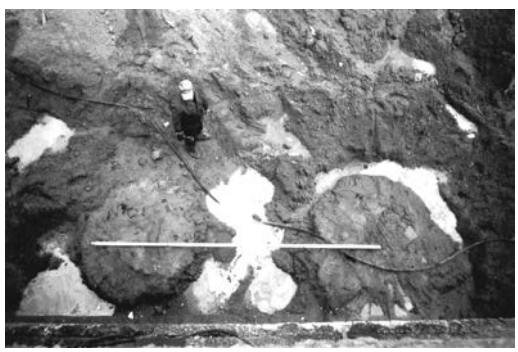


Рис 2. Вид закрепленного грунта.

Работы по устройству грунтоцементных элементов выполнялись по двухкомпонентной технологии с применением сжатого воздуха. При выполнении работ применялось следующее оборудование: буровая установка Raptor TWS1400, насос TW400/S и миксерная станция TWM20, сжатый воздух подавался компрессором Atlas Copco. (рис.3).

Рис 3. Производство работ на стройплощадке

В результате проведенных работ по армированию грунтов, приведенный модуль деформации грунтов повысился до E=60 МПа.

Закрепление грунтов основания фундаментной плиты при строительстве жилого дома по ул. М. Никитская, 15, стр.1 в г. Москва.

Объект строительства в целом представляет собой 7-ми этажный жилой дом с 2-уровневым подземным гаражом. Фундамент – монолитная ж/б плита.

Инженерно-геологический разрез площадки следующий (сверху-вниз):

ИГЭ-1. Насыпной грунт (песок со строительным мусором). Мощность 2,5-4,0м.

ИГЭ-8 Суглинки с прослойками песка, тугопластичные. Мощность от 0,0 до 1,3м.

ИГЭ-2. Пески средней крупности глинистые с гравием, рыхлые с линзами песков средней плотности (ИГЭ-3), маловлажные, влажные, водонасыщенные. Мощность – 7,7-8,4м.

ИГЭ-9. Глина пылеватая тугопластичная. Мощность – 1.3-3.0м.

ИГЭ-10. Глина пылеватая полутвердая. Мощность – 2,3-6.3м.

ИГЭ-12. Глина пылеватая твердая. Мощность – 0.0-4.0м.

ИГЭ-13. Известняк разрушенный до состояния щебня и известковой муки низкой прочности, водоносный. Вскрытая мощность – 1,2-1,5м.

Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 2

Табл. 2

Грунт	E, МПа	C, кПа	φ, градус
Насыпной грунт			
Суглинок тугопластичный	30	19	14
Пески средней крупности рыхлые	18	0	30
Пески средней крупности, средней плотности	30	0	34
Глина тугопластичная	18	48	18
Глина полутвердая	26	59	20
Глина твердая	42	83	21

Для обеспечения деформаций основания и фундамента в допустимых пределах, строительными решениями было предусмотрено устройство искусственного основания - геомассива с улучшенными прочностными и деформационными характеристиками. Геомассив представлял собой природный грунт, равномерно армированный жесткими элементами из грунтоцементных элементов диаметром 600-750 мм (рис 4).

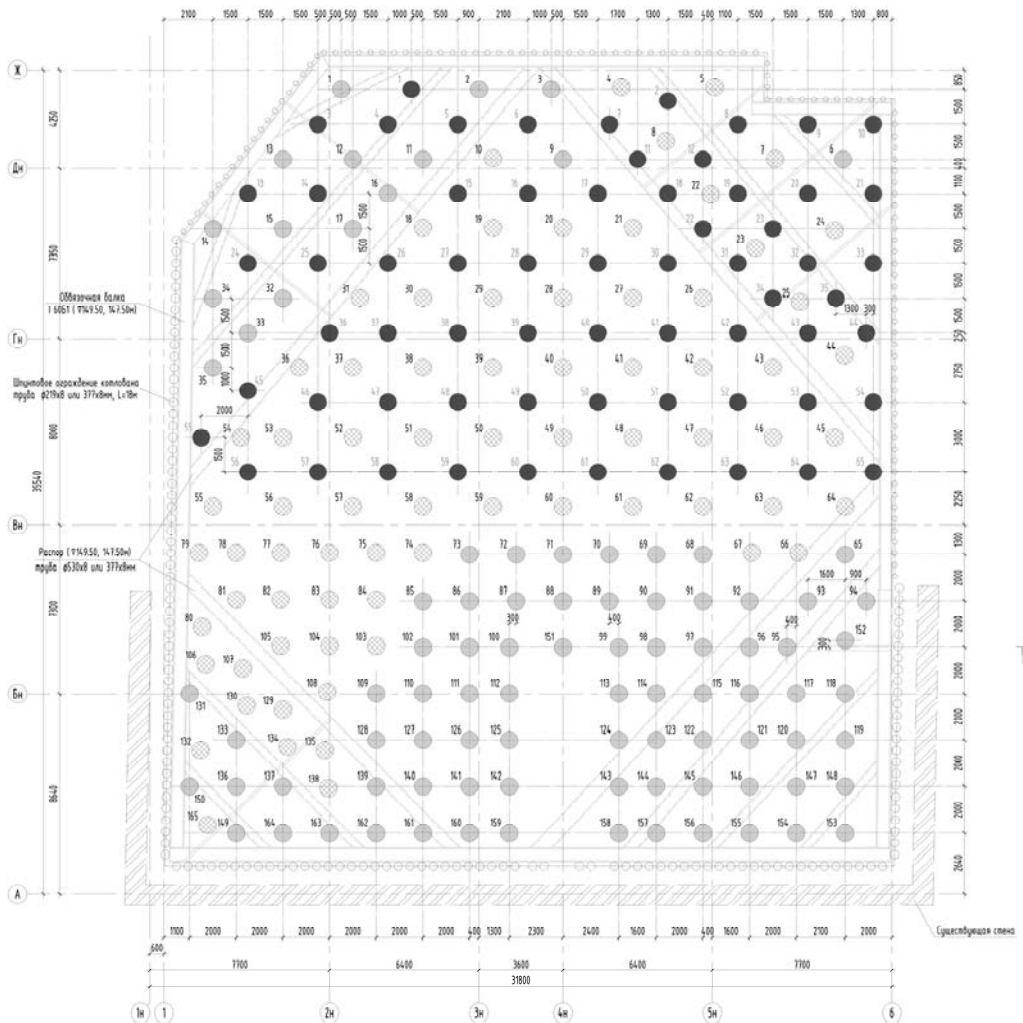


Рис. 4. Размещение грунтоцементных элементов в плане.

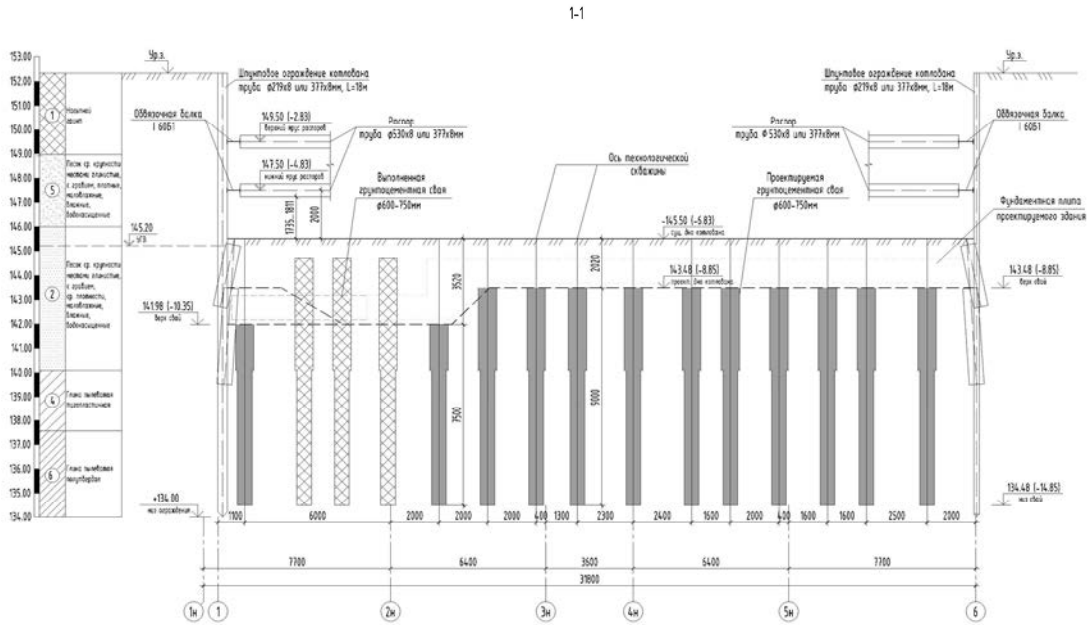


Рис. 5. Разрез грунтового основания армированного грунтоцементными элементами

В данном случае, грунтоцементные элементы (сваи) работали в едином массиве с окружающим грунтом под всей подошвой плиты и не рассматриваются как свайный элемент, передающий острием нагрузку на нижележащие слои (рис 5).

Грунтоцементные элементы изготавливались по однокомпонентной схеме - «JET-1». Бурение технологических скважин осуществлять переносной установкой УКБ 12/25 с высотой станины 2 м, что было вызвано ограниченностью по высоте (на высоте 2 м проходили распорные трубы). При выполнении работ применялось следующее оборудование: насос TW400/S, миксерная станция TWM20, силос TWsilo30.

Проходка контрольных скважин осуществлялась через 28 суток после устройства грунтоцементных свай. Количество контрольных скважин – 3 шт. Глубина скважин – 10 м.

Из каждой скважины отбирались образцы (керны) грунтоцемента. Извлекаемые при бурении керны описывались, одновременно визуально оценивалось качество и сплошность закрепления. Отобранные образцы обертывались во влажную марлю, герметично упаковывались в полиэтиленовый пакет и отправлялись в строительную лабораторию.

Прочностные характеристики грунтоцемента составили 4,6-7,4 МПа.

На объекте велся постоянный мониторинг за состоянием зданий окружающей застройки. Фактические величины осадок фундаментной плиты подтверждают полученные в проекте расчетные величины.

Закрепление грунтов в основании фундаментов здания по ул. Сущевский Вал., 16 в г. Москва.

Здание 12-ти этажное, административного назначения, возведено в 2007 г. Уровень ответственности здания – II.

В плане имеет форму прямоугольника с габаритными размерами в осях 21,65х15,58м, без подвала.

По конструктивной схеме здание с железобетонным каркасом, вмурованным в кладку стен.

Наружные стены – кирпичные, толщиной 51см.

Междуэтажное и чердачное перекрытия – монолитные железобетонные.

Крыша – стропила из двутавра №14.

Кровля – профилированный лист, с внутренним водостоком.

Фундамент - монолитная железобетонная плита толщиной 500 мм с ребрами (ростверками) под наружными и внутренними стенами) на свайном основании.

Глубина заложения подошвы плиты – 0,1-0,25м от поверхности земли, ростверков – 2 м.

Сваи буронабивные, согласно исполнительной схеме и материалам обследования:

- количество свай в фундаменте – 28шт;

- диаметр свай – 320 мм, длина - не более 3-5м (вместо 15м по проекту), с максимальной несущей способностью не более 50т.

- шаг свай - 3,13х4,29м;

Нагрузка, приходящая на каждую сваю от 300 до 350 т, делает ее неработоспособной как по грунту, так и по материалу.

Фундамент работает как плита на естественном основании. Среднее давление по подошве плиты – 2,23 т/м2 (мах – под лестничной клеткой и лифтовой шахтой – 2,8т/м2)

По результатам геодезических наблюдений, выполненных в период с 19.12.07г. по 16.01.08 г. установлено: здание имеет общий крен в сторону оси «Д», что подтверждалось:

- отклонением от вертикали наружных стен по осям «А» и «Д» в уровне парапетов от 370мм до 494мм (соответственно).

- неравномерностью осадки марок, установленных в цокольной части здания (за 29 дней наблюдений осадка марок составила: по оси «Д» - 5,4мм-11,7мм, по оси «А» - 0,8мм).

Состояние фундамента и основания оценивалась как остро аварийное.

Здание эксплуатируется, оборудовано центральным отоплением, холодным и горячим водоснабжением, канализацией, электричеством.

Территория вокруг здания благоустроена с асфальтовым покрытием.

В дальнейшем вблизи здания, на минимально возможном расстоянии, планируется строительство 3-х уровневого подземного автопаркинга с отметкой дна котлована - 12,25м. Строительство будет вестись методом «стена в грунте».

По данным ранее выполненных изысканий и разведочного бурения, основание фундаментной плиты представлено следующими грунтами (сверху вниз):

ИГЭ-1. Насыпной грунт (асфальт, песок, суглинок, строительный мусор, древесина, ил, торф). Мощность слоя не выдержана и увеличивается от 0,4-0,5м (по оси А) до 4,6м (по оси Д).

ИГЭ-2. Супесь пластичная оторфованная с прослоями торфа.

ИГЭ-3. Суглинок тугопластичный местами мягкопластичный с прослоями торфа, супеси пластичной, песка средней крупности водонасыщенного.

ИГЭ-3а. Супесь пластичная с прослоями суглинка тугопластичного, песка.

Суммарная мощность грунтов ИГЭ-2, ИГЭ-3, ИГЭ-3а - от 0,6 до 3,2м.

ИГЭ-4. Торф от слабо до сильноразложившегося с прослоями супеси, суглинка, водонасыщенный. Мощность торфа не выдержана в плане и увеличивается от 2,0-3,5м (по оси А) до 4,3-5,3м (по оси Д). Глубина залегания: кровли слоя - 1,4 -3,3м (от подошвы плиты), подошвы слоя - 3,5-9,3м.

ИГЭ-10. Песок пылеватый средней плотности с прослоями песка мелкого, супеси пластичной, глинистый водонасыщенный.

ИГЭ-11. Песок средней крупности, средней плотности с прослоями песка крупного и суглинка, с включением крупного гравия и гальки, водонасыщенный.

Суммарная мощность песков ИГЭ-10, ИГЭ-11 - от 7,0 до 12,8м.

ИГЭ-14. Суглинки юрские полутвердые с прослоями супеси пластичной, глины, песка. Вскрытая мощность - 2,5-3,7м.

Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 3.

Табл. 3

Грунт	E, МПа	C, кПа	φ, град
Супесь пластичная оторфованная	16	0,21	21
Суглинок тугопластичный	17	0,34	20
Супесь пластичная	18	0,16	22
Торф от слабо до сильно разлож.	5,2	0,27	11
Песок пылеватый средней плотности	18	0,03	30
Песок средней крупности	32	0	35
Суглинок полутвердый	26	0,53	22

Непосредственно основанием фундаментной плиты служит насыпной грунт с условным расчетным сопротивлением до 1,1кг/см^2.

Грунтовые воды в сентябре 2005г. вскрыты на глубине 3,6-3,7м от поверхности (абс. отметки 154,41-154,78м). Расчетный уровень - на 1,0м выше замеренного. Воды агрессивными свойствами не обладают.

Площадка является безопасной в карстово-суффозионном отношении

Для обеспечения несущей способности фундамента и прекращения развивающегося крена здания, проектом предусмотрено устройство искусственного основания - «геомассива» на глубину 12,75м ниже подошвы фундаментной плиты (относительная отметка -13,250м).

Мощность «геомассива» принята из условия:

- заглубления ниже подошвы торфа,

- заглубления на 1,0м ниже дна котлована проектируемого подземного автопаркинга (отметка дна - 12,250м).

«Геомассив» представляет собой природный грунт, равномерно армированный жесткими элементами из грунтобетонных столбов диаметром:

- 600мм (в насыпных грунтах и суглинке);

- 700мм (в песках);

- 1000мм (в торфе).

Грунтобетонные столбы изготавливаются по технологии струйной цементации грунтов «Jet grouting» по однокомпонентной схеме - «Jet -1» (Рис. 6).

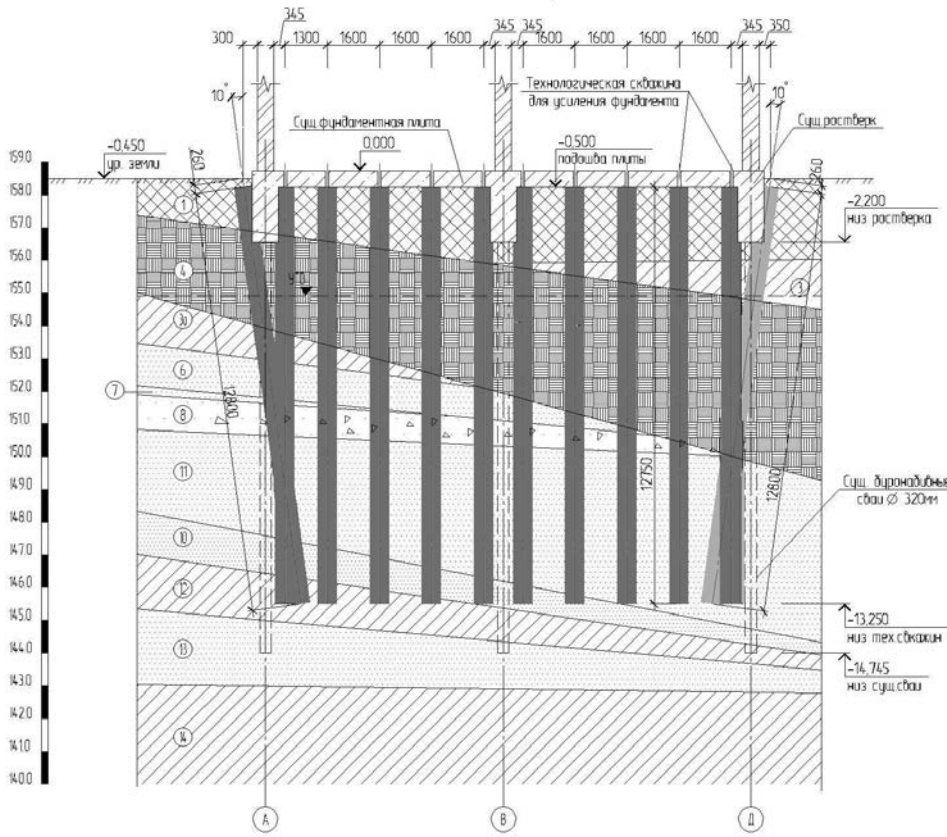


Рис. 6. Разрез грунтового основания усиленного грунтоцементными элементами

Технологические параметры цементации:

- раствор цементный с В/Ц = 0,8, плотность с =1,59 г/см3.

- расход цемента на 1 п.м грунтобетонного столба:

- верхний интервал до кровли торфа (насыпные, песок, супеси, суглинки) - 250кг (885кг на 1м^3 закрепленного грунта).

- средний интервал (торф) - 800кг (1020кг на 1м^3 закрепленного грунта).

- нижний интервал - (пески) - 190кг (500г на 1м^3 закрепленного грунта).

- рабочее давление подачи раствора– 450 атм.

- количество сопел -2шт.

- диаметр сопел – 2,2мм.

- высота ступени подъема струйного монитора - 40 мм.

Для исключения образования «зазора» между грунтобетонным столбом и подошвой плиты в результате оседания жидкого грунтоцементного материала в процессе твердения, предусмотрена опрессовка верхней зоны грунтобетонного столба.

Расчетная прочность материала грунтобетонных столбов составляла:

- в торфе $R_{сж28}$=1,5МПа;

- в насыпных грунтах и суглинке $R_{сж28}$=3,0МПа,

- в песках $R_{сж28}$=7,0МПа.

В процессе работ осуществлялся мониторинг за деформациями фундаментов и состоянием несущих конструкций дома.

Мониторинг предусматривал системы визуальных и инструментальных наблюдений.

Система визуальных наблюдений включала в себя:

- Визуальный осмотр состояния несущих конструкций здания;
- Фиксация трещин в конструкциях (установление их направления, протяженность, величины раскрытия, установка маяков и систематическое ведение журнала наблюдений за ними).

Инструментальные наблюдения включали:

- Маяки, установленные на трещинах.
- Системы геодезического контроля, включающей деформационные марки, расположенные на здании, репера и измерительную аппаратуру;
- Системы деформационного контроля для фиксации наклонов стен здания.

Перед началом производились опытные работы. С улицы на возможно близком расстоянии от здания работ выполнялся опытный грунтобетонный столб на глубину 12,75 м с соблюдением проектных технологических параметров.

Через трое суток в теле столба бурились 2 скважины. Местоположение скважин: 1-я скважина - по оси столба, 2-я - на расстоянии 400 мм от оси.

Бурение осуществлялось колонковым способом диаметром 93-112мм с отбором керна по всей длине столба, визуально оценивая качество закрепления грунта: однородность материала столба и прочностные характеристики грунтобетона (особое внимание обращалось на слой торфа и насыпные грунты).

Работы по усилению основания фундаментов выполнялись с применением импортного оборудования: высоконапорный насос TW-400, миксерная станция TWM-20, силос TWsilo (Италия) и малогабаритная буровая установка СБГ-ПМ2 «Стерх» и Drill-450.

Перед устройством свай в плите алмазным бурением выполнялась скважина Д=112 мм, затем производилось бурение скважины до проектной отметки и формирование тела грунтобетонной сваи.

Всего в основании фундаментной плиты было выполнено 192 грунтобетонной сваи глубиной 12,75 м и выполнена опрессовка контакта свая-плита.

Контроль показателей качества грунтобетона заключался в проверке соответствия проекту прочностных характеристик материала грунтобетона и закрепленного грунта.

Проходка контрольных скважин осуществлялась через 14 дней после окончания работ по устройству сваи. Количество контрольных скважин – 3 шт. Глубина скважины – 13 м. Контрольное бурение выполнялось колонковым способом с отбором керна, который затем испытывался на определение прочности на сжатие.

Работы по усилению основания фундаментов здания производились в стесненных условиях с пола первого этажа при высоте потолка 2,7 м. Практически другими методами было бы сложно выполнить усиление основания в данных условиях, а с помощью струйной геотехнологии сложная инженерно-техническая задача была решена с успехом. В результате выполненных работ были остановлены неравномерные осадки здания, а затем специализированной организацией был выправлен крен здания с помощью домкратов. Работы по усилению основания фундаментов производились без остановки эксплуатации здания, со второго по двенадцатый этаж продолжали функционировать офисы.

Выводы. Опыт выполненных объектов подтверждает возможность использования струйной геотехнологии для устройства фундаментов на искусственном основании с высокой степенью надежности.

Применение струйной цементации грунтов позволяет улучшить деформативные характеристики грунтов, но что более существенно, сделать их более однородными в пределах пятна застройки здания. При этом существенно снижается вероятность развития неравномерных осадок, и как следствие появление дефектов и повреждений надфундаментных конструкциях

ЛИТЕРАТУРА

Богов С.Г. Исследование прочностных свойств грунтов, закрепленных цементными растворами по струйной технологии. Реконструкция городов и геотехническое строительство, №1/2000, стр. 35-45.

Богов С.Г. 2000. Исследование прочностных свойств грунтов, закрепленных по струйной геотехнологии. Некоторый опыт строительства на слабых грунтах. Интернет-журнал «Реконструкция городов и геотехническое строительство», 2000, №2.

Бройд И.И. 2004. Струйная геотехнология. Учебное пособие. М.: Издательство АСВ.

Гиренко И.В., Смирнова Г.О., Богомолова О.В. 2003. Отработка составов и режимов устройства грунтоцементных свай методом струйной цементации при строительстве тоннельно-эстакадного участка третьего транспортного кольца. Научные труды ОАО ЦНИИС. Выпуск №218, с.23-40.

Зуев С.С. 2009. Опыт усиления аварийного основания фундаментов здания в плотной городской застройке в г. Москве. Межвузовский тематический сборник трудов «Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники», Санкт-Петербург.

Зуев С.С. 2006. Закрепление водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов при усилении основания фундаментов. Материалы академических чтений по геотехнике и Международного совещания заведующих кафедрами механики грунтов, оснований и фундаментов, подземного строительства и гидротехнических работ, инженерной геологии и геоэкологии строительных вузов и факультетов, Казань.

Маковецкий О.А., Зуев С.С. 2009. Сравнительный обзор технологий устройства ограждающих конструкций подземных частей зданий. Преимущества технологии «стена в грунте» для строительства подземных многоуровневых автостоянок. Материалы Всероссийского семинара-совещания заведующими кафедрами «Строительное производство» и международной научно-практической конференции, посвященной 50-летию строительного факультета ПГТУ, Пермь.

Малинин А.Г. 2007. Струйная цементация грунтов. Пермь: Пресстайм, 168 с.

Смирнова Г.О. 2003. Применение струйной цементации грунтов при строительстве транспортных сооружений. Научные труды ОАО ЦНИИС. Выпуск №218, с. 107-119.

Экспериментальные исследования параметров струйной технологии в различных грунтовых условиях

А.Г. Малинин
«ИнжПроектСтрой», г. Пермь, Россия

И.Л. Гладков, Д.А. Малинин
ПГТУ, г. Пермь, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье приведены результаты экспериментальных исследований зависимости диаметра грунтоцементных колонн от технологических параметров струйной цементации в различных грунтовых условиях.

1. ВВЕДЕНИЕ

Технология струйной цементации грунтов (Jet-grouting) получила широкое распространение при решении различных задач подземного строительства - устройстве противофильтрационных завес, ограждении бортов котлованов, укреплении неустойчивых пород при строительстве тоннелей и горных выработок, цементации грунтовых оснований, устройстве фундаментов зданий и сооружений.

С момента появления технологии в 70-х годах прошлого века различными авторами (Бройд И.И., Зеге О.С., Малышев Л.И., Никонов Г.П., Хасин М.Ф. и др.) были предприняты попытки построить идеальную теорию размыва грунта струей цементного раствора [1,3,4,7,9]. Полный обзор теоретических исследований в этой области приводится в монографиях [2,5].

К сожалению, все построенные теоретические модели не носят законченного характера, так как содержащиеся в них эмпирические коэффициенты подлежат дополнительному определению в ходе полевых экспериментов по устройству грунтоцементных колонн в реальных грунтовых условиях.

Кроме теоретических исследований в различной литературе часто встречаются результаты замеров грунтобетонных колонн на различных реальных объектах строительства [2,5,8]. При этом построение каких-либо экспериментальных зависимостей представляется очень сложной задачей, т.к. данные носят разрозненный характер.

Настоящая работа содержит описание результатов серии полевых экспериментов по измерению диаметра грунтоцементных колонн, устроенных в грунтах различного типа – глинах, супесях и песках. Полученные результаты могут быть использованы для проверки адекватности существующих теоретических моделей, а также для проведения дальнейших теоретических исследований в этой области. Актуальность подобной задачи очевидна. Знание величины диаметра позволяет на проектном этапе спрогнозировать диаметр грунтоцементных колонн (свай), их требуемое количество и, соответственно, точно определить объемы и стоимость работ.

В качестве параметра, характеризующего размываемость грунта, авторами предлагается использовать один из известных прочностных параметров грунта – сцепление. Выбор данного параметра обусловлен следующими обстоятельствами. Во-первых, он соответствует опытной практике - чем выше прочностные свойства грунта, тем меньше грунт размывается струей цементного раствора.

Во-вторых, сцепление грунта измеряется единообразно в соответствии с существующими стандартными методиками. Немало-

важным обстоятельством является то, что величина сцепления всегда известна проектировщику из результатов предварительных инженерно-геологических изысканий на объекте.

Для измерения диаметра свай на объектах производится откопка оголовков. Эта операция выполняется спустя 2-3 суток, необходимых для набора прочности грунтоцемента. Подобная методика сопровождается значительным объемом ручного труда и не позволяет оперативно оценить диаметр свай в процессе их устройства.

Для снижения физических затрат, ускорения проведения опытных работ, а также для операционного контроля диаметров свай применяли специально изготовленное измерительное устройство СПР-120 (скважинный прибор ручного действия для измерения диаметров до 120 см) [6]. Устройство состоит из двух стержней, шарнирно закрепленных друг с другом в средней части. В этом случае, измеряя расстояние между верхними концами, длины стержней и расположение шарнира, можно легко рассчитать раскрытие их нижних концов. Принцип действия устройства показан на рис.1.

Измерение диаметра производили следующим образом. Непосредственно сразу после окончания струйной цементации в тело грунтоцементной сваи, находящейся в жидком состоянии, опускали измерительное устройство. Стержни разводили до соприкосновения их нижних концов со стенкой размытой скважины. Расстояние между верхними концами измеряли рулеткой.

В ходе проведения полевых экспериментов варьировали два наиболее важных технологических параметра - скорость подъема монитора и уровень давления нагнетания цементного раствора. Отметим, что по этим параметрам можно рассчитать другие характеристики процесса устройства свай - время размыва грунта, расход цемента на единицу длины сваи, количество цемента на единицу объема закрепленного грунта и т.д. [5].

Отметим, что в зависимости от типа буровых машин подъем монитора осуществляется непрерывно или ступенчато по 2…4 см.

К сожалению, на всех трех объектах применяли машины различных фирм-изготовителей, поэтому все значения скорости подъема монитора для их общей сопоставимости были приведены к единому варьируемому параметру – времени подъема монитора на высоту 1,0 м.

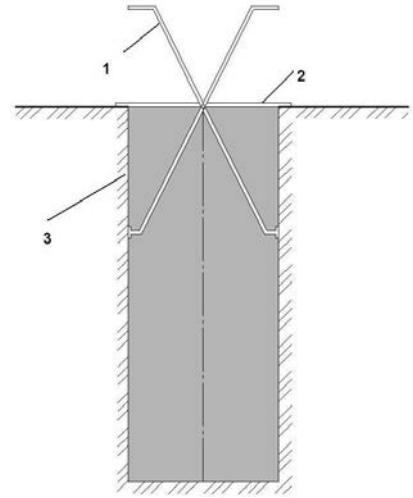


Рис. 1 Схема измерения диаметра колонны
1 – стержни измерительного устройства;
2 - фиксатор; 3 - стенка грунтобетонной колонны.

Все экспериментальные результаты были получены при устройстве свай по однокомпонентной технологии струйной цементации в рамках опытных работ на реальных объектах, выполненных предприятием «ИнжПроектСтрой» в различные годы.

2. СЕРИЯ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ №1

Первая серия опытных работ была проведена на площадке строительства котлована подземного паркинга в г. Пушкино Московской области. В пределах площадки грунт был представлен однородным массивом, состоящим из обводненного мелкого песка средней плотности. Величина сцепления практически несвязного песчаного грунта составляла C = 1 кПа.

Конструкция временного ограждения котлована представляла «стену в грунте» из пересекающихся грунтоцементных свай диаметром 700 мм, расположенных с шагом 500 мм. В связи с высоким уровнем грунтовых вод грузонесущее ограждение из пересекающихся свай должно было также выполнять функцию противофильтрационной завесы.

Для проверки правильности проектного решения были выполнены опытные сваи в количестве 16 штук. В процессе опытных работ варьировали следующие основные параметры технологии - скорость подъема

монитора и давление нагнетания цементного раствора.

Диаметр свай в процессе их устройства измеряли с помощью прибора СПР-120. Для оценки достоверности полученных результатов все колонны в последующем были откопаны. Расхождение между результатами измерений с помощью устройства СПР-120 и результатами непосредственного измерения диаметров откопанных свай составляло не более 5%. В дальнейшем данная методика измерений применялась для оперативного контроля диаметров рабочих свай в процессе устройства ограждения котлована.

Время подъема монитора на высоту 1,0 м, являющееся аналогом скорости подъема монитора и времени обработки грунта, изменяли в диапазоне от 56 до 176 секунд при давлении нагнетания цементного раствора 40 МПа. Зависимость диаметра свай от скорости подъема монитора приведена на рис. 2, график №1.

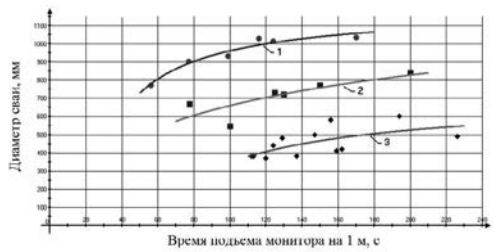


Рис. 2. Зависимости диаметра грунтоцементных свай от скорости подъема монитора (времени подъема монитора на высоту 1,0 м):
1 – C = 1 кПа; 2 – C = 7 кПа; 3 – C = 47 кПа.

Во второй части опытных работ варьировали давление нагнетания цементного раствора в диапазоне от 10 до 50 МПа при постоянном времени подъема монитора на 1,0 м, составляющем 130 секунд.

Результаты измерений диаметра свай от уровня давления нагнетания показаны на рис.3, график №1.

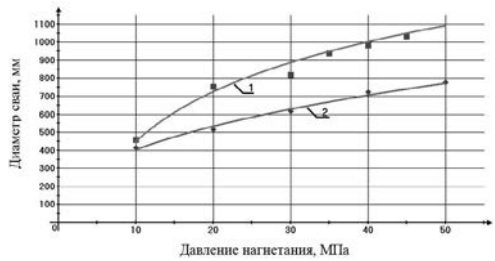


Рис. 3. Зависимость диаметра грунтоцементных свай от давления нагнетания цементного раствора: 1 – C = 1 кПа; 2 – C = 7 кПа.

Отметим, что во всей серии экспериментов применяли цементный раствор с водоцементным отношением В/Ц=0,8. Монитор был оснащен двумя форсунками диаметром 2,6 мм.

3. СЕРИЯ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ №2

В г. Перми ведется строительство административно-торгового здания с многоуровневой подземной автостоянкой.

Проектным решение предусмотрена разработка котлована под защитой временного ограждения из пересекающихся грунтоцементных свай диаметром 700 мм, устроенных с шагом 500 мм.

В пределах площадки грунт был представлен однородным массивом, состоящим из мелкого плотного песка. Грунт обладал незначительной связностью (C = 7 кПа).

В рамках опытных работ были выполнены 21 опытные сваи.

Скорость подъема монитора и давление нагнетания варьировали в тех же пределах, как в предыдущей серии полевых испытаний (графики №2 на рис.2 и 3).

На данном объекте была проведена дополнительная серия экспериментов по применению цементных растворов с различным водоцементным отношением. Результаты измерений в диапазоне В/Ц=0,8 …1,1 , показали, что при сгущении цементного раствора наблюдается небольшое снижение диаметра свай до 5% (рис.4), что оказалось сопоставимым с погрешностью измерений в полевых условиях.

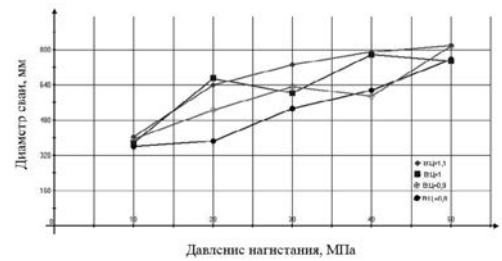


Рис.4. Зависимость диаметра свай от давления нагнетания цементных растворов с различным водоцементным отношением.

Верхняя часть грунта в пределах строительной площадки была представлена техногенным слоем мощностью 0,5-0,7 м, включающим старые фундаменты, остатки дре-

весных строений и т.п., поэтому оперативное измерение диаметров свай устройством СПР-120 оказалось невозможным. Для измерения диаметров свай в пределах свайного поля был откопан котлован до обнажения тел свай в естественном грунте (рис.5).

Рис. 5. Опытные грунтоцементные колонны

4. СЕРИЯ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ №3

При строительстве многосекционного цементного силоса на территории цементного завода в г. Новотроицке было принято решение об устройстве свайно-плитного фундамента. Под фундаментной плитой диаметром 42 м и толщиной 3,4 м предполагалось устройство грунтоцементных свай диаметром 600 мм и длиной 20 м. В основании плиты находилась глина легкая с дресвой и прослойками известковых пород. В соответствии с результатами геологических изысканий величина сцепления глинистого грунта составляла C =47 кПа.

Результаты измерения диаметров свай, выполненные в рамках опытных работ, в зависимости от скорости подъема монитора представлены графиком №3 на рис. 2.

Большой разброс экспериментальных значений обусловлен высокой неоднородностью грунта, состоящего из глин различного строения и консистенции. Кроме того, в глинистом массиве присутствовали прослойки известняка.

5. ВЫВОДЫ

Результаты экспериментов позволяют сделать следующие выводы:

1. Диаметр колонн существенно зависит от сцепления частиц грунтового массива. Так для одной и той же скорости подъема монитора (1 п.м. за 120 *с*) для связных грунтов – глин с высоким уровнем сцепления (C = 47 кПа) диаметр свай составил 400 мм. С уменьшением прочности грунтов (C =7 кПа) диаметр увеличился до 700 мм, а для практически несвязных грунтов (C =1 кПа) диаметр составил 1000 мм. Примерно такие же отношения существуют и для других скоростей подъема монитора.

2. Вторым значительным фактором, влияющим на диаметр колонн, является давление нагнетания цементного раствора. Например, при давлении 40 МПа в связных грунтах небольшой прочности (C =7 кПа) диаметр свай составил 700 мм, а в несвязных грунтах -1000 мм.

Полученные количественные результаты в дальнейшем могут быть использованы при построении эмпирических зависимостей для прогноза диаметра колонн в любых грунтовых условиях.

6. ЛИТЕРАТУРА

Балыхин, Г.А., Нзамуйе И. 1992. Взаимодействие гидромоторной струи с горным массивом. *Труды Университета дружбы народов,* вып. 155, с. 208-114.

Бройд, И.И. 2004. Струйная геотехнология. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов.

Зеге, С.О., Бройд И.И. 2004. Концепции физических основ струйного закрепления грунтов. *Основания, фундаменты и механика грунтов,* №2.

Зеге, С.О., Бройд И.И. 2009. Технологические особенности проектирования подземных конструкций, выполняемых с помощью струйной геотехнологии. *Основания, фундаменты и механика грунтов,* №2.

Малинин, А.Г. 2009. Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат.

Патент на полезную модель №85191. Скважинный прибор. 2009.

Хасин, М.Ф., Малышев, Л.И. Бройд, И.И. 1984. Струйная технология укрепления грунтов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №5.

J.C.W.M. de Wit, Bogaards P.J., Lannghorst and others. 2007. Design and validation of jetgrouting for the Central Station Amsterdam, *Proc. 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,* Madrid Vol. 3: 1299-1305.

Nikonov, G.P. 1971. Research into the cutting of coal by small diameter high pressure water jet. Ch. 34. Dynamic rock mechanics. Soc. Of Mining Engineers. New-York.

Методы расчета на прочность ограждений котлованов из грунтобетонных свай

А.Г. Малинин
«ИнжПроектСтрой», г. Пермь, Россия

А.А. Жемчугов
ПГТУ, г. Пермь, Россия

АННОТАЦИЯ: На сегодняшний день применение струйной цементации грунтов при устройстве ограждений котлованов становится достаточно распространенной технологией. Расчеты на прочность таких ограждений являются наиболее важными при оценке надежности конструкции. В данной статье представлены методы расчета на прочность ограждений котлованов, устроенных по технологии струйной цементации грунтов. Расчеты на прочность производятся с учетом разрушения грунтобетона растягивающими деформациями. Сопоставлены результаты расчета предельного изгибающего момента по линейно-упругой и жесткопластической моделям.

1. РАСЧЕТЫ НА ПРОЧНОСТЬ ОГРАЖДЕНИЙ КОТЛОВАНОВ

Строительство котлованов в условиях чрезвычайно плотной городской застройки имеет свои особенности и требует сооружения защитных ограждений с применением технологий, не оказывающих динамического воздействия на расположенные в непосредственной близости здания и сооружения. К таким технологиям относится технология струйной цементации грунтов (Jet-grouting), которая по экономическим, технологическим и конструктивным возможностям относится к категории прогрессивных технологий сооружения защитных ограждений.

Расчёт ограждения на прочность и оценка надежности конструкции является одним из основных и наиболее ответственных этапов проектирования и принятия решений, в процессе которого подбираются важнейшие характеристики любого ограждения. Сложность расчета на прочность ограждений котлованов устроенных по технологии струйной цементации грунтов заключается в расчете изгиба ограждающей конструкции, при котором в опасном сечении реализуются зоны сжатия и растяжения, что может вызывать частичное разрушение и местное снижение жесткости конструкции. Такие эффекты могут повлиять на перераспределение нагрузок в ограждении и, в худшем случае, привести к обрушению всей конструкции. Таким образом, при проектировании ограждений необходимо производить связанный расчет системы «грунтовый массив – ограждающая конструкция» с учетом частичного разрушения грунтобетона в области растягивающих продольных деформаций.

Расчет ограждения на прочность включает определение максимального изгибающего момента в ограждении, расчет по найденному значению изгибающего момента продольных напряжений от изгиба и сопоставление найденных величин максимальных напряжений в грунтобетоне и армирующем элементе с допустимыми значениями.

Расчет максимального изгибающего момента может быть выполнен с помощью инженерных методик или численных методов, позволяющих решать задачи совместного деформирования грунтового массива и ограждающих конструкций.

В данной работе рассмотрены два метода расчета на прочность ограждений котлованов из грунтобетонных свай по жесткопластической и линейно-упругой модели, включающих определение предельного максимального изгибающего момента в ограждении по условию прочности армирующего элемента и грунтобетона с учетом его разрушения в области растягивающих продольных деформаций.

1.1. Ограждение из однорядных одиночных свай

При расчете на прочность одиночной грунтобетонной сваи по линейно-упругой модели приняты следующие допущения:

- при изгибе ограждения учитывается только продольная компонента тензора деформаций и напряжений;
- грунтобетон не сопротивляется растяжению при превышении предела прочности на растяжение;
- выполняется гипотеза плоских сечений.

Для составления уравнений равновесия относительно напряжений, действующих в опасном сечении, рассмотрим систему внешних уравновешенных сил, приложенных к части стены, расположенной над опасным сечением (рис. 1). На верхнюю часть стены в общем случае действует давление грунта, вес стены, реакции анкеров и распорок. Действие всех этих сил можно привести к главному моменту M_e и главному вектору N_e относительно произвольного центра приведения О, за который удобно принять точку расчетного сечения на оси сваи.

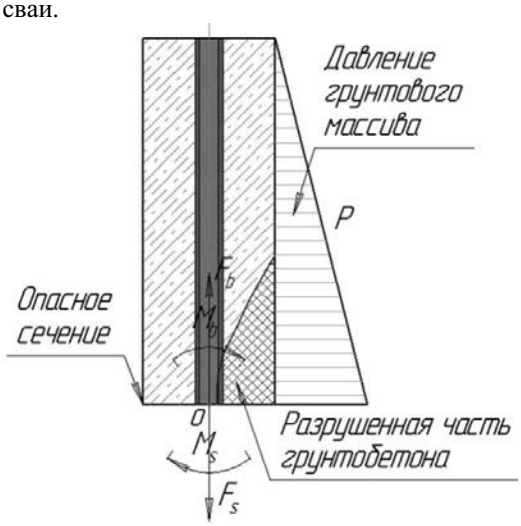


Рис. 1. Расчетная схема для составления уравнений равновесия

Со стороны отброшенной части стены на верхнюю часть будут действовать продольные силы в арматуре и бетоне, которые также приведем к главным векторам F_s и F_b, приложенным в центре приведения О, и главным моменам M_s и M_b.

Уравнения равновесия имеют вид:

$$F_b + F_s + N_e = 0, \quad (1)$$

$$M_s + M_b + M_e = 0, \quad (2)$$

где N_e – равнодействующая внешних вертикальных сил (касательных сил трения со стороны грунтового массива, вертикальной составляющей продольных сил в анкерах).

Для получения замкнутой системы уравнений воспользуемся гипотезой плоских сечений (рис. 2),

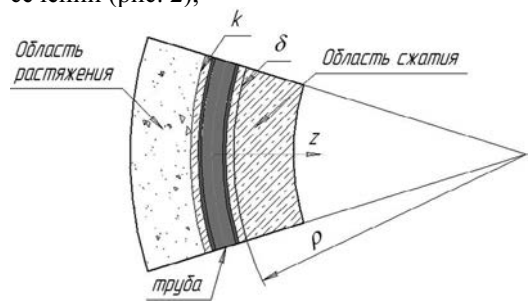


Рис. 2. Опасное сечение

согласно которой изгибная деформация равна:

$$\varepsilon(z) = \frac{\delta - z}{\rho}, \quad (3)$$

где ρ – радиус кривизны нейтральной линии, δ – расстояние от оси колонны до нейтральной линии в расчетном сечении, k – граница разрушенной части грунтобетона.

Закон Гука:

$$\sigma(z) = E_s \varepsilon(z) \text{ - для арм. элемента,} \quad (4)$$

$$\sigma(z) = E_b \varepsilon(z) \text{ - для грунтобетона,} \quad (5)$$

где E_s – модуль упругости материала армирующего элемента, E_b – модуль упругости бетона.

Подстановка в уравнение равновесия (1) соотношений (3-5) дает уравнение равновесия сил относительно положения нейтральной линии δ, радиуса кривизны ρ и границы разрушенной части грунтобетона k (рис. 3):

$$\int_{A_b} E_b \frac{\delta - z}{\rho} dA_b + \int_{A_s} E_s \frac{\delta - z}{\rho} dA_s + N_e = 0 \quad (6)$$

Подставим соотношение (3) в уравнение моментов (2):

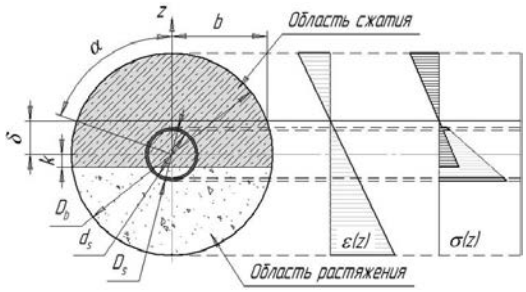


Рис. 3. Распределение деформаций и напряжений в опасном сечении сваи

$$\int_{A_b} E_b \frac{\delta - z}{\rho} z dA_b + \int_{A_s} E_s \frac{\delta - z}{\rho} z dA_s + M_e = 0 \quad (7)$$

Координата границы разрушения определяется из условия прочности:

$$\delta - k - \frac{R_{bt}}{E_b}\rho = 0\,, \quad (8)$$

где R_{bt} – прочность грунтобетона на растяжение.

Система уравнений относительно неизвестных величин принимает вид:

$$\begin{cases} \int_{A_b} E_b \frac{\delta - z}{\rho} z dA_b + \int_{A_s} E_s \frac{\delta - z}{\rho} z dA_s + M_e = 0 \\ \int_{A_b} E_b \frac{\delta - z}{\rho} dA_b + \int_{A_s} E_s \frac{\delta - z}{\rho} dA_s + N_e = 0 \\ \delta - k - \frac{R_{bt}}{E_b}\rho = 0 \end{cases} \quad (9)$$

Из решения системы уравнений (9) определяются положение нейтральной линии, радиус кривизны и координата границы разрушения.

Коэффициенты запаса прочности для армирующего элемента и грунтобетона определяются формулами:

$$K_s = \frac{R_s}{\sigma_{s\max}} \geq 1\,, \quad (10)$$

$$K_b = \frac{R_b}{\sigma_{b\max}} \geq 1\,, \quad (11)$$

где, R_s – предел прочности стали, R_b – предел прочности грунтобетона на сжатие.

1.2. Расчет предельного изгибающего момента по линейно-упругой модели

Для получения выражения определяющего предельный изгибающий момент вводятся дополнительные допущения:
- грунтобетон не сопротивляется растяжению;
- продольные силы в расчетном сечении учитываются только от действия изгибающего момента.

Закон Гука:

$\sigma(z) = E_s \varepsilon(z)$ - для арм. элемента,

$\sigma(z) = E_b \varepsilon(z)$, при $\varepsilon(z) < 0$ - в сжатой области грунтобетона,

$\sigma(z) = 0$, при $\varepsilon(z) \geq 0$ - в растянутой области грунтобетона.

Таким образом уравнение (6) приводится к более простому виду:

$$\sin(2\alpha) \cdot \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \cdot tg^2(\alpha)\right] - \alpha = A\,, \quad (12)$$

при $A = \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{4\pi}{D_b^2} \cdot \left[\left(\frac{D_s}{2}\right)^2 - \left(\frac{d_s}{2}\right)^2\right]$.

Уравнение (12) является трансцендентным относительно неизвестного угла α, поэтому решение в допустимой области значений этого параметра можно находить численно, например с помощью метода Ньютона – Рафсона.

Решением уравнения (12) будет искомая величина положения нейтральной линии и границы разрушения. Решение можно получить графически (рис. 4).

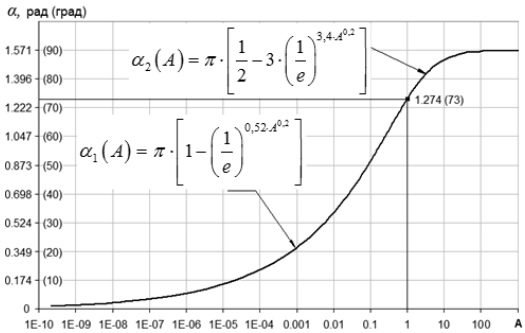


Рис. 4. Зависимость угла α от величины A (линейно-упругая модель)

Предельный изгибающий момент равен сумме моментов сил от напряжений в армирующем элементе и грунтобетоне, когда один из этих моментов достигает предельной величины:

$$M_p = M_s + M_b \qquad (13)$$

Моменты, действующие в трубе M_s и грунтобетоне M_b определяются формулами:

$$M_s = 2\int_{-d_s/2}^{d_s/2} E_s \frac{\delta - z}{\rho}\cdot\sqrt{\left(\frac{d_s}{2}\right)^2 - z^2}\,z\,dz, \qquad (14)$$

$$M_b = 2\int_{\delta}^{D_b/2} E_b \frac{\delta - z}{\rho}\cdot\sqrt{\left(\frac{D_b}{2}\right)^2 - z^2}\,z\,dz, \qquad (15)$$

где, ρ – минимальный радиус кривизны, допускаемый одновременно по условию прочности материалом армирующего элемента и грунтобетона.

Отыскание радиуса кривизны ρ нейтральной линии осуществляется путем выбора максимального из двух радиусов кривизн, полученных из условия сопротивления сжатию грунтобетона R_b и условия прочности армирующего элемента R_s.

Радиус кривизны, при котором происходит разрушение грунтобетона:

$$\rho_b = \frac{E_b}{R_b}\cdot\left(\frac{D_b}{2} - \delta\right). \qquad (16)$$

Радиус кривизны, при котором происходит разрушение трубы:

$$\rho_s = \frac{E_s}{R_s}\cdot\left(\frac{D_s}{2} + \delta\right). \qquad (17)$$

1.3. Предельный момент при жесткопластическом сопротивлении изгибу

В случае пластического сопротивления изгибу напряжения во всей сжатой части грунтобетона приняты равными сопротивлению при сжатии R_b, а напряжения во всем сечении армирующего элемента приняты равными сопротивлению при пластическом деформировании R_s (рис. 5).

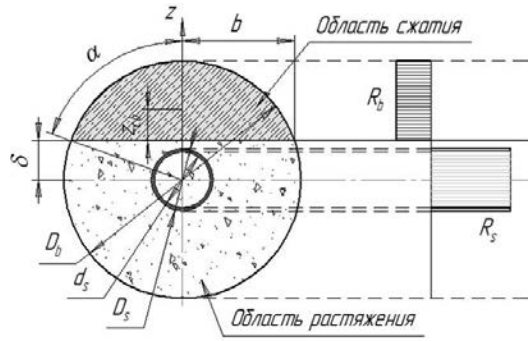


Рис. 5. Распределение напряжений в опасном сечении сваи по жесткопластической модели

Уравнение равновесия имеет вид:

$$R_b A_b - R_s A_s = 0, \qquad (18)$$

где A_b – площадь сжатой части грунтобетона, A_s – площадь растянутого армирующего элемента (трубы).

Уравнение (18) приводится к уравнению относительно параметра α:

$$2\alpha - \sin 2\alpha = A, \qquad (19)$$

при $A = \frac{R_s}{R_b}\cdot\frac{8\pi}{D_b^2}\cdot\left[\left(\frac{D_s}{2}\right)^2 - \left(\frac{d_s}{2}\right)^2\right]$.

где, D_s – внешний диаметр трубы, d_s – внутренний диаметр трубы, D_b – диаметр сваи, α – половина центрального угла,

Решение уравнения (19) можно получить графически (рис. 6).

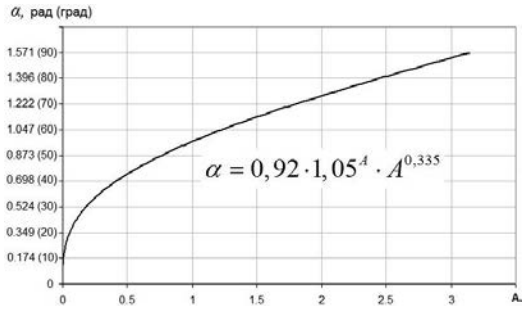


Рис. 6. Зависимость угла α от величины A

По найденному значению α вычисляется предельный изгибающий момент:

$$M_p = R_b A_b Z_{cb} + R_s A_s Z_{cs}, \qquad (20)$$

где Z_{cb} – координата центра тяжести сжатой части грунтобетона, Z_{cs} – координата центра тяжести растянутого армирующего элемента.

Выражение для нахождения предельного изгибающего момента (20) принимает вид:

$$M_p = R_b \frac{D_b^2}{8}(2\alpha - \sin 2\alpha) \cdot Z_{cb} + \\ + R_s \cdot \pi \cdot \left[\left(\frac{D_s}{2} \right)^2 - \left(\frac{d_s}{2} \right)^2 \right] \cdot Z_{cs}, \qquad (21)$$

1.4. Сравнение упругого и пластического предельного изгибающего момента для различных грунтовых условий

С помощью рассмотренных моделей был выполнен расчет предельного изгибающего момента нескольких ограждающих конструкций из грунтобетонных свай, армированных четырьмя различными по диаметру трубами (рис. 7). Характеристики грунтобетона в различных типах грунтов приведены в таблице 1. На рисунках 8 и 9 представлены зависимости предельных изгибающих моментов от площади сечения армирующего элемента для упругой и жесткопластической моделей.

Таблица 1. – Характеристики грунтобетона для различных типов грунтов

Тип грунта	Модуль деформации грунтобетона, МПа	Прочность грунтобетона R_b, МПа
Глина	500	2,0
Суглинок	1000	6,0
Супесь	2000	10,0
Песок	3500	14,0
Гравий	5500	19,0

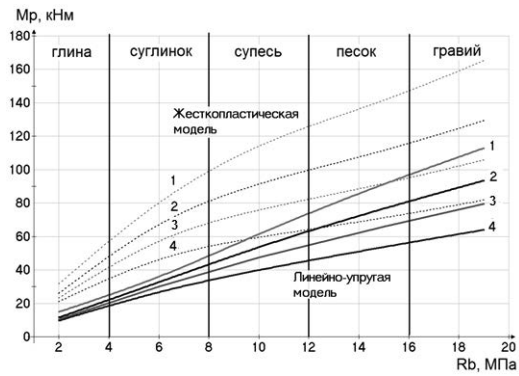


Рис. 7. Зависимость предельного изгибающего момента от прочности грунтобетона по линейно-упругой и жесткопластической модели (1 – труба Ø114 мм, 2 – Ø89 мм, 3 – Ø73 мм, 4 – Ø57 мм).

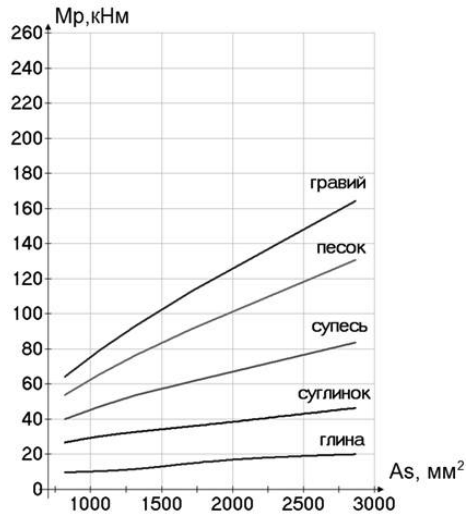


Рис. 8. Зависимость предельного изгибающего момента от площади сечения армирующего элемента по упругой модели

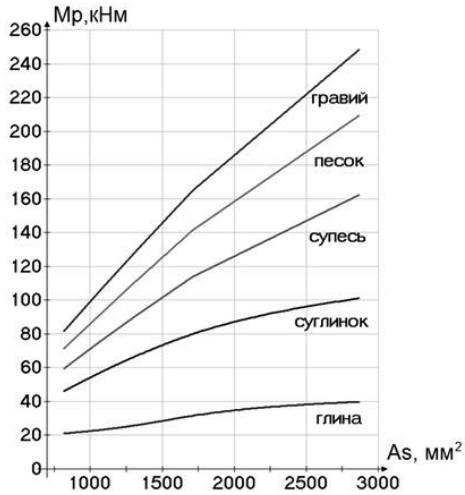


Рис. 9. Зависимость предельного изгибающего момента от площади сечения армирующего элемента по жесткопластической модели для различных типов грунтов.

Расчет предельного изгибающего момента по жесткопластической модели предполагает возможность возникновения пластического шарнира. В случае, когда отсутствуют дополнительные удерживающие конструкции, степень свободы, возникающая в области пластического шарнира, может привести к общей потере устойчивости всей конструкции ограждения котлована. Достоинством данного метода является возможность расчета при небольшом количестве исходных данных, необходимо знать лишь прочность грунтобетона на сжатие и сопротивление при пластическом деформировании армирующего элемента. Недостатком метода является определение изгибающего момента для предельного состояния, когда сечение уже не имеет жесткости.

Недостатком расчета по линейно-упругой модели является необходимость в дополнительных исходных данных, модулей упругости грунтобетона и армирующего элемента, что приводит к необходимости проведения дополнительных экспериментов по исследованию характеристик материалов. Однако, данный метод расчета, при использовании корректных исходных данных, позволяет получить распределение действующих напряжений во всем сечении грунтобетонной сваи, что дает необходимую оценку коэффициентов запаса прочности в каждом элементе конструкции. Расчетные значения предельного изгибающего момента для грунтобетонных свай, полученные с помощью линейно-упругой и жесткопластической моделей отличаются в 1,3 – 2 раза в зависимости от типа грунта, в котором устроена свая. Таким образом, расчет прочности по линейно-упругой модели представляется более актуальным, так как ограждение сопротивляется нагрузкам упруго, что дает необходимые запасы прочности в армирующем элементе и грунтобетоне, а также возможность оценки деформативности конструкции. Данные модели расчета предельного изгибающего момента можно использовать и для других типов ограждающих конструкций, таких как «стена в грунте», буровые сваи.

2. ЛИТЕРАТУРА

Бройд, И.И. 2004. Струйная геотехнология. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов.

Гинзбург, Л.К. 1979. Противооползневые удерживающие конструкции. М.: Стройиздат.

Зеге, С.О., Бройд И.И. 2009. Технологические особенности проектирования подземных конструкций, выполняемых с помощью струйной геотехнологии. *Основания, фундаменты и механика грунтов,* №2.

Малинин, А.Г. 2009. Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат.

Анализ армирования просадочных грунтов большой мощности

М.А. Маркова
Запорожская государственная инженерная академия, г. Запорожье, Украина

АННОТАЦИЯ: В статье оцениваются способы защиты зданий и сооружений от просадок на основании расчетов МКЭ и опыта эксплуатации. Подробно анализируется защитное мероприятие в виде «армированного массива». Определено напряженно-деформированное состояние массива при локальном обводнении грунта. Приведены данные о внедрении этого мероприятия для защиты от просадки многоэтажных зданий.

1. ВВЕДЕНИЕ

На большей части территории Украины залегают лессовые просадочные грунты. При строительстве на таких грунтах требуются специальные защитные мероприятия, которые достаточно затратные.

В действующих нормативных документах рекомендовано несколько типов защиты зданий от просадочных деформаций. Причем можно считать, что универсального, и вместе с тем достаточно надежного способа защиты, еще не разработано. Проведены исследования некоторых способов защиты зданий на основании опыта их эксплуатации и современного программного обеспечения.

Устранение просадочных свойств и повышение жесткости лессового грунта производили уплотнением, химическим и термическим закреплением, предварительным замачиванием и т.п. Не всегда эти мероприятия были эффективны, о чем свидетельствует практика эксплуатации зданий, защищенных перечисленными способами.

2. ПРИМЕНЯЕМЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ДЛЯ ЗАЩИТЫ ОТ ПРОСАДКИ

В последние годы более эффективной считается защита в виде прорезки всей просадочной толщи железобетонными сваями. Также применяется армирование грунта достаточно жесткими вертикальными элементами. Поэтому для подробного анализа выбраны именно эти два способа защиты в виде свайных фундаментов и армированных массивов.

Впервые защита от просадки устройством жестких элементов была предложена и испытана Крутовым В.И. и Попсуенко И.К. Армированные массивы в 80-90 годы устраивались в пробитых скважинах трамбовкой шлака или щебня. На таких основаниях в г. Запорожье и других городах было построено более десяти, в основном 10-12-этажных жилых зданий.

В последние годы несколько зданий были построены на основаниях, армированных бетонными элементами, устроенных в пробуренных скважинах.

Например, в 2007г. в г. Запорожье было построено 16-этажное жилое здание на армированном массиве. Мощность просадочной толщи составляла 12м. Армирование выполнялось бетонными элементами ∅520мм с шагом около 1,8м. Проект был разработан НИИСКом и заменял проект института «Запорожгражданпроект», со свайными фундаментами. При такой замене была получена значительная экономия средств и сокращено время строительства. По проекту по контуру здания выполнялась отрезка окружающего грунта скважинами ∅200м, заполняемыми песком. Цель этого мероприятия - уменьшение негативного трения от возможной просадки окружающе-

го грунта.

Последнее десятилетие применяется также устройство армирующих элементов по буросмесительной технологии. В зависимости от количества цемента и свойств грунта прочность армирующих элементов составляла 3-7 МПа. Все здания, построенные на армированных массивах, нормально эксплуатируются

Выбор защиты от просадки существенно зависит от характеристик грунта. Типичными для многих областей юга Украины являются мощности просадочных грунтов H=15-30м. Причем нижняя граница просадочной толщи обычно определена уровнем подземных вод. Слои грунта, допускающие надежное опирание свайных фундаментов, во многих случаях залегают на глубине 50м и глубже.

При таких грунтовых условиях наблюдались осадки свайных фундаментов с заглублением на 15-20м, опирающихся на непросадочные обводненные грунты.

Действующие нормативные документы, откорректированные с учетом происходивших при эксплуатации осадок свайных фундаментов, предъявляют достаточно жесткие требования к устройству свай в просадочных грунтах большой мощности, в частности:

- необходимо учитывать негативное трение, из-за которого при больших мощностях просадочных грунтов даже сложно подобрать сваи на действующие нагрузки при использовании предложенной упрощенной расчетной модели,
- опирание буронабивных свай рекомендуется на грунты с показателем текучести $I_L \le 0$.
- при просадке грунта от собственного веса более 30см рекомендуется предварительный перевод грунта из первого во второй тип по просадочности.

При проектировании сложно соблюсти все эти требования в реально встречающихся грунтовых условиях. Этими положениями норм проектировщики поставлены в трудное положение, так как практически не возможно запроектировать малозатратные свайные фундаменты в реальных грунтовых условиях без нарушения действующих норм. Экспертиза проектов, выполняемая в соответствии с нормами, часто отмечает несоответствие защиты зданий действующим нормам.

Нормы, действующие с 1985г., по-видимому, несколько устарели. Возможно, что было бы эффективно при корректировке норм кроме данных натурных испытаний использовать расчеты напряженно-деформированного состояния по имеющимся программам метода конечных элементов (МКЭ). По этим программам можно рассчитывать напряженно–деформированное состояние сложных систем, включающих конструкции зданий, массивы грунта, многочисленные сваи или элементы армирования.

Действующие нормы обсуждались ведущими специалистами по защите от просадки в 2003 и 2005г. Высказаны мнения как об излишней «жесткости» требований норм, так и о неполноте учета дополнительных усилий от проседающего грунта и смещений свай, т.е. о «мягкости» требований норм.

Возможно, что подробные пространственные расчеты МКЭ свай совместно с конструкциями зданий при локальных замачиваниях и с использованием имеющихся данных деформирования, помогут прояснить действительную схему работы.

Современные программы МКЭ широко применяются для решения различных практических задач геотехники. Также их целесообразно применять и при анализе взаимодействия конструкций и просадочного грунта, в частности, при выборе рациональных способов защиты зданий от просадки.

Нами в расчетах просадочного грунта использовалась расчетная модель, в которой при замачивании в напряженном состоянии, снижается модуль деформации, в соответствии с данными изысканий. В качестве исходных данных для расчета задаются размеры областей замачивания. Предполагается, что деформации просадки происходят в грунте, находящемся в напряженном состоянии, из-за снижения модуля деформации в обводненной области. Такая простая модель просадочного грунта позволяет решать различные задачи с достаточной точностью и оценивать предложенные способы защиты. Многократное сопоставление результатов расчета с данными натурных испытаний показывает адекватность таких расчетов и возможность их практического использования.

Проделанный анализ результатов натурных испытаний свай в г. Запорожье, устроенных в котлованах, из которых замачива-

лись основания, показал, что на одиночные сваи передаются значительные силы негативного трения. Сваи, в том числе и с уширенной пятой, могут вдавливаться даже в относительно плотный грунт и давать значительные осадки до 250мм.

Принятая схема оценки несущей способности по натурному испытанию одиночной сваи не может определить ту несущую способность, которая проявляется в кусте свай. По-разному взаимодействуют сваи при небольших и значительных областях замачивания. Именно при областях замачивания значительных размеров на практике были получены большие смещения свай.

Выполненный анализ деформаций позволил сделать предположения, что только при соблюдении следующих условий защита может быть эффективной и можно избежать деформаций зданий:

- должен выполняться расчет применяемого способа защиты в системе «здание - просадочное основание» при возможных реальных зонах обводнения. Полученные осадки и их неравномерности не должны превышать предельных величин по действующим нормативным документам. Именно такие расчеты являются основой при проектировании способов защиты. При этом по усилиям, полученным по расчету, подбирается дополнительное армирование конструкций.
- нетрудоемкие в выполнении применяемые способы защиты от просадки должны быть освоены в регионе, и качество их выполнения должно надежно контролироваться,
- предлагаемый способ защиты должен быть оценен анализом эксплуатации зданий с аналогичными способами защиты в конкретных грунтовых условиях.

С помощью расчетов и наблюдений за эксплуатируемыми зданиями выбраны достаточно надежные способы защиты многоэтажных зданий в виде фундаментной плиты, опирающейся на бетонные армирующие элементы или сваи.

3. ПРИМЕР РАСЧЕТА ЗДАНИЯ В УСЛОВИЯХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Приведем пример оценки защиты конкретного здания от просадки. Для здания многофункционального комплекса обслуживания населения во вновь застраиваемом микрорайоне требовалось подобрать мероприятия, защищающие от возможной просадки. Здание 8-этажное с монолитным железобетонным каркасом. Геологический разрез территории (рис.1) до разведанной глубины 38м сложен эолово-делювиальными суглинками и супесями, с прослоями погребенных почв, залегающих на неогеновых супесчано-глинистых отложениях.

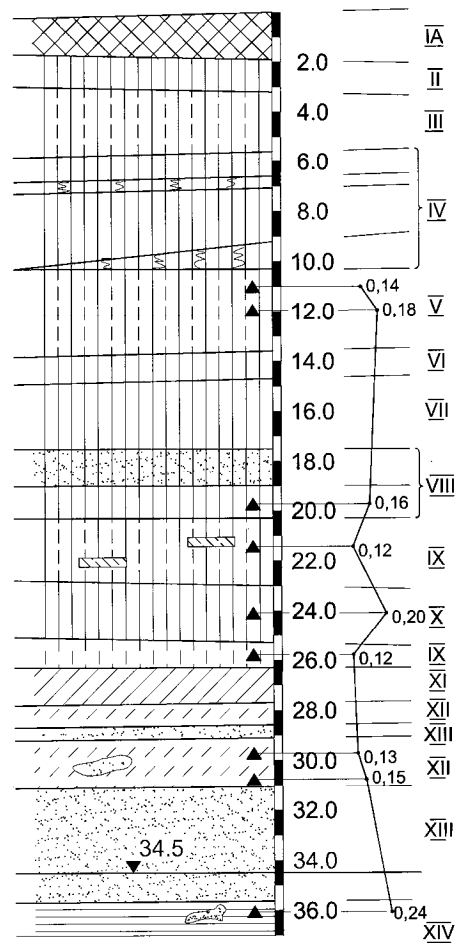


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез

Грунты участка строительства подразделены на 15 инженерно-геологических элементов ИГЭ I,IA,II-XIV, в пределах которых толща статистически однородна по составу и свойствам. Грунты ИГЭ III-X проявляют просадочные свойства от собственного веса и внешней нагрузки. Мощность просадочной толщи 24,4-25,4м. Суммарная величина

просадки составляет 55-58см. На период изысканий подземные воды были вскрыты на глубине 34,5м.

ИГЭ начиная с III имеют небольшие значения модулей деформации при замачивании, соответственно E=1,7; 3,1; 3,7; 9,2; 5,3 и 9,1МПа. В состоянии естественной влажности величины модулей деформации значительно больше: E=12,4; 12,1; 17,9; 20,1; 19,6 и 20,4МПа.

На глубине 19-20м залегает достаточно плотный слой супеси лессовой красно-бурой с включениями карбонатов и прослойками песка $E_{ест}$=26,8МПа, $E_{обв}$=18,2МПа, $\varphi=27^{o}$, C=0,01МПа, ρ=18,7кН/м^3. Этот слой имеет мощность всего 1,5-2м и его только условно можно рассматривать как опорный для свай.

В этих условиях для многих зданий устраивались свайные фундаменты, которые опирались на слой красно-бурого суглинка на глубине около 20м. При этом в некоторых зданиях проявились неравномерные осадки величиной до 150мм и более. Причины осадок объяснялись неполной прорезкой просадочной толщи.

3.1. Устройство армированного массива

По пятну здания устраивалась сплошная железобетонная плита, которая опирается на вертикальные элементы армирования. Расстояние между элементами диаметром 520мм в плане составляет 2м. Элементы планировалось выполнить из бетона B15. Можно считать, что за счет достаточно высокой жесткости элементы армирования устраняют просадочные свойства грунта в пределах пятна здания. Такая конструкция не противоречит действующим нормативным документам. По отзывам организаций, выполняющих работы по устройству фундаментов глубокого заложения, такой фундамент имеет небольшую трудоемкость изготовления.

Предлагаемый способ защиты от просадки, нетрудоемкий в выполнении, освоен в Запорожском регионе и качество его выполнения хорошо контролируется, например, замером объема укладываемого бетона.

Расчетом оценена достаточность расстояний между элементами, их диаметр и длина. Применена ранее апробированная и неоднократно примененная методика расчета систем «здание - просадочное основание». При этом расчет выполняется по пространственной модели, в которой основание моделируется объемными элементами, а здание и фундаментная плита – стержневыми и пластинчатыми элементами (рис.2). Просадка учитывается заданием обводненных зон со сниженными жесткостными характеристиками. Армированный массив моделировался отдельными стержнями или объемными элементами (рис.3).

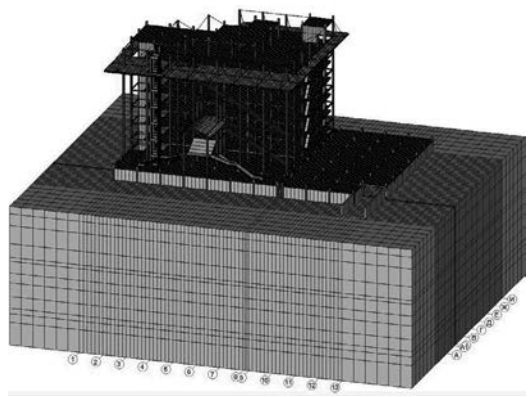


Рис. 2. Расчетная схема системы «здание-основание»

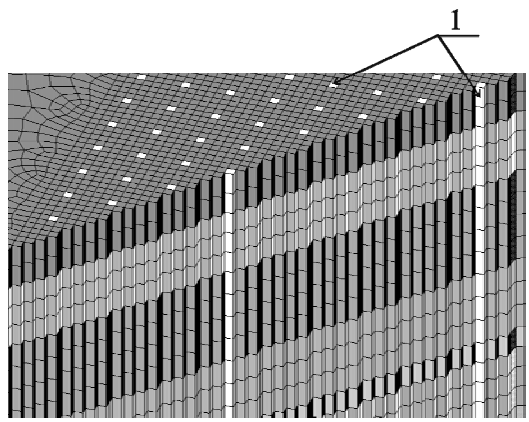


Рис. 3. Фрагмент расчетной схемы, где 1-армирующие элементы

Выполнено несколько расчетов при различных основаниях.

Расчет основания на нагрузку от здания без устройства подготовки основания. При этом наибольшее вертикальное смещение здания без замачивания основания составило 11,3см.

Расчет основания, армированного вертикальными бетонными элементами сечением 500x500мм. Элементы моделировались объемными элементами. Наибольшее верти-

кальное смещение составило 3,5см (рис.4). Наибольшие смещения при замачивании составили 3,8см, при этом, за счет замачивания, максимальное смещение не достигло и 1см. При этом область замачивания задавалась по расположению и размерам с учетом прокладки коммуникаций. Следовательно, за счет армирования массива грунта, осадки уменьшились в 3,2 раза .

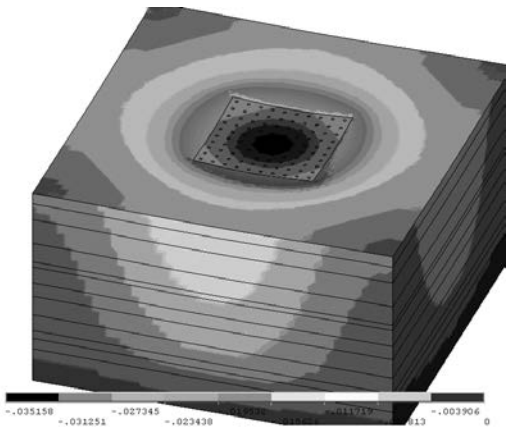


Рис. 4. Вертикальные смещения, м

3.2. Устройство свайных фундаментов с уширенной пятой

Приняты сваи с уширенной пятой длиной всего 23м, так как имеется опасность, что в нижележащих слоях песка и опесчаненных грунтах не будет возможности выполнить уширение (рис.5).

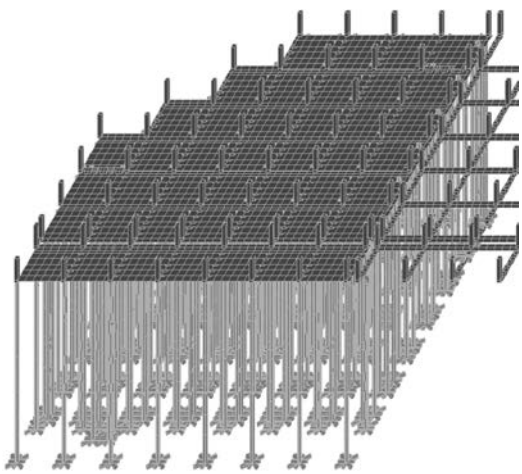


Рис. 5. Фрагмент расчетной схемы, включающей свайные фундаменты

Расчетом выполнено определение несущей способности свай. Если сваи без уширенной пяты, то силы негативного трения практически равны несущей способности сваи, следовательно, применение их нерационально. Сваи с уширенной пятой многократно применялись в Запорожском регионе. В настоящее время при их изготовлении выполняется контроль качества. При этом расчетные осадки меньше предельных величин. Анализ работы зданий на сваях с уширенной пятой показал, что в основном они нормально эксплуатируются.

Имеются только отдельные случаи, где в процессе эксплуатации наблюдались осадки до 250мм. Эти осадки объясняются устройством пяты выше опорного слоя. Имеются трудности с устройством уширенной пяты в грунтах, имеющих повышенную влажность.

На этой площадке под многими зданиями просадочный грунт уплотнялся «гидровзрывом». Поэтому, из-за растекания воды могут возникнуть трудности в устройстве уширения свай. Согласно СНиП при устройстве свайных фундаментов в просадочных грунтах с S_{sl}=56см необходимо предварительно перевести грунт в I тип по просадочности и вокруг здания устроить уплотненный массив из трех рядов грунтонабивных свай. Эти мероприятия выполнить достаточно сложно и на практике они выполняются очень редко.

4. ВЫВОДЫ

Выполнен расчет конструкций всего здания со свайными фундаментами по программе SCAD в линейной постановке. По полученным усилиям подобрано армирование конструкций.

Расчетами установлено, что возможна защита здания армированным массивом или сваями с уширенной пятой. Однако, определенное предпочтение имеет устройство армированного массива с элементами из бетона В15 ∅500 мм L=20 м, устроенных с шагом 2х2м, т.к. при этом способе защиты меньшие затраты средств.

Проделанная работа показала, что расчеты системы «здание - просадочное основание» наряду с нормативными документами и анализом эксплуатируемых зданий, позволяет обосновать надежность защиты от просадки.

5. ЛИТЕРАТУРА

Анализ конструкций и оснований. Сборник статей 2008. Запорожье: ООО «Настрой», 218с.

ДБН В.1.1.-5-2000 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Киев, 74с.

Друкований М.Ф., Матвєєв С.В., Корчевський Б.Б и др. 2006. Армовані основи будівель та споруд , Вінниця: УНІВЕРСУМ, 235с.

Григорян А.А. 2005. О некоторых особенностях проектирования свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности, *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №1, с.21-25.

Зоценко М. Л., Пічугін С.Ф., Петраш Р.В. и др. 2007. Особливості армування грунтів вертикальними ґрунтоцементними елементами. *Будівельні конструкції*, Випуск 66. с.65-72.

Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. 1987. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. Киев: Будівельник, 200с.

Крутов В.И., Попсуенко И.К. 1976. Устранение просадок лессовых грунтов от их собственного веса путем армирования лессовых толщ. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №6. с.17-19.

Крутов В.И. 2003. Об учете дополнительных нагрузок на сваи от сил нагружающего трения в просадочных грунтах. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №6.

Маркова М.А. 2002. Особенности совместной работы свайных фундаментов и зданий в условиях просадочных грунтов большой толщи. Дисс. канд. техн. наук, Днепропетровск.

Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) 1989. Москва. 113с.

СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты/Госстрой СССР. М.:ЦИТП Госстроя СССР, 48с.

СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. Госстрой России. М: НИИОСП Госстроя России, 109с.

Шокарев В.С., Трегуб А.С., Шокарев А.С. и др. 2007. Исследование армированных массивов в просадочных грунтах. *Будівельні конструкції*, Випуск 66. с.11-25.

Технологические особенности закрепления грунтов в геологических условиях плотно застроенной части Санкт-Петербурга

А.Г. Мацегора, А.И Осокин, В.А Ермолаев, В.Б Иванищев
ЗАО «Геострой», Санкт-Петербург, Российская Федерация

Безродный К.П., Маслак В.А.
ОАО НИИПИ «Ленметрогипротранс», Санкт-Петербург, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: В докладе приведены некоторые эффективные способы закрепления дезинтегрированных обводненных неустойчивых грунтов в условиях плотно застроенной части Санкт-Петербурга: технология с использованием манжетных труб и двойных пакеров (обтюраторов), для осуществления которой были разработаны специалистами ЗАО «Геострой» специальные конструкции манжетных трубок, двойных пакеров, а также специальных обойменных растворов с регулируемыми свойствами и с использованием местных кембрийских глин для омоноличивания в грунте манжетных колонн, а также одно- и двухкомпонентные технологии струйного закрепления грунтов (с применением и без применения сжатого воздуха). При этом разработаны специальные гидравлические мониторы для направленного размыва и укрепления грунтов, что позволяет уменьшить зону размыва и таким образом снизить вероятность возникновения осадок соседних зданий и сооружений, а также специальные щадящие режимы бурения и инъецирования скважин.

Строительство зданий и сооружений в Санкт-Петербурге весьма затруднено по причине неблагоприятных для этого геологических условий. Грунтовые массивы представлены дисперсными обводненными неустойчивыми грунтами: насыпными слоями, пылеватыми песками и супесями, легкими и тяжелыми суглинками слоистыми, текучими, глинами и т.п.На таких грунтах нельзя выполнять строительство ответственных сооружений без специальных мер по стабилизации грунтовых массивов, повышения их устойчивости и улучшения свойств. Особенно это касается городских кварталов с плотной застройкой.

Начавшееся в Санкт-Петербурге в 90-х годах прошлого столетия бурное строительство поставило перед строителями всех направлений вопрос о необходимости укрепления грунтов для улучшения их характеристик.

Инструментом для выполнения этой задачи послужили инъекционные и струйные технологии стабилизации грунтов и придания грунтовым массивам противофильтрационных свойств. Последнее особенно важно для безаварийного сооружения технологических строительных котлованов, сооружаемых по соседству с эксплуатируемыми сооружениями.

Из инъекционных технологий особенно эффективной оказалась технология с использованием манжетных труб и двойных пакеров (обтюраторов). Для ее осуществления былиразработаны специалистами ЗАО «Геострой» специальные конструкции манжетных трубок, двойных пакеров, а также специальных обойменных растворов с регулируемыми свойствами и с использованием местных кембрийских глин для омоноличивания в грунте манжетных колонн.

Теоретическое обоснование инъекционного укрепления грунтов с использованием гидравлических разрывов осуществлено во время строительства тоннелей Байкало-Амурской железнодорожной магистрали при укреплении дезинтегрированных обводненных неустойчивых грунтов в зонах тектонических нарушений, отличающихся высокими (до 5,0 МПа) напорами подземных вод (Безродный, Мацегора, 1986, 1990гг). Позднее высокая эффективность метода была подтверждена при выполнении инъекционных укрепительных работ в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга.

При укреплении фундаментов и контактной зоны в их основании используются два инъекционных способа: наступающими заходками и с применением пакерующих устройств.

Последовательность работ при первом способе отображена на рис.1: в теле фундамента бурят скважину под кондуктор, цементируют ее и последовательными заход-

ками с предва-рительным разбуриванием цементного камня нагнетают укрепляющий раствор в тело фундамента, последней заходкой укрепляют контакт «фундамент – грунт».

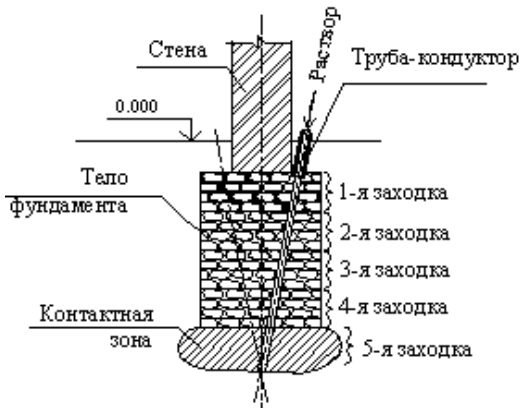


Рис. 1. Укрепление тела фундамента и контактной зоны через трубу–кондуктор.

Второй способ укрепления фундаментов предусматривает использование для разобщения интервалов нагнетания пакерующих устройств (рис.2): в теле фундамента бурят на проектную глубину инъекционную скважину, устанавливают на нижний интервал пакерующее устройство и выполняют нагнетание укрепляющего раствора, после затвердевания раствора пакер устанавливают на соседний интервал нагнетания, выполняют нагнетание и так до самого верхнего интервала нагнетания, после чего переходят на соседнюю скважину.

Для укрепления грунтов в основании фундаментов и для компенсационного уплотнения грунтов применяют инъекционную манжетную технологию.

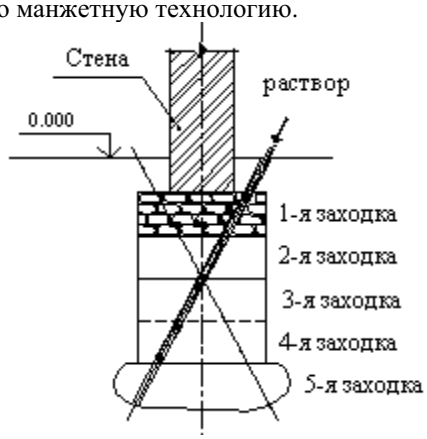


Рис. 2. Укрепление грунтов в основании фундаментов с применением пакерующих устройств.

Кратко суть этой технологии заключается в следующем: после укрепления тела фундамента на первом этапе работ (рис.1, 2) в закрепляемом грунтовом массиве бурят инъекционную скважину, опускают в нее пластиковую или металлическую трубу с обратными клапанами, омоноличивают эту трубу (или колонну труб в зависимости от глубины закрепления грунтов) специальным обойменным раствором с известными наперед заданными прочностными характеристиками и оставляют оборудованную таким образом инъекционную скважину на определенное время для затвердевания обойменного раствора. После затвердевания обойменного раствора (обычно 5–7 суток) в инъекционную скважину на нижний интервал нагнетания устанавливают двойное пакерующее устройство и нагнетают через обратный клапан техническую воду до момента разрыва обоймы, что фиксируется резким повышением давления нагнетания с последующим резким его снижением.

Следующий этап – нагнетание инъекционного раствора до проектного количества или до проектного значения давления нагнетания (рис.3). По окончанию нагнетания в нижний интервал двойной пакер устанавливают на соседний вышележащий интервал и приведенные выше операции повторяют.

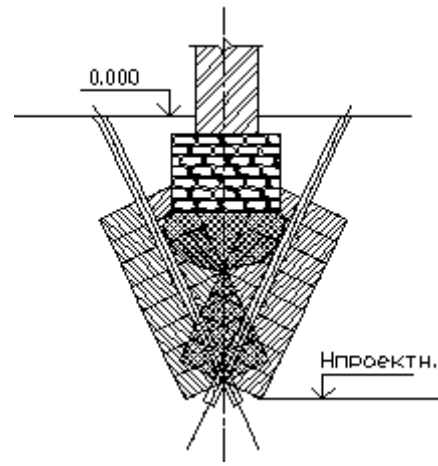


Рис.3. Инъекционное укрепление (компенсационное уплотнение) слабых водонасыщенных грунтов в основании фундаментов с использованием манжетной технологии.

С использованием для разобщения интервалов нагнетания труб–кондукторов и пакерующих устройств инъекционным способом успешно укреплены в Санкт-

Петербурге фундаменты на более чем ста объектах с неизменно высоким качеством.

Укрепление грунтов в основании зданий и сооружений (жилых зданий, памятников архитектуры, котельных) в основании дорожных одежд и т.д. выполнялись с использованием манжетной технологии в Санкт-Петербурге, Царском Селе, Павловске, Новгородской области – на более чем десяти объектах различного функционального назначения и непременно с положительным результатом.

Инъекционное компенсационное уплотнение грунтов выполнялось при сооружении подземного вестибюля станции метрополитена «Адмиралтейская» на глубину 10 м под жилыми зданиями №№ 5 и 7 по улице Малая Морская, при реконструкции Мариинского театра в Санкт-Петербурге с параллельным выполнением работ по укреплению фундаментов этих же зданий. Работы выполнены успешно, величина осадок имела минимальные значения.

Другим эффективным гидравлическим способом воздействия на грунты для улучшения их свойств является разрушение грунта энергией высоконапорной струи и последующее частичное замещение укрепляемого грунтового массива цементным раствором.

Схема укрепления грунтов по струйной технологии приведена на рис. 4. Последовательность операций при этом следующая: бурение лидерной скважины, опускание гидромонитора, размыв грунта при одновременном вращательном и поступательном движении монитора, частичное или полное замещение грунта цементным раствором и получение закрепленного грунта в виде грунтобетона.

Метод струйных технологий в Санкт-Петербурге использовался при проектировании и производстве работ по укреплению грунтов при устройстве горизонтальных (ГПФЗ) и вертикальных (ВПФЗ) противофильтрационных завес, при замене торфа и торфосодержащих грунтов, при устройстве ограждающих конструкций строительных котлованов, укреплении грунтов в основании дорожных одежд при строительстве кольцевой автомобильной дороги (КАД) вокруг Санкт-Петербурга, а также в основании дорожных одежд под трамвайными путями при реконструкции Сенной площади.

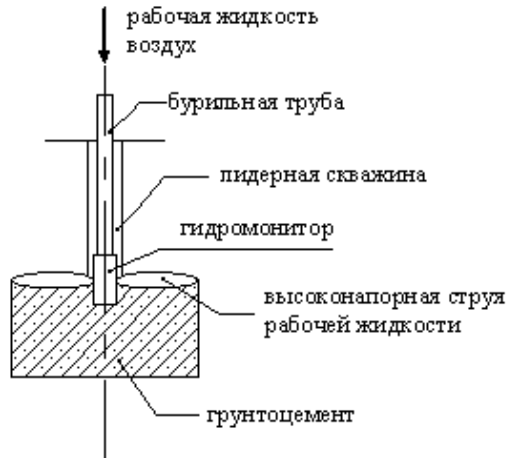


Рис. 4. Схема укрепления грунтов по струйной технологии.

Выполненный в Санкт-Петербурге огромный объем работ по укреплению обводненных дезинтегрированных грунтов с использованием струйных технологий показал высокую эффективность метода Jet Grouting, а в отдельных инженерно-геологических условиях этому методу альтернативы практически нет.

Весьма интересными представляются применяемые в практике строительства комбинированные способы повышения устойчивости грунтовых массивов при устройстве ограждающих конструкций в грунте. При проектировании и производстве работ по устройству ограждающих конструкций ОАО НИИПИ «Ленметрогипротранс» и ЗАО «Геострой» применили приемы сочетания устройства свай различной конструкции и струйного метода укрепления грунтов. Такие комбинированные схемы использованы при строительстве и реконструкции заглубленных сооружений на многих строительных объектах Санкт-Петербурга. Например, при сооружении ограждающей конструкции для шахты № 215 на проспекте Александровской фермы были использованы трубчатые сваи в комплексе с грунтоцементыми сваями с трехрядным их расположением, а при строительстве подземного пешеходного перехода на проспекте Стачек у станции метрополитена «Автово» - трубчатые сваи с грунтоцементными сваями, расположенными в два ряда. Трубчатые сваи располагались с интервалом 1000 мм и служили в качестве свай усиления и для устройства обвязочного пояса и распорных

конструкций. В обоих случаях применения такой комбинации вскрытие котлованов и проходка шахт выполнена без осложнений.

К не менее интересным и заслуживающим внимания следует отнести способы устройства ограждающих конструкций из касательных и отдельно стоящих буронабивных свай в комбинации с армированными и неармированными грунтоцементными сваями. Такие комбинации сконструированы и реализованы на практике проектным и производственным подразделениями ЗАО «Геострой» на строительных объектах Санкт-Петербурга.

Приведем примеры исполнения таких комбинаций. На рис. 5 представлен фрагмент ограждающей стенки из касательных буронабивных свай диаметром 350 мм и грунтоцементных свай диаметром 800 мм, выполненных по струйному методу при строительстве ресторана быстрого питания и кафе на улице Рыбацкой, 5 в Санкт-Петербурге. Максимальная глубина ограждающей стенки – 15 м, глубина вскрытия – 5,3 м.

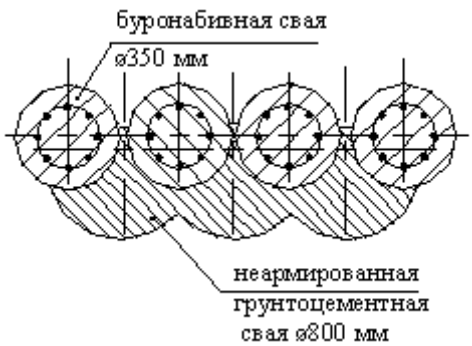


Рис. 5. Фрагмент ограждающей конструкции на строительном объекте по адресу: ул. Рыбацкая, д.5

Следует отметить, что ограждающую стенку из касательных буронабивных свай при ее сооружении на практике в редких случаях удается выполнить так, чтобы соблюдался принцип касания свай, чтобы сваи на некоторой глубине не расходились и не образовывался зазор между ними. Это особенно нежелательно при наличии в геологическом строении мягкопластичных текучихгрунтов, и если к тому же они обладают плывунными свойствами, что имело место в рассматриваемом случае. Если устойчивость ограждающей стенки обеспечивается касательными буронабивными сваями, то роль грунтоцементных свай сводится к герметизации возможных зазоров между буронабивными сваями. Приведенный пример строительства на ул. Рыбацкой относится именно к такому случаю и поэтому армирование грунтоцементных свай не применялось. Строительство объекта осуществлено без осложнений.

Кроме того для уплотнения контактных зон между сваями разработан и широко применяется направленный размыв и укрепление грунтов при использовании струйных технологий (Верстов и др., 2008), что позволяет значительно (в 1,3…1,5 раза) снизить производственные затраты на устройство несуще-ограждающих конструкций, сооружаемых в слабых обводненных грунтах и свести к минимуму осадки соседних зданий.

В том случае, когда несущая способность грунтоцементных свай не обеспечивает необходимой устойчивости строительного котлована, возможно применение комбинации отдельно стоящих буронабивных свай и грунтоцементных армированных свай, выполненных с использованием струйного метода.

На рис. 6 приведен фрагмент ограждающей стенки при устройстве строительного котлована, состоящей из буронабивных свай диаметром 500 мм, отстоящих на расстоянии 450 мм друг от друга, и армированных грунтоцементных свай диаметром 1000 мм, расположенных в промежутках между ними. Этот вариант эффективного сочетания применен ЗАО «Геострой» при строительстве 23-этажного жилого дома в Санкт-Петербурге на Ярославском проспекте, 95.

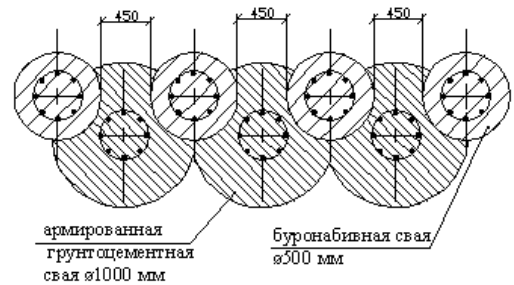


Рис. 6. Фрагмент ограждения котлована на Ярославском проспекте, д. 95

В этом случае и буронабивные и грунтоцементные сваи выполняли одни и те же

функции – удерживать стенки котлована и преграждать путь в котлован грунтовым водам. Сваи на объекте были заглублены на 11 м, а глубина вскрытия котлована –6,3 м без распорных конструкций. Строительство объекта завершено без осложнений и со значительной экономией средств, а также времени строительства объекта.

Выводы.

1. Применение инъекционных методов упрочнения фундаментов и грунтов в их основании позволяет успешно и эффективно решать проблему повышения их несущей способности при строительстве, капитальном ремонте, реконструкции и реставрации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях.

2. При строительстве подземных сооружений применение инъекционного компенсационного уплотнения грунтов обеспечивает минимальные допустимые осадки наземных зданий и сооружений, что особенно актуально при выполнении строительных работ в условиях плотной городской застройки, а при наличии рядом жилых зданий возможно избежать дорогостоящего процесса расселения жильцов.

3. Применение струйной технологии для укреплении грунтов при создании ограждающих конструкций и комбинации при этом различного рода свай с грунтоцементными позволяет успешно и эффективно решать проблемы устойчивости ограждающих заглубленных в грунт строительных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

Безродный К.,П., Мацегора А.Г. 1986. Инъекционное закрепление грунтов. *«Метрострой»*, №7, стр. 8-9.

Безродный К.,П., Мацегора А.Г. 1990. Определение параметров инъекционного упрочнения грунтов тектонических разломов. *«Метрострой»*, №3, стр. 23-25.

Верстов В.В., Иванищев, В.Б., Мацегора А.Г., Осокин А.И. 2008г.Способ возведения в грунте несуще-ограждающих противофильтрационных конструкций и устройство для его осуществления. *Патент на изобретение* №2378453.

Высокоэффективные разработки глубинных динамических методов уплотнения слабосвязных грунтов оснований

О.П.Минаев
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет (СПб ГПУ),
Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Существующие в настоящее время широко известные глубинные методы динамического уплотнения оснований в грунтовых сооружениях взрывами, тяжелыми трамбовками и виброуплотнителями типа «елочка» в своем классическом представлении имеют существенные недостатки. Автором предложены новые разработки по их совершенствованию, позволяющие от 30-40% до 1,5-3 раз повысить эффективность динамических глубинных методов за счет увеличения осадок, повышения плотности и её равномерности по глубине уплотняемой толщи, глубины уплотнения и объема втрамбованного грунта и существенно снизить вредные сейсмодинамические воздействия на близлежащие здания и сооружения.

.

На практике наибольшее распространение получил способ глубинных взрывов оснований.

Способ уплотнения грунтов оснований глубинными взрывами заключается в последовательном погружении на каждой захватке зарядов взрывчатых веществ (ВВ) на заданную глубину основания с определенным шагом. После погружения всех зарядов обычно производится монтаж сети и взрыв зарядов в каждой очереди.

По результатам опытно-производственных испытаний и рекомендациям профессора П.Л.Иванова [1] предпочтение отдавалось методу одновременного взрывания зарядов в каждой очереди.

Считалось, что рекомендуемая последовательность взрывания способствует наиболее эффективному разрушению структуры грунта за счет повышения интенсивного динамического воздействия при наложении ударных волн.

Количество очередей взрывов для достижения плотности основания $J_Д \geq 0,6$ составляет 3-4 и более. Это требует погружения не менее 100-150 зарядов на площади основания около 2000-2500 м^2, что представляет основную трудоемкость при уплотнении грунтов этим способом.

При этом совершенствование технологии погружения зарядов является явно недостаточным для качественного улучшения самого метода.

По предложению автора статьи были проведены сравнительные опытные испытания метода одновременного и последовательного взрывания зарядов [6].

Преимущества последнего, основывалось как на учете известных эффектов развития фильтрационных сил в процессе консолидации грунта и прохождения ударной волны по частицам разжиженного и нестабилизированного грунта, так и на явлении образования в грунтовом массиве гравитационных волн, способствующих многократному разрушению структуры грунта в пределах площадки уплотнения и его последующей консолидации.

Для проведения опытов были выбраны два рядом расположенных участка основания.

На первой площадке основания производилось одновременное взрывание всех зарядов в каждой из четырех очередей, а на второй (рис.1) – последовательное. Таким образом, на первой площадке одновременно взрывалось по 16 зарядов, собранных в единую схему с помощью детонирующего шнура (ДШ). На второй площадке основания каждый заряд в очереди взрывался отдельно

последовательным «обходом» взрывником всех мест погружения зарядов.

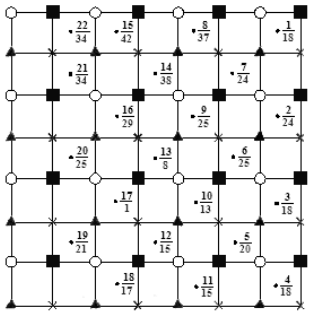


Рис. 1. Опытный участок уплотнения грунта песчаного основания последовательным взрыванием всех зарядов в каждой очереди.

Условные обозначения: круги [Ȯ] – заряды 1-ой очереди, квадраты [ ] – заряды 2-ой очереди, кресты [Х] – заряды 3-ей очереди, треугольники [Δ] – заряды 4-ой очереди.
Цифровые обозначения: в числителе - порядковые номера поверхностных марок, в знаменателе суммарная осадка грунта поверхности основания после четырех очередей взрывов, в см

Визуальные наблюдения показали, что на второй площадке после взрыва отдельного заряда наблюдалось бурное отжатие воды из грунтов уплотняемого основания, которое усиливалось при взрыве каждого последующего заряда. В конечном итоге, поверхностный слой грунта основания постепенно переходил в неустойчивое состояние, при котором после каждого взрыва распространялись волнообразные смещения грунта (по аналогии с гравитационными волнами в воде) на площадке уплотнения основания далеко от места взрыва.

Геодезические измерения осадок поверхности основания показали, что величина относительной осадки на площадке последовательного взрывания после четырех очередей составила 0,052, а одновременного – 0,039 для средних осадок на карте уплотнения основания и 0,065 и 0,091 для максимальных осадок.

Очень убедительными были результаты статического зондирования основания. На первой площадке сопротивление внедрению острия зонда изменилось лишь на 2-6 МПа, а на площадке последовательного взрывания – увеличилось с 2 до 12…16 МПа, что свидетельствует о значительном уплотнении грунта основания.

В настоящее время для динамического уплотнения оснований во всем мире используются одномассные тяжелые и сверхтяжелые трамбовки массой 10-40 т, в отдельных случаях даже 200 т, сбрасываемые с высоты от 10 до 40 м [3,8,11].

Недостатком одномассных тяжелых трамбовок является тот факт, что увеличение глубины уплотнения основания может достигаться только при увеличении массы и высоты сбрасывания такой трамбовки и, как следствие, необходимости применения все более мощных, дорогостоящих и дефицитных грузоподъемных механизмов.

Кроме того, при взаимодействии таких трамбовок с поверхностным слоем грунтов основания образуются значительные зоны сдвига, приводящие к выпору и разрыхлению грунта на глубину 2-4 м, и следовательно, значительным неэффективным потерям энергии.

Автором статьи предложено принципиально новая двухмассная тяжелая трамбовка (рис.2), лишенная указанных недостатков [4], и способ уплотнения ею [10].

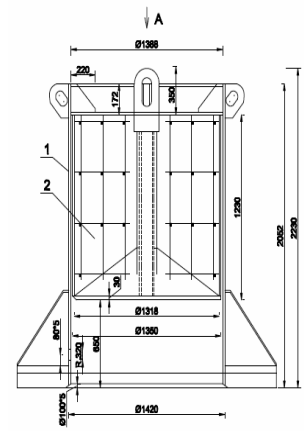


Рис. 2 Конструкция двухмассной тяжелой трамбовки для уплотнения грунтов основания

Проведенные теоретические и экспериментальные исследования показали, что при использовании такой трамбовки объем

втрабованного грунта в основание и глубина его уплотнения увеличиваются на 30% по сравнению с одномассной трамбовкой при одинаковой их массе и высоте сбрасывания.

Пространственный уплотнитель продольного вибрирования, получивший в дальнейшем общепринятое краткое название «виброелочка» был создан во ВНИИГСе (Всесоюзный ВНИИ Гидромеханизации, Санитарно-технических и специальных строительных работ) [2].

Данная виброустановка включала вибропогружатель и уплотнитель, к которому по всей длине уплотнения были приварены горизонтальные ребра. Вода к патрубку подавалась насосом с возможностью регулирования параметров производительности и напора с помощью заслонки. В качестве базовой машины использовался кран.

Анализ известного опыта [12] уплотнения песчаных грунтов оснований виброустановкой ВУУП-6 конструкции ВНИИГСа показывает, что толщина уплотняемого слоя основания составляет 4-6 м. После уплотнения относительная плотность основания достигала значительных величин ($J_Д$ = 0,75…0,96), а угол внутреннего трения 45°.

Глубина уплотняемого слоя основания может быть увеличена при использовании в качестве вибровозбудителя взамен вибропогружателя В-401 [9] более мощного ВШ-1 конструкции ВНИИГСа [12] или сверхмощных зарубежного производства (фирм «Soilmec»- Италия, «Мюллер» - Германия).

Однако, данные вибропогружатели при их использовании для указанных целей значительно уступают вибропогружателю В-401.

В связи с этим является актуальный поиск других направлений совершенствования данного метода уплотнения, в частности, путем совершенствования конструкции уплотнителя. Поэтому конструкция уплотнителя была изменена [7].

Видоизменение конструкции уплотнителя заключалось в срезке верхних горизонтальных ребер и сохранения их только на участке в 3,5…4,5 м в нижней части штанги, так как это показано на рис. 3.

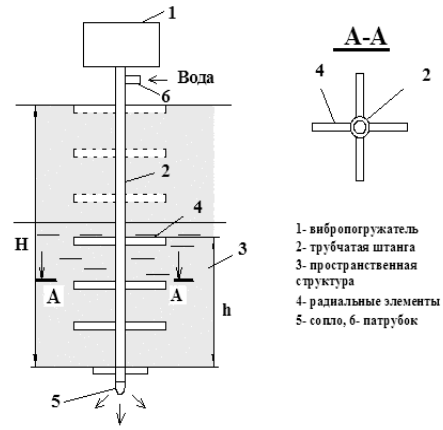


Рис. 3. Конструктивная схема виброуплотнителя

Испытания модернизированного уплотнителя с вибропогружателем В-401 показали, что модернизированный уплотнитель легче погружается в грунт основания и извлекается из него.

По данным статического зондирования глубина уплотнения основания составила 9 м. При этом достигалась более равномерное уплотнение грунта как в центральной зоне основания, так и в радиусе 1,5 м. Кроме того, грунт не разрыхлялся в центральной зоне вокруг уплотнителя за счет размыва поверхностного слоя песка основания напором воды.

Вышеуказанное наиболее наглядно подтвердим сравнением данных статического зондирования. До уплотнения сопротивление внедрению острия зонда в надводной зоне основания составляло от 3,5 до 8 МПа. После уплотнения установкой конструкции ВНИИГС разброс данных по $q_з$ в целом и надводной зоне составлял от 1,5 до 25,5 МПа; причем повышение плотности в низлежащем слое по показателю $q_з$ не превышало 6,5 МПа, а на глубину до 2 м от поверхности произошло снижение этого показателя до 1,5 МПа.

По данным статического зондирования после уплотнения модернизированной установкой песчаного основания сопротивление внедрению острия зонда $q_з$ повысилось в целом по всей глубине обрабатываемого слоя до 9-14 МПа.

Проведенные опытно-производственные испытания показали, что предложенное новое техническое решение позволяет при заданных параметрах вибропогружающих механизмов увеличить глубину и улучшить равномерность уплотнения грунта основания.

Кроме того, при динамическом воздействии на водонасыщенный грунт основания взрывов, тяжелых трамбовок и различных виброуплотнителей в нем возникают волны, которые распространяются во все стороны от центра воздействия в толще уплотняемого массива. Возникает стремление ограничить обрабатываемый грунтовый массив размерами собственно зоны уплотнения. Такая возможность может быть получена путем изоляции массива, подлежащего уплотнению, экраном из аэрированного грунта основания [5].

Поясним сказанной схемой на рис. 4. В пределах рассматриваемого участка основания 1 по периметру зоны уплотнения 2 создается экран 3, представляющий собой аэрированный грунт основания, отличающийся от характеристик грунта основания 2. Экран 3 создают с помощью погружаемой вибратором 4 трубы в грунты основания 5, перфорированной в нижней своей части.

После проведения операции аэрирования слоя грунтов основания динамическое воздействие в намеченных местах основания 6 будет вызывать образование стоячих волн. От центра воздействия волны будут доходить до экрана 3, отражаться от него и снова возвращаться к центру зоны уплотнения, усиливая эффект разрушения структуры грунта. Таким образом, может быть достигнуто как увеличение размеров зоны действия уплотняющего устройства, так и повышения степени плотности грунта основания в этой зоне.

На основании теоретических оценок и лабораторных экспериментальных исследований получено увеличение амплитуд колебаний грунта в зоне уплотнения основания в 1,5-2 раза и их снижение за границей зоны аэрирования в 2,5-3 раза.

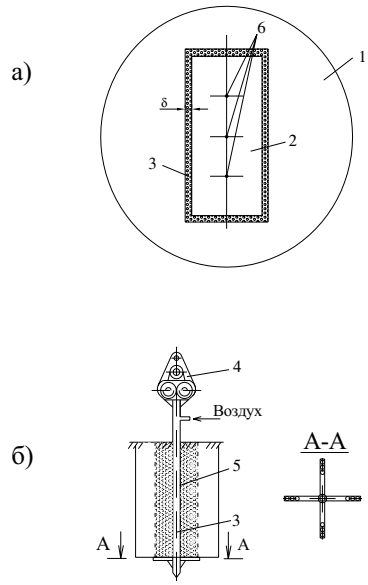


Рис. 4. Пояснительные схемы к изоляции грунтового массива путем аэрирования грунта: а - план площади подготавливаемого основания; б - схема осуществления процесса аэрирования грунта

Проведенные исследования позволяют признать перспективным предложенный способ повышения эффективности уплотнения несвязных водонасыщенных грунтов с использованием аэрации для реализации в натурных условиях при уплотнении оснований. Автором статьи разработаны рабочие параметры такого внедрения в практике строительства.

Разработки автора получили широкое применение в практике строительства при возведении комплекса защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений и имеют большие перспективы дальнейшего внедрения на различных объектах гидротехнического, гражданского, промышленного, дорожного, аэродромного и др. типах строительства.

Объем внедрения к настоящему времени уже составил около 3 млн. куб.м уплотняемого грунта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ivanov, P.L. Florin, V.A. 1960. Liquefaction of Saturated Sandy Soils. Proc. of the Y Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., V.1, Paris, p.p. 182-186.
2. Лобасов, П.Д. 1964. Вибрационное устройство для глубинного уплотнения водонасыщенных грунтов. Авторское свидетельство № 185276. СССР МКИ Е 02Д 3/12.
3. Jhe Menard Yroup. 1979. Dynamic Consolidation. Paris: Centre Yeotechigue.
4. Минаев, О.П. Савинов, О.А. Иванов, П.Л. и др. 1992. Рабочий орган для динамического уплотнения грунтов. Патент № 1770525 РФ. МКИ Е 02Д 3/046. Опубликовано в Бюллетене Изобретений, № 39.
5. Минаев О.П., Савинов О.А., Иванов П.Л. и др. 1992. Способ уплотнения грунта. Авторкое свидетельство № 1770526 РФ. МКИ Е 02 Д 3/10. Опубликовано в Бюллетене изобретений, № 39.
6. Минаев, О.П. Крутов, А.П. 1996. Способ уплотнения слабосвязных грунтов взрывами. Патент № 2060320 РФ. Опубликовано в Бюллетене Изобретений, № 14.
7. Минаев, О.П. Перлей, Е.М. и др. 1999. Способ глубинного уплотнения песчаных грунтов. Патент № 2135690 РФ. МКИ Е 02 3/054. Опубликовано в Бюллетене Изобретений, № 24.
8. Рабинович, И.Г. Багдасаров, Ю.А. Галицкий, В.Г. и др. 1986. Современное состояние и перспективы развития метода уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками. Труды ВНИИОСПа, выпуск 85, с. 22-33.
9. Савинов, О.А. Лускин, А.Я. 1960. Вибрационный метод погружения свай и его применение в строительстве. Ленинград; Москва: Госстрой издат.
10. Савинов, О.А. Минаев, О.П. Иванов, П.Л. и др. 1987. Способ уплотнения грунта трамбованием. Авторское свидетельство № 1320329 СССР. МКИ Е 02 Д 3/046. Опубликовано в Бюллетене Изобретений, № 24.
11. Ставницер, Л.Р. 1969. Деформации оснований сооружений от ударных нагрузок. Москва: Строй издат.
12. Цейтлин, М.Г. Верстов, В.В. Азбель, Г.Г. 1987. Вибрационная техника и технология в свайных и буровых работах. Ленинград: Строй издат.

Примерение технологии «jet grouting» с целью обеспечения устойчивости ограждений глубоких котлованов

Т. Михальский
ООО «Келлер Польша», г. Варшава, Польша

АННОТАЦИЯ: В данной статье описан опыт устройства глубокого котлована с применением технологии Soilcrete («*jet grouting*»), используемый при реконструкции комплекса зданий гостиниц в г. Варшава (Польша). В период производства работ велись непрерывные наблюдения за перемешениями конструкций фундаментов зданий и ограждением котлована. Результаты измерений четко показали, что горизонтальные перемещения зависят от глубины котлована и жесткости системы ограждения котлована.

Последние годы связаны с интенсивным развитием частного строительства в больших городах, особенно в Варшаве. С 90-х годов в Варшаве построено несколько десятков новых офисных центров и гостиниц. Преимущественно все это было связано с необходимостью устройства глубоких котлованов, устойчивость ограждения которых чаще всего достигалось устройством пологих откосов, «берлинской стеной» - шпунтом, ограждением из буровых свай, либо «стеной в грунте». При плотной застройке, все чаще возникают различные проблемы с устройством котлованов в непосредственной близости с существующими зданиями. Выполнение в таких условиях «стены в грунте» или ограждений из буровых свай связано со следующими проблемами:

- возле существующего здания работают тяжелые машины, что влияет на техническое состояние объекта, а иногда работа становится невозможной из-за ограничения подъезда для тяжелых машин;
- необходимо отступить на определенное расстояние от существующего здания (например в целях устройства ограждающих стенок) принимая в расчет, что минимальная толщина такой стенки может быть около 60 см.

Поэтому все большую популярность получает технология струйной инъекции «*jet grouting*», которая дает возможность обеспечить устойчивость стенок глубоких котлованов небольшими машинами и выполнения усиления фундаментов сушествующих зданий таким способом, что открывается возможность строительства новых объектов в непосредственной близости от зданий, без потерь полезных площадей в подвалах.

В отличии от традиционной инъекции, струйная инъекция может быть с успехом применена не только в сыпучих грунтах, но и в связных. Это также справедливо для слоистого основания, содержащего органические слои. Работы по данной технологии были также выполнены в легком песчанике, а на территории Польши – в торфах и насыпных грунтах (Гданск, Бартошице), а также в глинах (Варшава).

Метод Soilcrete («*jet grouting*») основывается на устройстве окаменевшего цементогрунтового массива (блока), который передает нагрузку на нижележащие слои основания. Выполнение этого блока заключается в бурении основания буром, на конце которого находится отверстие, через которое под большим давлением (около 40 МПа) выходит струя воды окруженная сжатым воздухом (Soilcrete-T). Благодаря высокой энергии струи, грунт разрыхляется. Через дополнительное отверстие, находящееся ниже водяного отверстия, одновременно подается цементный раствор под давлением 1,5 МПа. Цементный раствор приводит к «окаменению» смеси цемента и грунта. Контролируя

движение буровой штанги (подъем и вращение), образуется необходимая форма и область окаменения (например колонны целые и секторные с любым углом разворота). Этот метод позволяет создать надежное основание, и гарантирует создание прочной контактной зоны основания с подошвой фундамента - soilcrete. Это сводит к минимуму осадку, получаемую при «передаче» нагрузки посредством нового фундамента.

В Варшаве выполнено несколько проектов с использованием струйной инъекции. Она была принята по причине небольших затрат на доставку оборудования (по сравнению например со «стеной в грунте») или из-за экономии места в подвалах нового здания. Усиление фундаментов таким способом было выполнено по улицам Ленборской, Шоссе Рув, Низинной, Хрубешовской.

Самый интересный проект по этой технологии был осуществлен при усилении фундаментов гостиниц Полония и Метрополь в Варшаве. Две гостиницы были основательно перестроены фирмой Штрабаг, а часть технических помещений, таких как: пожарный резервуар, склады, холодильники и кухня были помещены в дополнительно построенных подвалах под существующим внутренним двориком. Дворик огражден со всех сторон высокими зданиями: с востока зданием гостиницы Метрополь, с севера гостиницей Полония, а с юга и запада – жилыми домами по ул. Познаньской, 39 и Новогродской, 40 (рис. 1). Дворик соединен с улицей небольшим проходом шириной 3,50 м и высотой 3,40 м.

Перед проектантами было поставленно трудное задание: выполнить котлован глубиной 11,5 м, со всех четырех сторон окруженного высокими зданиями, без использования тяжелых машин из-за невозможности подъезда к месту работы (рис. 2). Дополнительная проблема заключалась в необходимости максимально использовать площадь запроектированных подвалов. С самого начала проектных работ было принято единственное решение о использовании технологии «*jet grouting*». Для выполнения работ достаточно было небольших машин, которые могли проехать во двор между гостиницами, а выполнение блоков из окаменелого грунта под фундаментами соседних зданий позволяло рационально использовать площади. Рассматривая возможность увеличения подвалов, была запроектирована срубка выступов фундаментов со стороны котлована (рис. 3).

Рис.1 Схема поперечного разреза котлована

Рис.2 Инъекционные работы с использованием небольшой буровой установки

Рис.3 Срубка фундаментных выступов и «технологических наростов» цементогрунта

В целях обеспечения устойчивости стенок котлована разработана последовательность устройства блоков из окаменевшего грунта. По контуру котлована выделено 9 характерных разрезов, в зависимости от нагрузок на фундамент, их ширины, глубины и наличия поперечных стен. Используя компьютерные программы типа UFA или UFANG, выполняя расчеты как для несущих стен, устанавлены нужные геометрические размеры окаменелого грунта под фундаментами (рис. 4). Учитывая большие глубины (высоту подпорной стенки), оказалось необходимым передать горизонтальные силы с помощью дополнительных конструкций. Предложено устройство распорок, подпорок или грунтовых анкеров. Окончательное решение было принято с использованием стальных распорок (рис. 5 и 6).

Рабочий проект на обеспечение устойчивости стен котлована, выполнен по просьбе компании Штрабаг фирмой Келлер Польша, получил позитивную оценку от Института Строительной Техники в Варшаве, что было условием для получения разрешения на строительство.

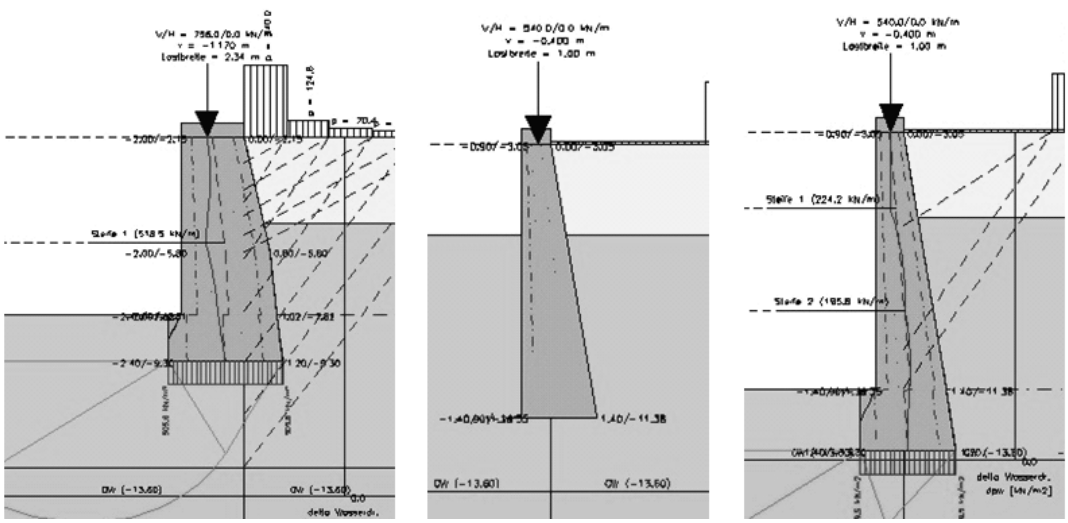


Рис.4 Примеры расчетного определения параметров поперечного сечения окаменевшего цементогрунтового массива

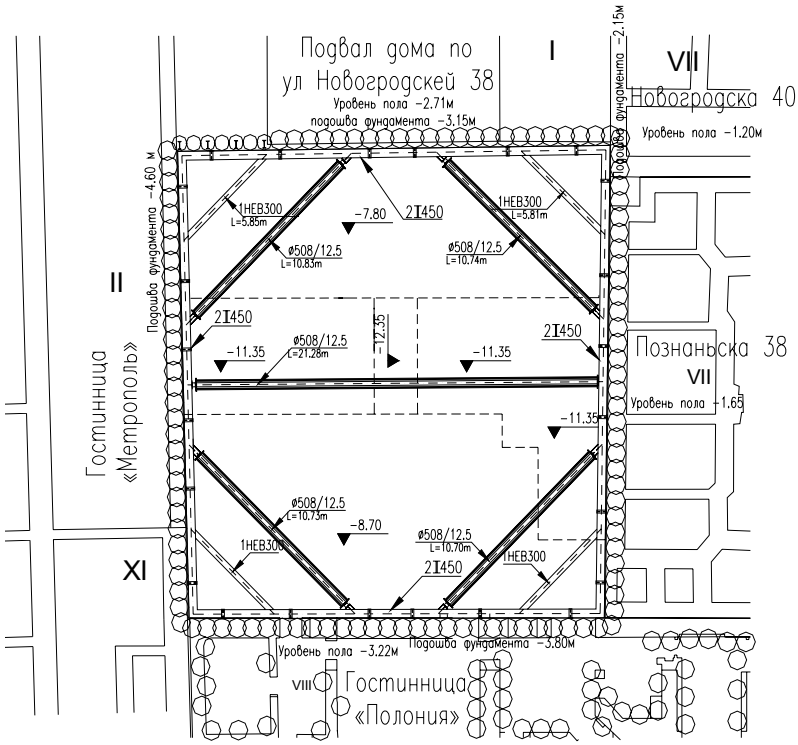


Рис.5 План котлована вместе с размещением распорок

Рис.6 Вид на глубокий котлован и стальные распорки

Следующим шагом было выполнение рабочего проекта, в котором определенны такие этапы:

а) запроектирована последоватеольность выполнения и размещения блоков под стенами;

б) определены точные технологические параметры инъекции;

в) разработан график работ, вместе с определением очередности выполнения каждой секции;

г) в каждом из 9-ти характерных разрезов запроектирован определенный шаг колонн.

Всего запроектировано и выполнено более 2200 м инъекции. Использованно более 1600 тонн цемента. Вся работа была выполнена с декабря 2002 г. до февраля 2003 г., при неблагоприятных погодных условиях.

Работы по подхвату фундаментов начались в декабре 2002 г. В процессе работ по инъекции на каждом из этапов проводились обширные контрольные испытания. К основным требованиям принадлежат нижеуказанные испытания:

а) Во время приготовления цементного раствора контролировали его плотность при помощи ареометра или лабораторных весов и посуды определенной емкости. Раствор допускался в работу только после достижения плотности 1,75 г/см^3. Каждый день инженер контролировал записи оператора растворной станции касающиеся колличества приготовленного и перекаченного раствора для очередных колонн. Определено, что колличество закаченного раствора в каждом случае соответствовал проектным даным (т.е. 615 кг цемента на 1 п.м. колонны диаметром 1000 мм).

б) Во время инъекции раствором, из выходящего вокруг буровой штанги отверстия, отбирались пробы для испытания на прочность. Всего взято 12 серий проб (при количестве не менее 10). Испытания проб проводились по истечении 7 и 28 дней. Решение о начале работ по выемке грута и глубине откопки котлована принималось на основании удовлетворительных результатов испытаний проб цементогрунта на прочность. Полученная прочность после 28 суток составила 7 МПа и была значительно выше проектной 2,8 МПа.

в) Испытана с помощью пенетрометра скорость схватывания цементогрунта на портландцементе и шлакопортландцементе. Результаты испытаний показали, что в данных грунтовых условиях первая инъекция каждой второй секции должна быть выполнена с использованием портландцемента. По организационным причинам и при низких температурах заполнение секций выполнено с использованием портландцемента «CEM I 32,5».

г) Во время работ 17 раз проводились обмеры выполненных колонн с помощью специального обмерочного приспособления. Обмеры пробной колонны, выполненной 3 декабря 2002 г. перед инъекционными работами и в отдалении от зданий показали, что достигнут диаметр колонны 1,05 м на глубине 29,6 м ниже уровня нулевой отметки воды в р. Висла (абс. отм. 77,870 м в Балтийской системе высот) – в слое песков. После откопки пробной колонны Р 1 определен ее диаметр равный 115 см в слое песков. Измерение диаметров колонн, выполненных под фундаментами показали, что достигнуты нужные величин и это позволило продолжить работы согласно проекта. Под каждой стеной выполнено минимально 2 обмера колонн.

д) Во время инъекционных работ Генподрядчик проводил геодезические наблюдения за осадкой фундаментов зданий. Результаты были переданы инспектору по надзору и служили основанием для оценки выполненных работ, а также для оценки состояния безапасности стен соседних домов, примыкающих к котловану.

е) Перед началом земляных работ по устройству котлована, из открытых 6 шурфов произведен визуальный контроль фундаментов и подпорных стен из цементогрунтового массива. Подтверждено, что опирание стен выполненно правильно, в соответствии с проектом. После подтверждения, что усиление выполнено качественно: получены нужные диаметры колонн, достигнута требуемая прочность цементогрунта, состояние усиления освидетельствовано вскрытыми шурфами (рис. 7), приступили к земляным работам по устройству котлована. На первом этапе выработка грунта была выполнена до глубины 6 м. На уровне -5,5 м заложен ряд стальных распорок, принимающих на себя горизонтальные силы. (рис. 5 и 6).

После установки распорок и их предварительного напряжения, производилось дальнейшее углубление котлована. Промежуточная глубина, достигающая 8,9 м была выполнена в июне 2003 г. С поверхности дна котлована выполнен дополнительный ряд колонн, обеспечивающий локальное заглубление до отметки -11,5 м (рис.1). Этот ряд выполнен из вертикальных колонн «*jet grouting*» диаметром 80 см, армированных двутавром № 30.

Как во время инъекционных работ, так и во время земляных работ по устройству котлована, проводились геодезические наблюдения. Результаты измерений представленны на рис. 8. Подтверждено, что осадка была небольшой и достигала 2-3 мм. Немного большие значения имели горизонтальные перемещения. Реперы были установлены на нескольких высотах и размещены по длинне на всех четырех стенах (по углам и середине стен).

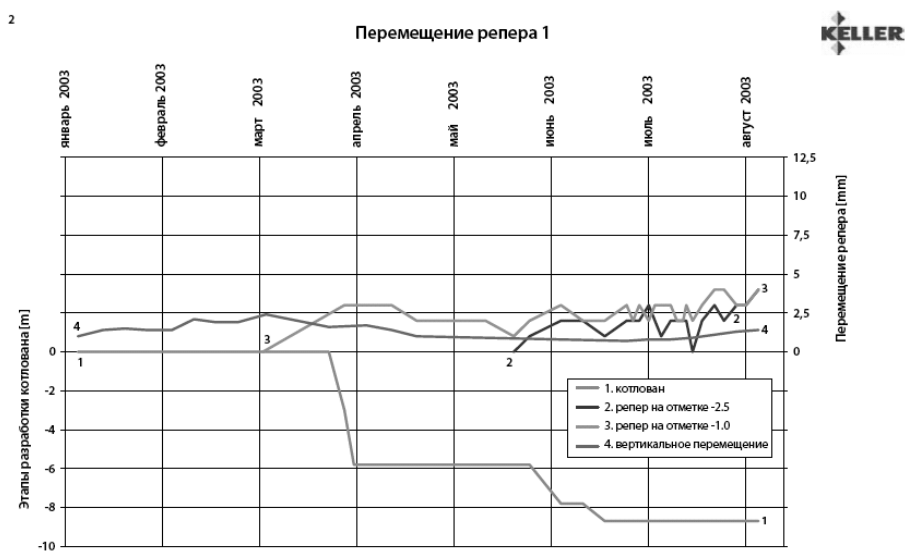
Рис.7 Контроль состояния закрепленного массива цементогрунта под подошвой существующих фундаментов

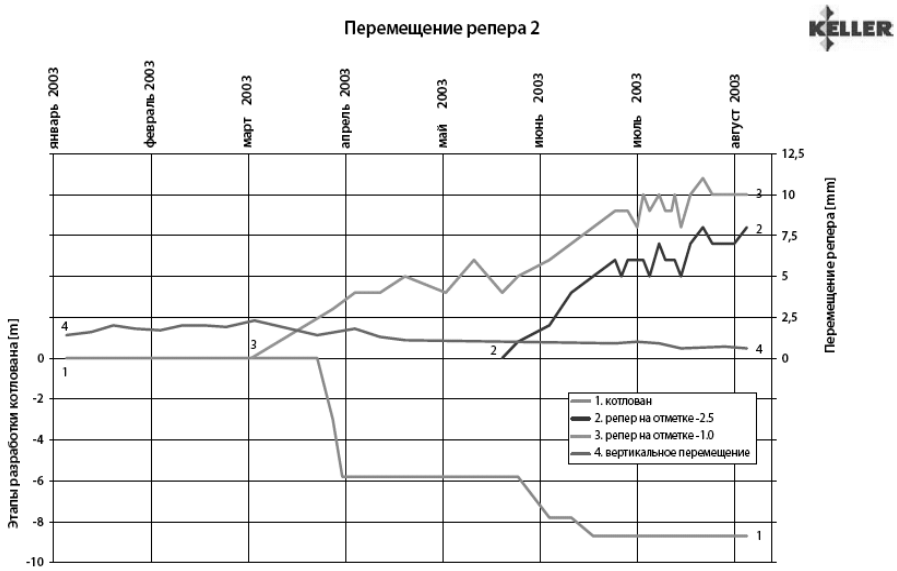
Результаты измерений четко показали, что горизонтальные перемещения зависят от

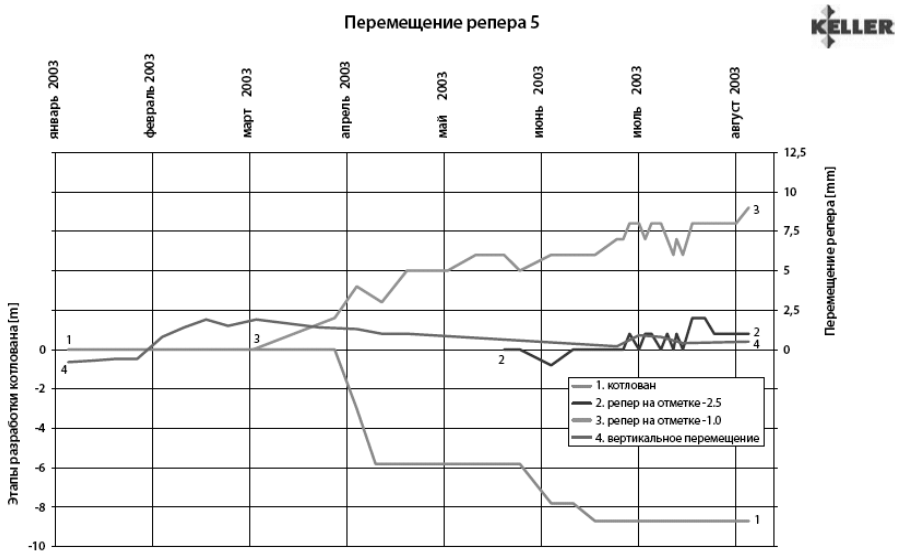
глубины котлована и местонахождением репера. Подтверждена явная тенденция увеличения горизонтальных перемещений с увеличением глубины котлована. Местонахождение измерительного пункта также влияло на результаты измерения перемещений. Значительно большие перемещения наблюдались на реперах, размещенных по середине стены (рис. 8, реперы № 2 и 5), которые развиваются из-за отсутствия в этих местах элементов жесткости, т.е. поперечных стен. Полное горизонтальное перемещение, определенное по реперам, было около 10 мм. Напротив, измерительные пункты, находящиеся по углам котлована (№ 1 и 8), получили перемещение 3-4 мм. Нужно обратить внимание на то, что измеренные горизонтальные перемещения с большой точностью соответствуют перемещениям, какие можно было ожидать при рассмотрении случаев, описанных в зарубежной технической литературе.

В рекомендациях Немецкого Геотехнического Общества, касающихся строительных котлованов, говорится о возможности появления горизонтальных сдвигов стенок котлована отвечающим 0,001 высоты стены. В нашем случае максимальная глубина котлована достигла 11,5м, что давало вероятность ожидать горизонтальных перемещений 11 мм, и в последствии было подтвержденно измерениями.

Одновременно с усилением фундаментов зданий соседствующих с глубоким котлованом, проводились работы внутри гостиницы Полония. Ввиду необходимости выполнения в подвалах коммуникаций, а именно вентиляции и шахты для лифта, возникла необзодимость углубления подвала с 1 до 2 метров. В этом случае также было принято решение использовать струйную инъекцию. Под всеми несущими стенами гостиницы запроектированы и выполнены колонны диаметром 100 см, обеспечивающие передачу нагрузок от фундаментов на нижерасположенные слои грунта. Колонны выполнены при помощи небольшой буровой установки типа КБ 1, называемой «подвальной мышью». Эта машина способна выполнять работы в помещениях высотой 2,2 м и проезжать в проемы шириной 80 см (рис. 9).




Перемещение репера 2
KELLER
январь 2003
февраль 2003
март 2003
апрель 2003
май 2003
июнь 2003
июль 2003
август 2003
Этапы разработки котлована [m]
Перемещение репера [mm]
12,5
10
7,5
5
2,5
0
-2
-4
-6
-8
-10
1. котлован
2. репер на отметке -2.5
3. репер на отметке -1.0
4. вертикальное перемещение


Перемещение репера 5
KELLER
январь 2003
февраль 2003
март 2003
апрель 2003
май 2003
июнь 2003
июль 2003
август 2003
Этапы разработки котлована [m]
Перемещение репера [mm]
12,5
10
7,5
5
2,5
0
-2
-4
-6
-8
-10
1. котлован
2. репер на отметке -2.5
3. репер на отметке -1.0
4. вертикальное перемещение

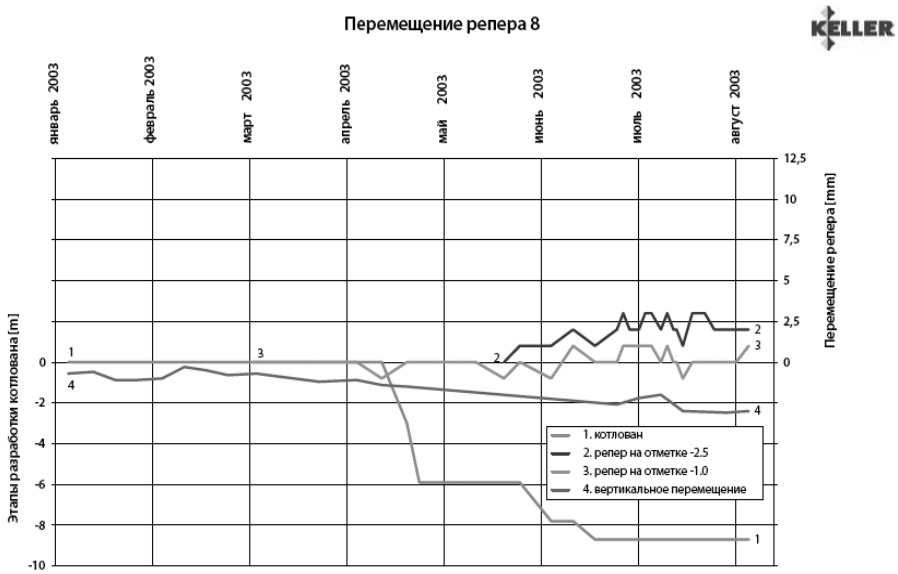


Рис.8 Примеры премещений реперов

Рис.9 Работы по инъектированию в подвалах гостинницы

Кроме больших логистических трудностей, связанных с установкой стационарных механизмов и оборудования в стесненных условиях центра Варшавы, доставкой цемента и вывоз производственных отходов, неблагоприятных погодных условий (температура до -20°C), данные работы, в таком объеме и в сложном месте в Польше были успешно выполнены. Проект реализован в сжатые сроки и в соответствии с пожеланиями Заказчика. Полученные результаты подтверждают, что усиление фундаментов по технологии Soilcrete является одним из эфективных способов обеспечения устойчивости стен глубоких котлованов, особенно в центральной части мегаполисов.

Исследование укрепления песчаного грунта инъекцией глиноцементного раствора

А.П. Хамов
Российская открытая академия транспорта Московского государственного университета путей сообщения «МИИТ», Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Приводятся результаты исследований укрепления маловлажного мелкого рыхлого песка инъекцией глиноцементного раствора, с использованием специального забивного инъектора, позволяющего нагнетать раствор в грунт отдельными порциями с использованием гидравлического удара. Достигнута высокая эффективность укрепления песчаного грунта по этой технологии.

1. ВВЕДЕНИЕ

В мегаполисах при реконструкции зданий и повышении их этажности требуется усиление основания фундамента. В настоящее время основным методом укрепления песчаного грунта является химическое закрепление. Этот метод трудоёмкий, так как требует предварительных исследований химического состава грунта, коэффициента фильтрации и других характеристик. Время необходимое для закрепления грунта в значительной степени зависит от его характеристик. Известный метод непрерывного нагнетания раствора в песчаный грунт по трещинам разрыва приводит к выходу значительного количества раствора на поверхность, что уменьшает возможность пропитки грунта раствором и увеличивает его потери. В связи с этим автором выполнены специальные конструкторские и опытные работы по повышению эффективности этого метода. Следует отметить, что ранее автором были выполнены аналогичные исследования в глинистых грунтах, которые показали эффективность разработанной технологии. Предстояло выяснить характер и качество укрепления песчаных грунтов путем нагнетания глиноцементного раствора, используя разработанную автором технологию.

2. СОСТАВ И МЕТОДИКА

Площадка для проведения опытных работ располагалась в городе Москве в районе Свиблово. Перед началом работ пробурили скважину в центральной части опытной площадки на глубину 3,0 м с отбором образца через 0,5 м и определением физико-механических свойств в лабораторных условиях. В результате было установлено, что с поверхности до глубины 0,5 м залегают насыпные грунты, подстилаемые до глубины 1,0 м суглинками тугопластичными, ниже которых до глубины 3,0 м залегают пески мелкие, рыхлые, маловлажные. Для инъекции глиноцементного раствора в песок было использован специальный забивной инъектор, разработанный автором.

Этот инъектор работает следующим образом. При движении поршня вниз раствор из-под поршня нагнетается в грунт. При этом обратный клапан в наконечнике открывается, а обратный клапан в поршне закрывается. Движение поршня вниз осуществляется ударами по наголовнику инъектора, возвратная пружина при этом сжимается. После этого под действием возвратной пружины поршень движется вверх. Обратный клапан в наконечнике инъектора закрывается, а обратный клапан в поршне открывается, и раствор всасывается под поршень. При ходе поршня вниз возникает гидравлический удар, нагнетание крепящего раствора

производится отдельными порциями.

Схема этого инъектора показана на рис. 1.

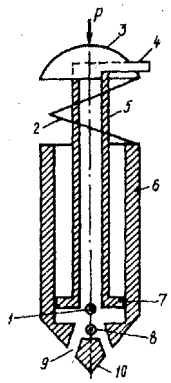


Рис. 1. Схема устройства инъектора
1 – обратный клапан в поршне; 2 – пружина; 3 – наголовник; 4 – штуцер; 5 – полый шток; 6 – корпус инъектора; 7 – поршень; 8 – обратный клапан в наконечнике; 9 – отверстия; 10 - наконечник.

Схема расположения скважин инъекции C_1, C_2, C_3 на опытной площадке, а также буровых скважин C_4, C_5 и C_6 для контроля распространения раствора в грунте приведена на рис. 2.

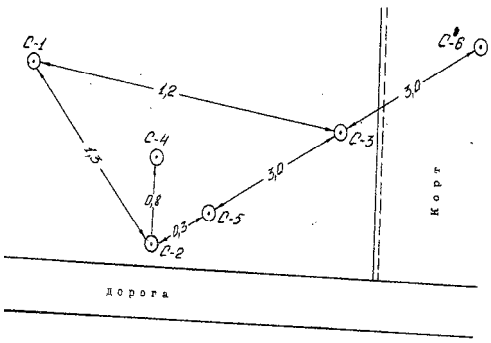


Рис. 2. Схема расположения скважин инъекции C_1, C_2, C_3 и бурения C_4, C_5 и C_6 на опытной площадке

Отбор образцов грунта после инъекции глиноцементного раствора производили через 0,5 м. Инъектор погружали в грунт на глубину 1,7 м. Забивку производили молотом весом 30 кг, этим же молотом производили нагнетание глиноцементного раствора в грунт.

В скважинах C_1 и C_2 отверстия для инъектора были предварительно пробурены на глубину 0,5-0,7 м. При нагнетании раствора в скважину C_1 было обнаружено, что раствор проходит плохо. Инъектор был извлечен из грунта и забитые грунтом отверстия в его наконечнике были прочищены. Инъектор снова был погружен на требуемую глубину, и была произведена закачка 20 литров глиноцементного раствора, имевшего водоцементное отношение Ц/В=1:4,5. При этом в раствор добавляли бентонитовую глину в объеме равном половине объема цемента. Производительность закачки раствора составила 1 литр в минуту. После закачки раствора в скважине C_1 он был извлечен и по периметру наконечника инъектора в местах расположения отверстий была вырезана канавка, в которую было уложено резиновое кольцо. После этого инъектор был погружен в скважину C_2, и проведена закачка глиноцементного раствора. Расход раствора составил 2,5 литра в минуту. Общий объем раствора, закаченного в эту скважину, составил 20 литров. Затем инъектор был извлечен и погружен в скважину C_3 на глубину 1,5 м, и было закачено 40 литров глиноцементного раствора. Затем инъектор был погружен на глубину еще 0,2 м, и была выполнена закачка глиноцементного раствора с повышением в 2 раза содержания цемента при прочих равных условиях с другими скважинами. Незначительный выход нагнетаемого раствора на поверхность грунта наблюдался в устье скважины C_2. Через день после инъекции раствора в грунт было произведено бурение скважин C_4, C_5 и C_6 с отбором образцов грунта через 0,5 м до глубины 3,0 м. В результате было установлено, что песок, расположенный выше наконечника инъектора и на глубину как минимум 3 м от поверхности грунта, был пронизан и скреплён глиноцементным раствором в отличие от неукрепленного песка, образцы которого рассыпались. В скважинах C_4 и C_6 на глубине 1,0 м были обнаружены полости толщиной 10 см, заполненные глиноцементным раствором. Через месяц после закрепления грунта глиноцементным раствором экскаватором была вскрыта опытная площадка на глубину 1,7 м, а местами на глубину до 3 м. Было обнаружено, что в местах выхода глиноцементного раствора из инъектора, образовались небольшие уширения из цементного камня диаметром 5-10 см. Во время вскры-

тия котлована были отобраны образцы укрепленного грунта на глубинах 1,0, 1,5, 2,5, 3,0 м.

Исследования этих образцов в лабораторных условиях показали, что песчаные грунты превратились в суглинок и имели прочность на одноосном сжатии 1,0-1,2 кгс/см^2. Было обнаружено, что поверхность укрепленного грунта имеет цвет цементного камня с вкраплениями коричневатых кругов диаметром 8-10 см. Вскрытая площадка укрепленного грунта имела прямоугольную форму, при этом стороны прямоугольника отстояли примерно на 1,0 м от скважин инъекций C_1, C_2 и C_3. Следует отметить, что инъектор для исследований в глинистых грунтах имел уширение на глубине 1 м от поверхности грунта, так что поднимающийся вверх по боковой поверхности инъектора глиноцементный раствор менял направление на горизонтальное. В результате в этом месте образовалась горизонтальная трещина, заполненная этим раствором. Диаметр трещины составлял 30-50 см, толщина 3-7 см. Аналогичные трещины были обнаружены А. Камбефором при горизонтальной инъекции в песчаном грунте.

3. ВЫВОДЫ

1. Проведенные исследования показали эффективность нагнетания глиноцементного раствора в песчаный грунт для его укрепления через отверстия в наконечнике инъектора с использованием дискретной подачи раствора в грунт и гидравлического удара.

2. На основе этих исследований разработана технология укрепления песчаных грунтов для опытного применения.

3. В отличие от исследованных глинистых грунтов, где размер уширения под наконечником при прочих равных условиях имел диаметр до 30 см и более, в песчаных грунтах это уширение составило 5-10 см, а остальной раствор был инъектирован в песчаный грунт. Это можно объяснить более интенсивным выпадением цемента из раствора в осадок под наконечником в глинистых грунтах вследствие того, что коэффициент фильтрации глинистых грунтов значительно меньше, чем песчаных. Максимально наблюдаемое расстояние, на которое распространялось укрепление песчаного грунта, составило 3 м от устья скважины инъекции в плане и по глубине.

Исследования, выполненные автором по нагнетанию раствора в глинистые грунты, указывают на важность направления выхода раствора из инъектора для укрепления грунта по отношению к вертикали.

4. ЛИТЕРАТУРА

Камбефор А. 1971. *Инъекция грунтов.* –М.: Энергия, – 332 с.

А.П. Хамов -97. О применении инъекций глиноцементного раствора для усиления оснований зданий и сооружений. Ж/Л /*Основания, фундаменты и механика грунтов*/ №320-22 с.

А.П. Хамов -1981. А.с. № 868000 МКИЗ ЕО2Д 3/12. Забивной инъектор- // *Открытия. Изобретения.* -.№ 36 -32 с.

А.П. Хамов 1982. А.с. № 903483. МКИЗ Ео 2д 27/28. Способ укрепления основания // *Открытия. Изобретения.* - - № 5. – 30 с.

Христианович С.А. 1981. *Механика сплошной среды*. -М.: Наука, -483 с.

Геологические риски в градостроительстве

Геофизические технологии в процессе изысканий в сложных инженерно-геологических условиях города Владивостока

П.А. Аббасов, Н.Г. Шкабарня, Г.Н. Шкабарня
Дальневосточный научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт по строительству Российской академии архитектуры и строительных наук («ДальНИИС РААСН»), Владивосток, Россия

АННОТАЦИЯ: Для повышения качества инженерно-геологических изысканий в сложных условиях города Владивостока предлагается использовать технологию электрической томографии. Применение этой технологии в комплексе с редкими скважинами позволит производить построение инженерно-геологических разрезов практически с непрерывным определением свойств грунтов и с учетом опасных геологических процессов. В статье приведен пример применения на одной строительной площадке.

Низкое качество инженерно-геологических изысканий на многочисленных площадках строительства промышленных и гражданских объектов города Владивостока объясняется тем, что физико-механические и водно-физические свойства грунтов, а соответственно их несущая способность определяются в дискретных точках. Для получения пространственной картины изменения этих свойств проводят построение инженерно-геологических разрезов, используя метод интерполяции. В условиях горного рельефа и сложного структурно-тектонического строения геологической среды такая методика приводит к ошибкам при обнаружении и прослеживании тектонических разломов, зон трещиноватости и дробления, ослабленных слоев на склонах сопок, природных и техногенных пустот и других неоднородностей. Проектирование с использованием дискретных данных о свойствах грунтов не может гарантировать безопасную и долговечную эксплуатацию различных сооружений, в том числе и объектов для проведения саммита АТЭС.

Для пространственного картирования инженерно-геологических параметров можно использовать густую сеть скважин с отбором проб грунта. Но, учитывая стоимость бурения, такая методика является очень дорогой. Кроме того, в условиях крутых склонов и других трудно доступных местах бурение скважин не всегда возможно. Поэтому в комплексе с единичными скважинами в процессе изысканий предлагается использовать геофизические технологии, среди которых ведущими являются электрическая томография, маолглубинная сейсморазведка и георадиолокация. Основным назначением технологий является непрерывное определение физических параметров грунтов (удельного электрического сопротивления, поляризуемости, диэлектрической проницаемости, скорости упругих волн, акустической жесткости) по трем координатам геологической среды, а при необходимости по четырем (x, y, z, t). По данным редких скважин определяются связи физических параметров с инженерно-геологическими, которые позволяют производить построение инженерно-геологических разрезов практически с непрерывным установлением несущей способности грунтов на площадках строительства.

В настоящее время Дальневосточным научно-исследовательским институтом по строительству (ДальНИИС РААСН) проводятся исследования по разработке и внедрению такой технологии. На первом этапе создана и внедряется методология электрической томографии, основанная на математическом моделировании электрических полей для многоэлектродных систем наблюдений в условиях горизонтально-неоднородных сред.

Город Владивосток расположен на полу-

острове Муравьева-Амурского в предгорьях южных отрогов хребта Сихотэ-Алинь. Наиболее высокие хребты с отметками 300-400метров ориентированы с юго-запада на северо-восток. Восточные склоны короткие и крутые, западные – длинные и пологие, постепенно переходящие у побережья Амурского залива в почти горизонтальную террасовидную поверхность шириной до 1 км. Речные долины полуострова горного типа, малых размеров с V-образными поперечными профилями.

Большую часть территории занимают склоны и водоразделы, которые покрыты чехлом рыхлых отложений различной мощности. Мощность их увеличивается вниз по склону, изменяется обычно в диапазоне 0.2–5 метров, а при пологих склонах у подножья достигают 10 метров и более. Отложения подразделяются на делювиальные, элювиальные и коллювиальные. В их составе преобладают суглинистые разности, реже супеси и глины, которые переслаиваются с дресвой и щебнем. Содержание песчаной фракции обычно низкое. По прочности грунты могут различаться в диапазоне от низкой прочности до полутвердой консистенции.

Под чехлом рыхлых отложений, а иногда с поверхности, залегают скальные и полускальные породы прибрежно-морской, терригенной, вулканогенной и вулканогенно-осадочной, а также интрузивной формации мела, триаса и перми. Коренные породы представлены в основном песчаниками, алевролитами, аргиллитами, углистыми аргиллитами, конгломератами, риолитами, риолитовыми порфирами, порфиритами и их туфами, туфобрекчиями, гранитами, гранодиоритами, диоритами, диабазалями. Все они являются, в основном, малопрочными или среднепрочными, за исключением многочисленных участков сильновыветрелых и сильнотрещиноватых пород низкой прочности, приуроченных, как правило, к зонам тектонических разломов.

Кварцевые и аркозовые песчаники терригенной и прибрежно-морской формаций являются плотными и слаботрещиноватыми. Полимиктовые песчаники встречаются чаще, они содержат прослои и линзы алевролитов и мелкогалечниковых конгломератов. Алевролиты и аргиллиты, в основном сильнотрещиноватые и сильновыветрелые. Конгломераты по физико-механическим свойствам занимают промежуточное положение, они характеризуются плохой сортировкой материала и часто переходят в грубозернистые песчаники с галькой кремнистых и глинистых пород.

Комплекс вулканогенных и вулканогенно-осадочных образований характеризуется сильной фациальной изменчивостью. Среди пород преобладают лавы среднего и кислого состава. Диапазон измерения физико-механических свойств очень широк: от низкой прочности в зонах трещиноватости до прочных.

Порода комплекса интрузивной формации представлена, в основном, гранитами, гранодиоритами и диоритами. Породы характеризуются сильной выветрелостью в верхней части разреза. Мощность зоны выветривания, представленной щебенистыми образованиями, достигает первых десятков метров.

Речные долины полуострова занимают небольшую часть городской территории. Днища долин, речные и морские террасы сложены поверхностными грунтами, представленными аллювиальными и аллювиально-морскими отложениями. В их состав входят песчано-гравилистые и валунно-песчаные разности, супеси и суглинки с включениями гальки и прослоями песка, глинистыми песками, илами и заиленными песками. В разрезах речных долин характерно распространение мягкоэластичных глин, илов, текучепластичных суглинков, торфов и других грунтов с очень низкими прочностными свойствами. Но именно эти площади, несмотря на сложные инженерно-геологические условия, практически полностью застроены различными объектами, особенно промышленного назначения.

Таким образом, в связи с небольшой мощностью рыхлых отложений, значительной выветрелостью и трещиноватостью коренных пород фундаменты нередко опираются на породы, потерявшие жесткие связи. При застройке речных долин, особенно в устьевых частях, основанием фундаментов чаще всего служат слабые грунты.

В целом толщи коренных пород в пределах города смяты в сложные складки, а складчатые структуры осложнены многочисленными разломами. Медленные современные тектонические движения имеют сложную дифференциацию, проявляются с различной скоростью и знаком, протекают с

предельной напряженностью. Отдельные морфоструктуры испытывают слабые тектонические поднятия и относятся к области замедленной денудации и активной аллювиальной и склоновой аккумуляции.

Наличие дефицита и избытка мощности земной коры создает нарушение изостатического равновесия, что свидетельствует о подвижности территории города. Специалисты оценивают уровень сейсмичности до 8 баллов по шкале MSK-64 [2].

Территория города находится на перемычке между впадинами Амурского и Уссурийского заливов. Первый представляет собой систему кайнозойских и четвертичных грабенов глубиной до 150 м и частично погруженных под воды Японского моря. Он образован почти параллельными системами омоложенных разломов, проходящих вдоль западного и восточного берегов. Уссурийский залив характеризуется по дну как плоская равнина, слабо расчлененная неглубокими (50–150 м) грабенами шириной до 5 км. Структура с востока ограничена Аскольдовским разломом, с запада – Западно-Уссурийским. Геологические разрезы на площадках строительства осложнены большим количеством оперяющих разломов.

Экзогенные процессы здесь также характеризуются широким развитием. Они представлены выветриванием, оползнями, обвалами, осыпями, склоновой и речной эрозией, абразией и просадками грунтов над техногенными пустотами. Наибольшие трудности при освоении склоновых участков создают оползни. Известно, что развитие оползней на площадках строительства увеличивает стоимость работ на 20–100%. Все эти процессы, наряду с литологическими особенностями грунтов, часто являются причиной возникновения чрезвычайных ситуаций. Однако ограниченность земельных ресурсов на территории города вынуждает осваивать участки с неблагоприятными условиями [1]. При их освоении возникает необходимость в выполнении детальных инженерно-геологических изысканий.

Для оценки сложного структурно-тектонического строения участков строительства имеет смысл применять новые геофизические технологии, позволяющие получать исходные данные с высокой плотностью и точностью измеряемых параметров. Одной из таких технологий является электрическая томография [3], реализующая плотное размещение большого количества (до нескольких сотен) электродов на профилях.

Эта технология, как одна из модификаций метода сопротивлений и вызванной поляризации, основана на различии удельных электрических сопротивлений и поляризуемостей горных пород. Становление ее связано с созданием многоканальных измерительных комплексов со встроенными микропроцессами и памятью, что позволяет контролировать работоспособность всех узлов аппаратуры и управлять переключением питающих и приемных электродов. В настоящее время многоканальные комплексы производятся во многих странах и наиболее известными являются компании Франции, Швеции, США, Канады, Англии и Германии.

За рубежом электрическая томография широко применяется при решении задач инженерной геологии, геоэкологии, гидрогеологии и археологии. Среди задач преобладают исследования для геоэкологического картирования, оценки условий залегания и выделения ореолов загрязнения подземных вод, технической оценки различных фундаментов, обнаружения утечек вредных веществ из хранилищ. Судя по опубликованным работам, относительно простые геологические разрезы изучаются по глубине до 40 метров, что определяется характером поставленных задач.

Новые задачи по детальному изучению инженерно-геологических разрезов города Владивостока потребовали теоретических разработок, связанных с математическим моделированием электрических полей для многоэлектродных систем наблюдений. Известно, что моделирование полей приходится использовать на всех этапах электроразведочных работ от проектирования до построения геоэлектрической модели изучаемой среды, но основное внимание уделяется оценке разрешающей способности новой модификации.

Для решения задач на первом этапе выбраны модели, которые включают слоистые разрезы, а также среды с клиновидными и локальными объектами. Эти модели отражают фрагменты реальных геоэлектрических разрезов и имеют решения по определению потенциала в поле точечного источника. На основе этих решений разработано программно-математическое обеспечение

расчета кажущихся сопротивлений для томографических систем наблюдений с выбором разных единичных установок, которые применяются в методах электрического зондирования и профилирования.

В результате анализа данных моделирования поля при различных соотношениях геометрических и физических параметров выбранных сред, разных расположениях многоэлектродных установок установлены закономерности аномальных полей, определены критерии обнаружения и прослеживания неоднородных объектов. Установлено, что основными критериями выделения промежуточных слоев, выклинивающихся пластов и локальных объектов в разрезе кажущихся сопротивлений служат форма аномальных областей, закономерности изменения градиентов поля, взаимное расположение нормальных и обратных по знаку аномальных значений поля. На основе анализа предложены приемы определения предварительных геометрических параметров различных неоднородностей разреза по расположению изолиний кажущихся сопротивлений в зоне их сгущения.

Разработанные алгоритмы и программы оперативного расчета электрических полей, результаты анализа данных моделирования, критерии обнаружения неоднородностей в геологическом разрезе позволили выбрать рациональные системы наблюдений, оценить информативность электрической томографии и устранить эквивалентные решения при формировании инженерно-геологических моделей.

В последние семь лет накоплен определенный опыт по применению электрической томографии на многих (более 20) строительных площадках города Владивостока. В процессе работ применяется вначале многоканальная аппаратура Е60-В производства компании GeoPen (КНР), а затем с 2005 года комплекс SARIS компании Scintrex Ltd. (Канада). При исследованиях каждый раз определялись рациональные методические приемы проведения полевых работ, предварительно формировались фоновые (априорные) геоэлектрические модели, на конкретных участках вырабатывалась стратегия решения обратной задачи.

В результате применения предлагаемой технологии на каждом участке построены детальные геоэлектрические разрезы, которые с помощью данных бурения редких скважин были трансформированы в инженерно-геологические с определением геометрических и физических свойств различных неоднородностей. При этом, как правило, устанавливалось пространственное залегание скальных пород и рыхлых грунтов по латерали и глубине, выделялись разрывные нарушения, прослеживались зоны трещиноватости и дробления скальных пород, ослабленные слои на склонах сопок, а также участки интенсивного выветривания и обводнения грунтов.

В качестве примера рассмотрим результаты исследований на участке Института химии ДВО РАН. Геофизические работы проведены на прямолинейных профилях протяженностью до 100 м с равномерным расположением электродов в системе через три метра. Направление профилей выбрано с севера (начало) на юг.

Измерения параметров поля проведены с выбором единичных установок Веннера и Шлюмберже. Обработка и интерпретация данных выполнена на ПЭВМ и подразделялась на несколько этапов. Построение окончательных геоэлектрических разрезов осуществлялось с помощью программы Res2Dinv (Geotomo software, 1995-2009), где для математического моделирования поля выбрана двумерная модель, состоящая из большого количества прямоугольных блоков. Использование информации о фоновой модели и критериях обнаружения различных неоднородностей позволило получить в результате достоверные геоэлектрические разрезы. Для демонстрации эффективности электрической томографии на рисунке 1 приведены геоэлектрические разрезы по участку, с учетом которых формировались окончательные инженерно-геологические разрезы в соответствии с требованиями СНиП 11-02-96.

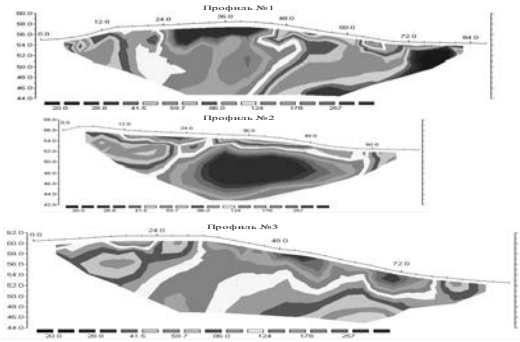


Рис. 1. Геоэлектрические разрезы участка Института химии по профилям №1, №2, №3. Шкала изолиний удельных сопротивлений в Омм.

Геолого-литологическое строение площадки характеризуется развитием в разрезе делювиально-элювиальных отложений, перекрытых техногенными грунтами. Подстилающими породами являются ороговикованные песчаники верхнепермского возраста.

Как видно, полученные разрезы имеют блочный характер с ярко выраженной вертикальной зональностью. Закономерности поведения удельных сопротивлений указывают на присутствие в разрезе крутопадающих границ, связанных с разрывными нарушениями.

В начале всех профилей выделен блок с удельными сопротивлениями от 45 до 100 Омм, отражающий зону дробления пород и включающий щебенистый грунт с суглинистым заполнителем. Здесь мощность делювиально-элювиальных отложений достигает 10 метров. В пределах зоны выделяются линзы увлажненных суглинистых грунтов (40–60 Омм), а на поверхности – сухие техногенные грунты (100–140 Омм).

Блок с удельными сопротивлениями от 100 до 300 Омм в средней части каждого профиля отражает область ороговикованных окварцованных песчаников. Мощность их в пределах возможной глубины исследования достигает 14 м. В целом это скальные породы, однако изменение сопротивлений по разным направлениям указывает на их трещиноватость. С севера область ограничена крутопадающим контактом, выходящим к поверхности на ПК 23 (ПР 1), ПК 30 (ПР 2), ПК 32 (ПР 3).

В южной части участка выделен блок пониженных сопротивлений (25–100 Омм), который связан также как и в северной части с щебенистым грунтом различного состава и суглинками. Крутопадающий контакт, отделяющий его от песчаников, уверенно прослеживается только на профиле 1. В пределах блока (ПР 1, ПР 3) отмечаем области наиболее низких сопротивлений (20–30 Омм), которая отражает места повышенной влажности рыхлых отложений. Эти места связаны с утечками вод из коммуникаций.

На профилях 2, 3 ввиду значительных размеров песчаников (36 м и 44 м) рыхлые грунты выделяются на самом конце профилей. Делювиально-элювиальные отложения являются продуктом физического выветривания ороговикованных песчаников. Они остались на месте своего образования и сохранили свою структуру и текстуру материнских пород. Эти отложения хорошо выделяются на профиле 3, где они залегают ниже техногенных грунтов: смеси щебня и дресвы (70–80 %), суглинков и супеси (20–30 %), строительного мусора (5 %).

После геологического истолкования геоэлектрических разрезов с использованием данных бурения построены инженерно-геологические разрезы на участке, которые оказали существенную помощь на стадии проектирования и выбора типа фундамента.

ВЫВОДЫ

1. Инженерно-геологическое строение города Владивостока характеризуется сложными условиями, которые связаны с горным рельефом местности, литологическим составом грунтов и широким развитием опасных геологических процессов. На горных склонах сверху преобладают маломощные суглинистые отложения, которые переслаиваются дресвой и щебнем, по прочности они различаются в диапазоне от низкой прочности до полутвердой консистенции. В разрезах речных долин залегают глины, илы, текучепластичные суглинки с низкими прочностными свойствами, а днища долин выполнены супесями, суглинками, песчано-гравилистыми и валунно-песчаными отложениями. Скальные грунты, представленные, в основном, песчаниками, алевролитами, аргиллитами, порфиритами, гранитами, диоритами являются малопрочными и среднепрчными, за исключением участков сильновыветрелых и сильнотрещиноватых пород низкой прочности.

2. Коренные породы смяты в сложные складки, а складчатые структуры осложнены многочисленными разломами. Медленные современные тектонические движения имеют сложную дифференциацию и протекают с предельной напряженностью. Экзогенные процессы характеризуются широким развитием и представлены выветриванием, оползнями, обвалами, осыпями, склоновой и речной эрозией, абразией и просадками грунтов над техногенными пустотами. Наибольшие трудности при освоении склоновых участков создают оползни.

3. Низкое качество инженерно-геологических изысканий на строительных площадках объясняется тем, что физико-механические и водно-физические свойства грунтов по данным бурения скважин определяются в дискретных точках. В сложных инженерно-геологических условиях города такая методика приводит к ошибкам при обнаружении тектонических разломов, зон трещиноватости и дробления, ослабленных слоев и линз на склонах сопок, техногенных полостей. Для пространственного картирования инженерно-геологических параметров предлагается совместно с редкими скважинами использовать электрическую томографию, малоглубинную сейсморазведку и георадиолокацию. Также технологии обеспечивают практически непрерывное определение физических параметров грунтов по трем координатам геологической среды, а при необходимости по четырем.

4. На первом этапе для повышения эффективности геофизических технологий при инженерно-геологических изысканиях в городе Владивостоке выполнены теоретические разработки метода электрической томографии, связанные с математическим моделированием электрических полей для многоэлектродных систем наблюдений. Решены прямые задачи, разработаны алгоритмы и программы расчета параметров поля для слоистых разрезов и сред с клиновидными и локальными объектами. На основе анализов результата моделирования установлены закономерности аномальных полей, критерии обнаружения и прослеживания различных неоднородностей в геологической среде.

5. Полученные закономерности поля использовались для интерпретации данных электрической томографии, полученных при инженерно-геологических изысканиях на строительных площадках города. С целью исключения эквивалентных решений формировалась фоновая геоэлектрическая модель, оценивалась степень слоистости среды, выделялись структуры и блоки, определялись предварительные геометрические и физические параметры разреза. Преимущества методики электрической томографии рассмотрено на примере строительной площадки Института химии ДВО РАН, где детально изучены литологические особенности грунтов и структурно-тектоническое строение инженерно-геологического разреза. Результаты этих работ оказали существенную помощь на стадии проектирования и выбора типа фундамента.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аббасов П.А., Петрашень А.С., Кугно В.С. Освоение неудобных территорий в плотной городской застройке. Владивосток: «Дальпресс», 2007. 147 с.

2. Олейников А.В., Олейников Н.А. Геологические признаки сейсмичности и палеосейсмология южного Приморья. Владивосток: «Дальнаука», 2001. 185 с.

3. Шкабарня Н.Г., Шкабарня Г.Н., Голованов Б.Е., Горелов В.В. Электрическая томография при инженерно-геологических изысканиях. Владивосток: «Дальнаука», 2006, выпуск 10. с. 262-271.

4. Шкабарня Н.Г., Ростовская Н.Е. Оползневые процессы на территории Приморского края. Сб. тр. межд. конф. «Стихия, строительство, безопасность». Владивосток: изд. «Дальнаука», 2008. с. 294-299.

О компьютеризации диалога между изыскателями и геотехниками

В.А. Барвашов
НИИОСП, Москва, Россия.

Г.Г. Болдырев
НПЦ Геотек, Пенза, Россия.

Р.С. Зиангиров
Мосгоргеотрест, Москва, Россия.

А.А. Маляренко
ООО НПФ «SCAD Soft», Москва, Россия.

В.В. Монахов
Группа компаний «ГЕОТЕХ», Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Обработку данных инженерно-геологических изысканий (ИГИ) и проектирование зданий/сооружений можно объединить в рамках одного процесса, который обеспечит возможность интерактивного взаимодействия геологов-изыскателей и проектировщиков-геотехников, на основе математического моделирования чувствительности системы «основание-фундамент-сооружение» (ОФС) к неопределенности и разбросу данных ИГИ. Приведена таблица чувствительности системы ОФС к вариациям исходных данных. Показаны возможности варьирования неопределенности данных ИГИ для оценки чувствительности системы ОФС

1. ВВЕДЕНИЕ

Геологи-изыскатели и проектировщики-геотехники работают в условиях *дефицита и неопределенности* данных инженерно-геологических изысканий (ИГИ). Данные ИГИ характеризуются разрозненностью (большие расстояния между точками измерения), неизбежными погрешностями, разбросом и невозможностью однозначной интерпретации. К этому добавляется человеческий фактор: субъективизм оценок данных измерений, субъективная ручная графическая обработка данных (например, построение границ инженерно-геологических элементов вручную). По этим данным с помощью весьма *приближенных* калибровочных формул определяются параметры для расчета зданий/сооружений. При больших разбросах эти данные *осредняются*. *Дефицит* данных восполняется субъективными оценками или интерполяцией, обычно линейной, которая не всегда достоверна (рис. 1, 2).

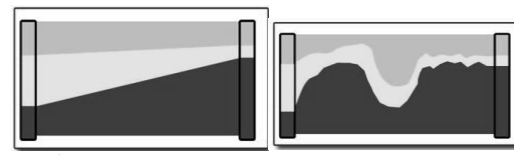


Рис.1. Принцип построения литологических границ (а) при использовании исключительно данных бурения (б) при использовании данных бурения и геофизических изысканий (ООО «НИИ ГЕОТЕХ», Москва)

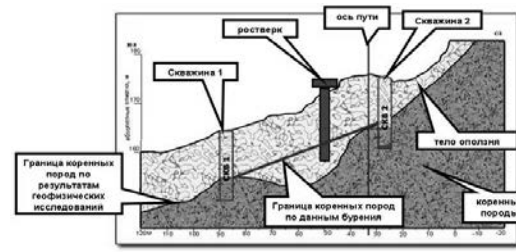


Рис. 2. Пример погрешности при построении литологических границ по данным бурения, которые были скорректированы в соответствии с результатами электроразведки и сейсморазведки (ООО «НИИ ГЕОТЕХ», Москва).

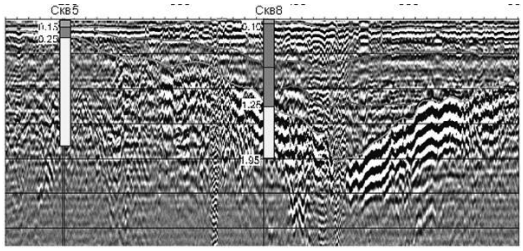


Рис. 3. Разрез, полученный с помощью георадара (ООО «НИИ ГЕОТЕХ», Москва)

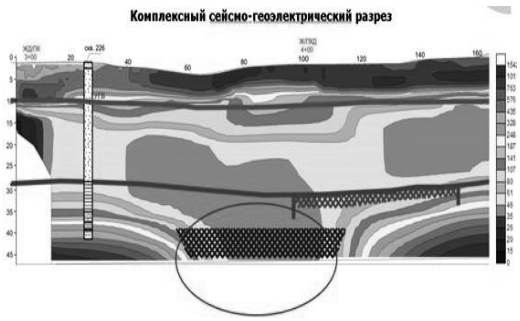


Рис. 4. Сейсмо-геоэлектрический разрез с выделением карстоопасной зоны между скважинами (ООО «НИИ ГЕОТЕХ», Москва)

Как видно на представленных разрезах, границы слоев грунта в основании могут быть далеки от прямолинейных, а по данным из скважин эти границы можно построить весьма условно. В то же время, применение комплекса геофизических методов исследований в пределах площадки строительства (георадиолокация, электроразведка, сейсморазведка), позволяющего получать непрерывную характеристику разреза, не регламентируется действующими нормативными документами (ГОСТ 20552-96, СП 11-105-97).

2. ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТЬ СИСТЕМЫ «ОСНОВАНИЕ-ФУНДАМЕНТ-СООРУЖЕНИЕ» (ОФС)

Удивительно, что в таких условиях неопределенности данных ИГИ аварии зданий/сооружений весьма редки. Это можно объяснить следующими причинами.

1. *«На фундаментах не экономят»*. Геологи-изыскатели и проектировщики-геотехники имеют четкое разделение зон ответственности согласно нормативным документам. Но их общая цель – не допустить нештатных ситуаций, поэтому: геологи занижают значения параметров грунта, а геотехники завышают запасы надежности. Это ведет к увеличению затрат, в чем заинтересованы производители работ, а часто и инвесторы, т.к. увеличение затрат ведет к увеличению капитализации здания/сооружения. Однако надежность и консерватизм – это не одно и то же. В других отраслях (космос, авиация, автомобилестроение и т.д.) требования обеспечения прочности, надежности, ограничения веса и стоимости конечного изделия конфликтуют между собой, а компромисс достигается только после сравнения очень большого числа пробных вариантов проекта. В геотехнике для принятия решения рассматривается лишь один или небольшое число вариантов проекта.

2. *Существенных факторов мало*. В 1897 г. итальянский математик Вильфредо Парето сформулировал свой принцип «80/20», современная трактовка которого принадлежит Дж. М. Джурану (1941 г.): «80% следствий возникают от 20% причин, 80% причин вызывают только 20% следствий». Этот принцип противоречит мнению, что все причины и следствия существенны в равной степени, и все их нужно учитывать. Конечно, 80% и 20% не являются физическими константами, а соотношение 80/20 приблизительно, но работает практическое правило: «существенных факторов мало, а несущественных много». Такая асимметрия характерна для всех сложных систем, к которым относится и система ОФС, и важно знать какие факторы и в каких случаях являются существенными, а какие – нет.

Чтобы выявить существенные факторы нужно исследовать *чувствительность* системы ОФС, т.е. зависимость ее поведения от вариаций исходных данных. Это можно сделать с помощью *компьютерного моделирования*. Такие исследования намного более доступны и дают намного больше информации, чем натурный мониторинг, но это виртуальные исследования. Очевидно, что для выявления общих качественных трендов поведения системы ОФС достаточно ограничиться сравнительно небольшим числом характерных расчетных схем – *эталонов*.

Такие исследования проводились (Барвашов и др. 1985, 1990, 2006, 2007, 2008, 2009; Barvashov et al. 2003, 2008). Таблица 1 обобщает результаты около 10000 численных экспериментов, выполненных с помощью компьютерной программы в системе

MathCad, основанной на точном математического решения (не МКЭ) задачи определения осадок и усилий в фундаменте системы ОФС в условиях плоской задачи. Учитывались сжимаемость основания, образование зон разрушения грунта под краями фундамента, конечная жесткость фундаментной плиты и надфундаментной конструкции и сжимаемость несущих колонн.

В таблице 1 даны оценки чувствительности поведения системы ОФС к вариациям исходных данных: 0 – влияние несущественно и его можно учитывать приближенно; 1 – влияние существенно; 2 – влияние весьма существенно, и необходим его особо точный учет.

Таблица 1

Рейтинг чувствительности системы ОФС						
Варьируемые исходные данные	Рейтинг чувствительности результатов расчета					
	Средние осадки	Прогибы	Кренны	Изгибающие моменты		Поперечные силы
				+	-	
Модуль деформации основания E	1	1	1	0	0	0
Параметры прочности грунта c, ϕ	1	1	1	1	1	1
Глубина заложения фундамента h	1	1	1	1	1	1
Отношение жесткости надфундаментной конструкции (D_s) к жесткости фундаментной плиты (D) $D_s/D < 5$ $5 \leq D_s/D < 20$ $D_s/D \geq 20$	 0 0 0	 1 1 0	 1 1 0	 1 0 0	 1 0 0	 1 0 0
Сжимаемая толща основания H в реальном диапазоне величин	1	0	0	0	0	0
Неоднородность основания	0	1	1	1	1	1
Консоль (расстояние от крайней колонны до края плиты)	0	1	1	2	2	2
Жесткость опор	0	0	0	0	0	0
Изгибная жесткость фундамента D	0	1	1	0	1	1

Весьма существенным фактором является расстояние от края фундаментной плиты до ближайшей колонны (длина консоли). Изменение этой длины приводит к значительному изменению величин изгибающих моментов в плите. Это дает возможность, меняя длину консоли, изменять распределение изгибающих моментов в фундаментной плите при проектировании.

С помощью математического моделирования было показано, что система ОФС чувствительна к образованию зон разрушения грунта (пластических зон) под краями фундамента, и это обстоятельство необходимо учитывать. Но в нормативных документах СНиП 2.02-01.83* и СП 50-101-2004 такой учет сводится к определению условного критерия применимости линейной теории расчета осадок грунтового основания. Этот условный критерий основан на использовании известной формулы Пузыревского, с помощью которой определяется глубина «пластических» зон под краями равномерно распределенной нагрузки, величина, равной по величине среднему давлению на основание. Этот условный критерий входил и входит в нормативные документы в течение десятилетий. Но распределение контактных давлений фундамента на основание далеко от равномерного, оно характеризуется концентрацией под краями фундамента, и, если это учесть, то расчетная глубина краевых зон разрушения грунта должна быть больше. Но важно и другое. Для определения глубины этих зон необходимо знать значения прочностных параметров грунта c и φ под краями фундамента, но при изысканиях эти параметры определяют в произвольных точках пятна здания/сооружения, а не по периметру фундамента. Полученные значения осредняют, несмотря на большой разброс. При этом теряется важная информация о распределении c и φ, тем более, что этих данных всегда недостаточно. Большой разброс c и φ в пределах пятна сооружения нельзя осреднять, т.к. от этих значений зависит глубина зон разрушения, которая может быть существенно различной по периметру фундамента. А это может послужить причиной дополнительных кренов здания/сооружения. Но, кроме этого, учет зон разрушения грунта под краями фундамента позволит получить более достоверное распределение контактных давлений, а, следовательно, и более

достоверное распределение усилий в фундаменте. Но в коммерческих программах образование зон разрушения грунта в краевых зонах не учитывается (SCAD, Лира и др.). Это приводит к еще одной неприятности.

3. О ТОЧНОСТИ РЕШЕНИЙ

Решение задачи о взаимодействии фундамента с упругим основанием сводится к решению интегрального уравнения Фредгольма. Образование зон разрушения грунта под краями фундамента можно моделировать с помощью сдвиговых разрывов имеющих такую же глубину, как зоны разрушения (Барвашов, 2006). Если эти разрывы не учитывать, то в точном решении получаются бесконечные краевые контактные давления. Это уравнение Фредгольма первого рода. Решение таких уравнений численно приводит к неоднозначным результатам. При использовании итеративного метода Шварца для расчета коэффициента жесткости основания процесс итераций плохо сходится, а осреднение приближений для улучшения сходимости может привести к некорректным результатам. Если ввести разрыв перемещений (прорезку), то задача сводится к решению уравнения Фредгольма второго рода. Такое решение не имеет сингулярности, и при использовании итераций дает устойчивый результат.

В работах (Барвашов и др., 1987, 1990, 2008, 2009; Barvashov 2003-2009; Barvashov, Naidenov 2008) этот вопрос исследовался с помощью численного моделирования поведения системы ОФС. Было показано, что учет краевых зон разрушения необходим, помимо ограничения применимости линейной теории при расчете осадок грунтового основания, еще и для получения достоверных значений расчетных усилий в плите. Причем численное моделирование показало, что при таком учете снижается чувствительность фундамента к вариациям других исходных параметров.

4. КОНСТРУКТИВНЫЙ ДИАЛОГ

Для обеспечения конструктивного диалога между изыскателями и проектировщиками необходимо компьютеризовать все процедуры сбора, обработки и передачи данных ИГИ и объединить их с компьютерным расчетом зданий/сооружений в рамках одного процесса, исключив субъективизм и ручные операции. Для этого необходимо следующее.

1. Оборудовать измерительные приборы (например зонды) дистанционными записывающими цифровыми датчиками. Такие миниатюрные датчики существуют и используются, например, при зондировании, они записывают *всю* получаемую информацию в *цифровом виде* в электронном виде.

2. Цифровые данные ИГИ с датчиков передавать на электронных носителях или через Интернет прямо в компьютер.

3. Посредством интерполяции создавать непрерывные 3D цифровые массивы этих данных с учетом возможности варьирования за счет свободных параметров.

4. 3D цифровые массивы затем используются для расчета распределения коэффициентов жесткости основания и расчета сооружения.

5. Расчеты сооружения проводить, варьируя значения свободных параметров интерполяции. Если оказывается, что система ОФС *чувствительна к этим вариациям*, то либо необходимы дополнительные изыскания, либо усиление фундаментов здания/сооружения. *Решения принимаются на основе диалога между изыскателями и проектировщиками*

Отметим, что все необходимые компоненты этой системы уже существуют, нужна их интеграция.

Возьмем для примера 3D распределение характеристик грунтов основания, которое определяется по дискретным данным в выработках. Следуя нормативным документам изыскатели должны «упаковать» эти характеристики в инженерно-геологические элементы (ИГЭ) или в расчетные геологические элементы (РГЭ) и представить их в виде нескольких разрезов на бумажном носителе. Это трудоемкая ручная операции - геометризация, требующая высокой квалификации, она неизбежно связана с субъективными оценками. Более того, несколько разрезов не дают полной информации о характеристиках в промежутках между этими разрезами. Чтобы получить 3D распределения характеристик грунтов проектировщик должен выполнить операцию, обратную геометризации, - «распаковать» ИГЭ и/или РГЭ и субъективно назначить распределение характеристик между разрезами.

После этого производится расчет осадок здания/сооружения. В то же время геометризация достаточно просто выполняется с помощью компьютера (Барвашов, 2006)

Ручные операции и субъективизм можно исключить, если строить распределения характеристик сразу по данным из выработок. Такие распределения должны иметь свободные параметры формы для варьирования при оценке чувствительности системы ОФС, и, если оказывается, что чувствительность мала, то для данного набора данных ИГИ, надежность здания/сооружения обеспечена. Но малая чувствительность системы ОФС к вариациям конкретного набора данных ИГИ - это лишь *необходимымый* (*но не достаточным*) признак надежности.

На рисунках ниже показаны распределения характеристик грунтов, построенные с помощью интерполяционных формул Шепарда по данным в геологических выработках без выделения ИГЭ и РГЭ при различных значениях свободного параметра *p*.

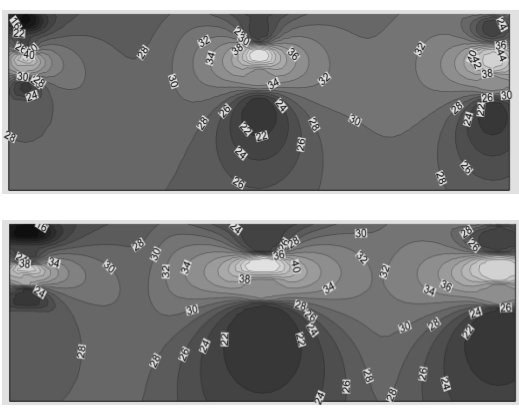


Рис. 5. Изолинии величины модуля деформации *E* (панорамный разрез через три скважины)

Для окончательного вывода нужно доказать достаточность объема данных ИГИ для обеспечения надежности системы ОФС. Если данные неполные, то нужно дополнительные изыскания, а, если нет, то можно ввести «фиктивные» выработки и искусственно занизив них значения параметров грунтов. Но строго доказать достаточность все равно невозможно, какая-то неопределенность все равно остается. Варьирование оцифрованных данных ИГИ для исследования виртуальной чувствительности системы ОФС можно выполнять с помощью известных коммерческих программ (SCAD, Лира, MicroFe и др.).

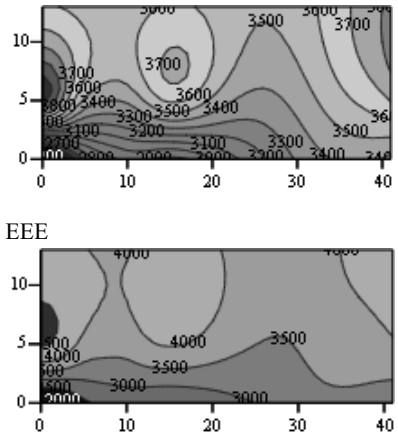


Рис 6. Изополе *E* при двух значениях параметра формы: *p*=2 и *p*=4

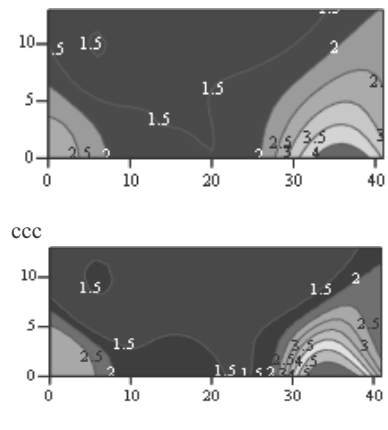


Рис. 7. Изополе *c* (*p*=2 и *p*=4)

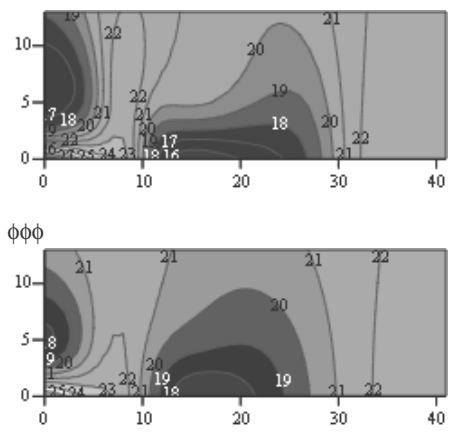


Рис. 8. Изополе *φ* (*p*=2 и *p*=4)

Численные эксперименты, проводимые для оценки чувствительности системы ОФС, помогут при экспертных оценках, но, сожалению, они не регламентируются нормативными документами СНиП 2.02-01.83 и СП 50-101-2004.

Математическое моделирования различных объектов, т.е. виртуальные исследования их поведения широко применяется в различных областях, особенно при проектировании ответственных конструкций. Так на международном семинаре по «здоровью» конструкций, проходившем в Стэнфордском университете (США, 2009 г.), большое число докладов было посвящено комплексным исследованиям, объединяющим численное моделирование и натурный мониторинг, в том числе в строительство (в частности в геотехнике).

5. ВЫВОДЫ

1. Данные ИГИ изысканий характеризуются неполнотой, большим разбросом и разрозненностью. Методы непрерывного сканирования стратиграфии грунтовых оснований не регламентируются нормативными документами.

2. Калибровочные формулы, используемые при определении параметров для расчета зданий/сооружений, весьма условны.

3. На пути от выработки до проекта данные изысканий проходят обработку, которая включает значительный объем ручных операций, взаимно-исключающих операций, которые необходимо автоматизировать.

4. Нормативные документы разделяют зоны ответственности геологов-изыскателей и геотехников-проектировщиков. Это мешает конструктивному диалогу и многовариантному проектированию с помощью компьютеров и информационных технологий.

5. Численное моделирование чувствительности системы ОФС с помощью существующих компьютерных программ может быть одним из наиболее эффективных критериев достоверности и полноты объема данных инженерно-геологических изысканий.

6. Виртуальные модели системы ОФС могут быть выполнены в виде компьютерных игр, с помощью которых можно исследовать поведения этой системы и оценивать чувствительность и здоровье ее конструкций уже на стадии проектирования.

7. Численное моделирование является дополнением к натурному мониторингу, т.к. дает возможность дополнять дискретные натурные данные посредством виртуальной интерполяции. Это эффективный инструмент для тренировки инженерной интуиции

6. ЛИТЕРАТУРА

ГОСТ 20522-96. Грунты методы статистической обработки результатов испытаний. Москва, 1996.

СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Москва, 1997.

Барвашов В.А., Болтянский Е.З., Чинилин Ю.Ю. Исследование поведения системы основание-фундамент-верхнее строение методами математического моделирования на ЭВМ. *ОФМГ*, 1987, №3, 24-25 с. 2. Москва

Барвашов В.А., Болтянский Е.З., Чинилин Ю.Ю. Исследование поведения системы основание-фундамент-верхнее строение различной жесткости методами математического моделирования на ЭВМ (дополнение статьи того же названия в №3 за 1987 г.). *ОФМГ*, 1990, №6, 21-22 с. Москва

V.A. Barvashov. 2003. Sensitivity of Soil-Structure Systems. *VI International Congress on Mathematical Modeling. Book of Abstracts.* p.315. Nizhny Novgorod, Russia.

Барвашов В.А. Метод определения глубины зон разрушения под краями фундамента с учетом природного напряженного состояния. *Сб. Научных трудов НИИОСП «75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсеванова»*, 74-81 с. Москва, 2006.

Барвашов В.А. Чувствительность системы «основание-сооружение». *ОФМГ*, 2007, №3. Москва

V.A. Barvashov, A.I. Naidenov. Pareto principle and sensitivity of soil-footing-superstructure system. *17th Internat. Conf. on Soil Mechs & Geotech. Eng*., Egypt, Alexandria, 2008.

Барвашов В.А. О геометризации слоистых грунтовых оснований. *ОФМГ*, 2006, №5. Москва.

Барвашов В.А., Найденов А.И. Учет зон разрушения грунта под краями фундамента в расчете системы «основание-фундамент-сооружение». *ОФМГ*, 2009, №1. Москва.

Structural Health Monitoring (From System Integration to Autonomous Systems). Proc. 7th Inernational Workshop on Structuctural Health Monitoring, Stanford University, CA, USA, September 9-11, 2009

Особенности оценки устойчивости склонов, сложенных лессовыми породами

С.В. Беда
Национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина

В статье рассмотрены причины образования и влияние на оползневые процессы скрытых форм рельефа кровли водоупорного слоя. Показано, что именно углубления в кровле водоупора являются одной из главных причин образования оползней, так как именно по этим ложбинам происходит разгрузка потоков грунтовых вод на склонах речных долин и балок. Акцентируется внимание на особенностях определения прочностных характеристик грунта для расчетов устойчивости склонов, поскольку существующие методы приводят к их завышению.

Около 70 % территории Украины сложены с поверхности четвертичными отложениями, которые можно отнести к лессам или лессовидным суглинкам. Такие отложения легко поддаются эрозии, размыванию под действием постоянных и временных поверхностных вод. В результате геологической деятельности больших рек равнинная часть Украины представляет собой систему плато, разделенных долинами рек. В свою очередь, большие плато разделяются на более мелкие вследствие действия малых рек, ручьев и временных потоков воды. На склонах рек, бортах балок и оврагов, достигающих в высоту десятков, а то и сотен метров, образуются идеальные условия для возникновения и развития оползней. Однако, с повышением дефицита земельных площадей под застройку, склоны все интенсивнее осваиваются. Недостаточная изученность особенностей инженерно-геологических и гидрогеологических условий таких территорий приводит к ошибкам при проектировании и эксплуатации на них зданий и сооружений.

При оценке устойчивости склонов, прежде всего, учитывается их крутизна и высота, а также большое внимание уделяется изучению напластования грунтов. Данные факторы прямо влияют на устойчивость склонов и могут быть легко учтены при расчетах. Однако, рассматривая существующие классификации склонов, касающиеся взаимного расположения слоев грунта, нужно отметить, что в их основу положено расположение слоев в поперечном разрезе (с горизонтальным расположением слоев, с наклоном в сторону склона или в противоположном направлении).

Опыт изучения развития оползневых процессов, наблюдение за деформациями зданий и сооружений, расположенных на склонах и прилежащих территориях, показывает, что в одинаковых на первый взгляд инженерно-геологических условиях одни сооружения нормально эксплуатируются длительный период, а другие почти сразу претерпевают значительные деформации, вплоть до разрушения. Следовательно, существуют другие факторы, влияющие на устойчивость склонов, на которые до сих пор не обращали особого внимания.

Для более глубокого изучения проблемы рассмотрим процесс формирования четвертичных отложений на территории Украины. В наше время существуют десятки гипотез происхождения лессовых грунтов и единого мнения, позволяющего объяснить все их особенности, нет. Однако, рассматривая наиболее обоснованные гипотезы, можно выделить основные процессы, которые сыграли наиболее важную роль в формировании лессовых отложений.

Сторонники водно-ледниковой (флювиогляциальной) гипотезы полагают, что во время интенсивного таяния ледника талые воды покрывали почти всю территорию,

включая водоразделы. Отложение пылеватых частичек из потоков воды и привело к образованию лессовых грунтов. Подтверждением такого способа является различная мощность отложений – от десятков метров в пониженных территориях до практически полного отсутствия на водоразделах. Более мощные потоки воды приносили кроме пылеватых и песчаные частички, а также гравий, гальку иногда даже валуны. Линзы песка и более крупные отложения, встречающиеся в лессовых толщах, также являются доказательством в пользу данной гипотезы.

Поддержкой большинства исследователей пользуется гипотеза эолового (эолово-ледникового) происхождения лессовых пород. Присутствие огромных ледниковых масс, охлаждающих воздух, приводило к возникновению постоянного движения воздушных масс от ледника к открытой поверхности, где воздух нагревался и поднимался в верхние слои атмосферы. Пылеватые частички грунта, образовавшиеся в результате геологической деятельности ледника и криогенных элювиальных процессов, движущийся воздух переносил с собой и откладывал в местах, где скорость ветра была недостаточной для переноса. При рассмотрении карт оледенений легко заметить, что граница каждого оледенения проходила в пределах территории Украины.

Другие гипотезы, объясняющие происхождение лессовых отложений на территории Украины имеют существенные недостатки, или объясняют лишь происхождение лессов на локальных участках территории. Таким образом, если принять во внимание доказательства первых двух гипотез, следует отметить особенную роль ледниковых периодов в формировании лессовых отложений Украины.

Изучая геологические условия Центральных регионов Украины, можно отметить, что лессовые породы, которые имеют светлый цвет, чередуются с отложениями лессовидных пород, которые имеют в основном темную, коричневую окраску и характеризуются многими исследователями как ископаемые грунты. Такое наслоение объясняется чередованием ледниковых периодов и периодов потепления климата на Земле. Считается, что периоды оледенения были “сухими” по сравнению с периодами потеплений и именно в “сухие” периоды происходило отложение светлых лессов, образование более темных лессовидных пород соответствует влажным периодам. Кроме того, вследствие разного гранулометрического состава (в лессовидных породах глинистых частиц больше, чем в лессах) фильтрационные качества этих пород также отличаются.

Например, Полтавское лессовое плато сложено с поверхности толщей лессовых отложений мощностью до 15-20 м, при чем в ней можно выделить 3-4 слоя ископаемых грунтов.

Каждый раз после отступления ледников в период потеплений на территории Украины развивалась система рек, ручьев которые формировали рельеф путем эрозии и переотложения пород, сформировавшихся ранее. Большое значение также имели поверхностные воды, благодаря которым формировалась балочная система различной глубины на поверхности каждого следующего отложения лессовидных грунтов. Во время следующего периода оледенения лессовые отложения заполняли неровности на поверхности, выравнивая ее, в результате чего формировались отложения лессовых грунтов различной толщины. Таким образом, изучая инженерно-геологическое строение, мы встречаемся с древнейшими понижениями рельефа, заполненными лессовым грунтом в виде скрытых балок – “ложбин”, наличие которых может значительно влиять на особенности эксплуатации зданий и сооружений на данной территории.

В подавляющем большинстве случаев лессовая толща подстилается красно-бурыми глинами, которые служат водоупором. Изучая контакт лессовых отложений с подстилающими породами, многие исследователи подчеркивали не только наличие резкой границы между лессовыми породами и красно-бурыми глинами в центральной части Украины, но и то, что кровля глин является размытой. Это свидетельствует о том, что между эпохами накопления этих отложений существовал перерыв. Влажный период с обильными осадками привел к размыванию кровли красно-бурых глин и образованию в них ложбин по типу выше описанных.

Через склоны балок и речных долин осуществляется разгрузка грунтовых вод с плато. Ища выход, грунтовые воды двигаются как раз по таким ложбинам, что в свою очередь приводит к развитию суффозии и,

как следствие, уменьшению механических характеристик грунта, повышению его деформативности. Особенно актуальной эта проблема является для самого низкого слоя лессового грунта, под которым находится водоупорный слой. Но в последние десятилетия в связи с развитием процессов подтопления больших городов Украины такое влияние испытывают и лессовые породы, размещенные выше. Развитию такого рода явлений содействует сама структура лессовых грунтов, ведь они характеризуются высокой пористостью, часто макропористостью, незначительным содержанием глинистых частиц, повышенным содержанием водонеустойчивых минералов. Кроме того, в лессовых грунтах обязательно присутствуют в значительном количестве соли – в основном карбонаты, как в виде пленок-оболочек, так и в дисперсном состоянии, иногда гипсы. С одной стороны такие особенности, благодаря интенсивной фильтрации грунтовых вод, содействуют развитию не только механической, но и химической суффозии, с другой стороны лессовые грунты характеризуются как размокаемые. Невысокая граница текучести способствует быстрому переходу лессовых грунтов в текучепластичное, а то и в текучее состояние при увлажнении, а также перехода их в категорию „слабых“, высокодеформативных грунтов.

Следовательно, возвращаясь к вопросу устойчивости склонов, следует заметить, что при ее определении нужно рассматривать не только результатам изучения “поперечного” инженерно-геологического разреза склона и напластования грунтов, но и изучения размещения инженерно-геологических элементов вдоль склона. Процессы накопления лессовых отложений привели к образованию их неоднородных по мощности толщ, особенностью которых является образование скрытых впадин. Опыт проведения изысканий свидетельствует, что во многих случаях дно впадин имеет существенный уклон, что способствует образованию поверхности скольжения при увлажнении. В большинстве случаев эти впадины повторяют существующий рельеф или имеют очертания, близкие к нему. Однако в результате техногенной деятельности человека существующий рельеф нивелируется, выравнивается, и, как следствие, инженерно-геологические изыскания проводятся без учета дополнительных требований для таких участков, а влияние особенностей строения склонов проявляется уже на стадии возведения или эксплуатации зданий и сооружений.

Ярким примером развития оползневых процессов в таких условиях может служить площадка строительства четырех малоэтажных жилых зданий по Институтскому прорезу в г. Полтаве (рис. 1).

Рис. 1. Общий вид оползневого склона по Институтскому прорезу в г. Полтава

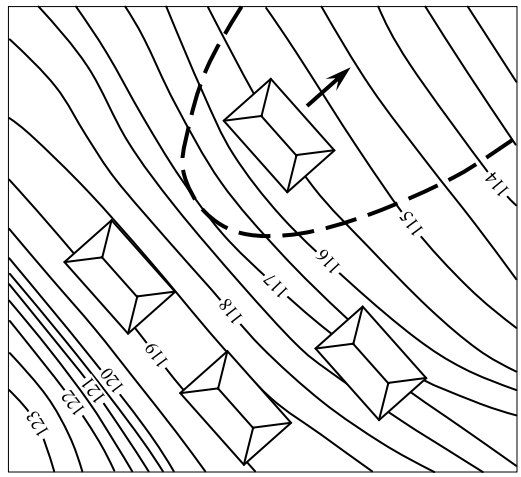


Рис. 2. Фрагмент карты поверхности склона с расположением жилых зданий по Институтскому прорезу в г. Полтава

Как видно (рис. 2), территория строительства представляла собой склон с равномерным уклоном, без видимых значительных неровностей на поверхности земли. Штриховой линией на схеме обозначены контуры оползня. Однако спустя некоторое время, вследствие комплексного действия природных и антропогенных факторов, на склоне развился оползень, приведший к полному разрушению одного из зданий. Почему развитие оползня затронуло только

одно здание и гораздо в меньшей степени повлияло на состояние других? Ведь, на первый взгляд они находились почти в одинаковых условиях. Ответ был получен после проведения детальных инженерно-геологических исследований. После бурения более двух десятков скважин и обработки результатов была построена карта кровли водоупора, фрагмент которой представлен на рис. 3. На этой карте четко прослеживается наличие ложбины в кровле красно-бурых глин, глубина которой составляет более трех метров. Именно по этой ложбине происходит движение потока грунтовых вод, что можно увидеть на рис. 4. Таким образом, если основанием фундаментов первых трех зданий служат коренные грунты, то фундаменты четвертого здания опираются на делювиальные отложения.

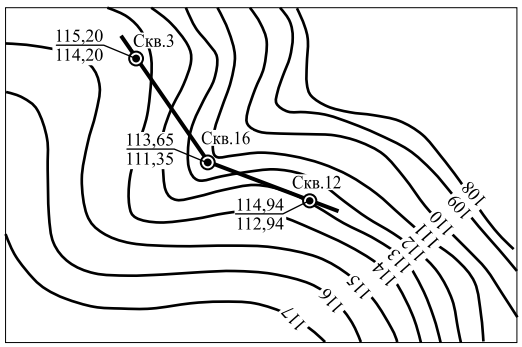
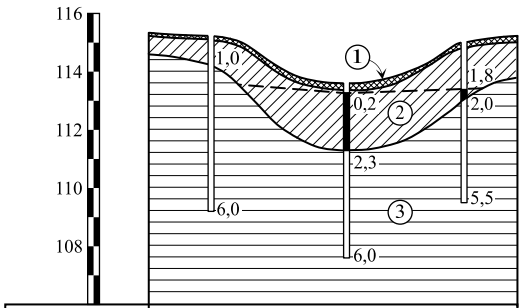


Рис. 3. Фрагмент карты поверхности водоупора на оползневом участке по Институтскому прорезу



Номер выработки	Скв.3	Скв.16	Скв.12
Абс. отм. устья	115,20	113,65	114,94
Абс. отм. УГВ	–	113,45	113,14

Рис. 4. Инженерно-геологический разрез на оползневом участке по Институтскому прорезу:
1 – почвенно-растительный слой;
2 – суглинок делювиального происхождения;
3 – красно-бурые глины

Естественно, в период строительства мощность потока грунтовых вод была меньшей. Однако возведенное здание своим весом уплотнило грунты, вследствие чего уровень воды поднялся, что, в свою очередь, привело к обводнению грунтов и уменьшению их прочности. После образования оползня на поверхности склона образовалось углубление формой и размерами повторяющее ложбину в кровле водоупора.

После выявления особенностей развития оползня по Институтскому прорезу детальные изыскания были выполнены и на других подобных объектах.

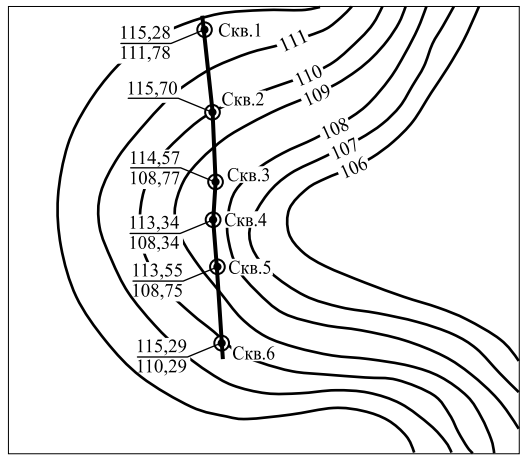
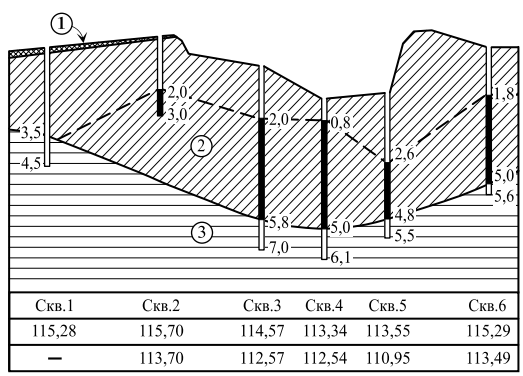


Рис. 5. Фрагмент карты поверхности водоупора на оползневом участке в пос. Воронино



Скв.1	Скв.2	Скв.3	Скв.4	Скв.5	Скв.6
115,28	115,70	114,57	113,34	113,55	115,29
–	113,70	112,57	112,54	110,95	113,49

Рис. 6. Инженерно-геологический разрез на оползневом участке в пос. Воронино:
1 – почвенно-растительный слой;
2 – суглинок лессовый; 3 – красно-бурые глины

Так, развитие оползня в поселке Воронино, имеющего большее развитие в плане, происходило в аналогичных условиях, что подтверждается расположением кровли водоупора и инженерно-геологическим

разрезом (рис. 5, 6). Различие в положении грунтовых вод объясняется наличием многочисленных локальных оползневых цирков, бровок срыва и поверхностей скольжения, препятствующих их нормальному движению.

Анализ развития нескольких десятков оползней и их инженерно-геологических условий в пределах Полтавского лессового плато позволил сделать вывод, что наличие ложбины в кровле водоупора является одной из главных причин развития оползневых процессов на склонах, а сами оползни, развивающиеся в таких условиях, могут быть выделены как отдельный тип ”ложбинных“ оползней. Ширина ложбин в пределах Полтавского лессового плато не превышает 100 м, этим и объясняется локальный характер развития оползней такого типа.

С целью выявления возможных мест образования оползней на территории г. Полтавы с использованием результатов инженерно-геологических изысканий различных организаций была построена карта поверхности кровли водоупорного слоя. Анализ карты дал возможность определить наиболее оползнеопасные территории исходя из наличия скрытых форм рельефа в кровле водоупора. Кроме того, появилась возможность классифицировать ложбины по расположению их на склоне и прилегающей территории плато после сопоставления полученной карты и топографической карты местности. Сопоставление дало возможность выделить такие разновидности ложбин в кровле водоупора:

- ложбины, расположенные в пределах существующих балок;
- ложбины, которые начинаются в тальвеге балки и продолжаются под коренными породами на плато;
- ложбины, сформированные в пределах плато, и перекрыты коренными породами;
- ложбины, сформированные на склонах в результате деятельности человека, и перекрыты техногенными породами.

Каждая разновидность ложбин имеет свои особенности при развитии оползневых процессов. Так в первом случае основные оползневые процессы уже закончились, существующая балка очертаниями приближается к форме ложбины, и сползать, в основном, могут только локальные массы грунтов делювиального происхождения (оползни течения). Вторая разновидность предполагает возможность сползания больших масс лессовой толщи в устье балки при нарушении гидрогеологических условий разгрузки грунтовых вод (оползни-обвалы блоков пород). Ложбины третьего вида будут представлять опасность при развитии поверхностной эрозии и образовании оврагов. Особенности оползней в ложбинах антропогенного происхождения связаны со свойствами перекрывающих техногенных пород.

Построить карту поверхности кровли водоупорного слоя можно лишь в случае наличия достаточно большого количества детальных изысканий в данном районе. Однако предвидеть существование подобной ложбины можно и косвенным путем. Если рассмотреть гидрогеологические условия территории, не затронутой оползневыми явлениями, то с помощью построения карты поверхности грунтовых вод можно выявить направления движения потоков грунтовых вод. С большой долей вероятности они будут совпадать с существующими ложбинами в водоупоре, что показано на рис. 7. Сплошными линиями показаны гидроизогипсы, пунктирными – линии поверхности кровли водоупора.

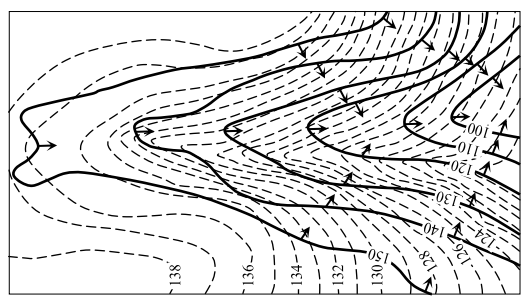


Рис. 7. Сопоставление фрагментов карты поверхности водоупора и карты поверхности грунтовых вод в пределах ложбины по ул. Ленина в г. Полтава

Однако, даже при обнаружении таких ложбин, значительные трудности возникают при отборе образцов лессового грунта ниже уровня грунтовых вод. Трудность, а иногда даже невозможность отбора проб ненарушенной структуры приводит к необходимости экстраполяции характеристик грунта, отобранного на соседней территории, что приводит к завышению прочности грунта в ложбине и неправильной оценке устойчивости склона.

Испытания образцов грунта, проводимые по стандартной методике, предполагают предварительное уплотнение грунта перед сдвигом. Часто уплотняющее давление намного превышает природное давление, действующее на грунт. Таким образом, мы заранее упрочняем грунт и получаем характеристики, не отражающие действительной прочности грунта. Более точными результаты испытаний будут при вертикальном давлении, не превышающем природного давления грунта.

В соответствии с действующими нормативными документами характеристики грунта для оценки устойчивости склона определяются по результатам быстрого неконсолидированного сдвига. Но, как показывает практика, величина удельного сопротивления сдвигу зависит от времени проведения испытаний. Обработка результатов в логарифмических координатах (рис. 8) позволяет избежать влияния фактора времени.

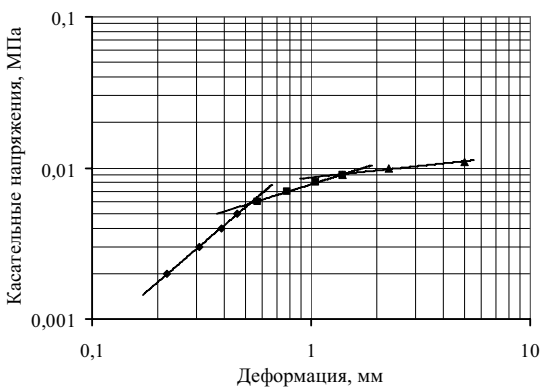


Рис. 8. Результаты сдвиговых испытаний грунта

Независимо от скорости проведения испытаний на графике можно выделить три линейных участка. Первый соответствует фазе уплотнения, второй – фазе развития локальных сдвигов, а третий – фазе пластических деформаций. За сопротивление сдвигу рекомендуется принимать касательные напряжения на границе между второй т третьей фазой. Таким образом, можно избежать завышения значения характеристик прочности грунта при быстром сдвиге.

С использованием изложенных особенностей инженерно-геологического строения склонов Полтавского лессового плато и определения характеристик прочности грунта была проведена оценка устойчивости склонов путем моделирования их напряженно-деформированного состояния с использованием упруго-пластической модели грунта.

При использовании характеристик прочности грунтов, полученных по стандартной методике, коэффициент устойчивости склона составил 1,21, что явно не соответствует действительности. После подстановки характеристик, определенных по выше изложенной методике, коэффициент устойчивости составил 0,91. Это позволяет сделать вывод о правильности изложенного подхода определения прочностных характеристик при оценке устойчивости склонов.

ЛИТЕРАТУРА

Великодный Ю.И., Беда С.В., Ягольник А.Н. 2009. Ложбины оползневых склонов Полтавского плато и их разновидности //Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. науч. трудов. Вып. 50, - Днепропетровск, ПГАСА. – с. 86-89.

Краев В.Ф. 1971. Инженерно-геологическая характеристика пород лессовой формации Украины. – К.:Наукова думка. – 228 с.

Рекомендации по инженерно-геологической типизации оползневых склонов применительно к задачам оценки устойчивости и инженерной защиты / ПНИИИС Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984. 80 с.

Трещиноватые глины – специфические отложения в теории и практике геотехнических исследований.

Р.Э. Дашко, А.М. Жукова, К.В. Панкратова
ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный горный институт имени Г.В. Плеханова (технический университет)», г. Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Рассмотрены коренные трещиноватые глины Санкт-Петербурга, используемые в качестве основания либо среды сооружений различного назначения. Проанализированы общие положения формирования трещиноватости в горных породах, в том числе и глинистых отложениях под воздействием тектонических и нетектонических факторов. Отмечено, что коренные глины Санкт-Петербурга вне зон тектонических разломов имеют зональное строение. Приведены примеры закономерностей изменения блочности, показателей физических и механических свойств глин Санкт-Петербурга по глубине. Указана необходимость учета трещиноватости глин в теории и практике геотехнических исследований и расчетов.

1. ВВЕДЕНИЕ

Специфические грунты – термин, для которого не существует в инженерной геологии и геотехнике точной формулировки. Согласно СП 11-105-97 к «специфическим грунтам» относятся «грунты, изменяющие свою структуру и свойства в результате замачивания, динамических нагрузок и других видов внешних воздействий, обладающие неоднородностью и анизотропией (физической и геометрической), склонные к длительным изменениям структуры и свойств во времени».

Традиционно к специфическим относят лессовые просадочные, засоленные, набухающие, органоминеральные и органические, элювиальные и техногенные грунты, многолетнемерзлые, а также водонасыщенные глинистые породы малой степени литификации, обладающие жесткими структурными связями (иольдиевые, диатомитовые глины), тиксотропные отложения, истинные и «ложные» плывуны.

В группе специфических грунтов необходимо рассматривать также литифицированные глинистые породы с высокой степенью уязвимости к действию физико-химических и биохимических факторов. В нормативных документах, имеющих отношение к номенклатуре глинистых грунтов, строительству и проектированию сооружений, не выделены как самостоятельный тип специфических отложений - трещиноватые глины. В нефтяной геологии, еще в конце 30-х годах прошлого века было предложено изучать трещиноватость глинистых покрышек нефтяных месторождений, определяющую их проницаемость. Выполненные в 50-х – 60-х годах прошлого века исследования в институте геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ) на месторождениях полезных ископаемых бывшего СССР установили необходимость учета трещиноватости глин для обоснования и оценки устойчивости бортов карьеров. Проведенные определения прочности уплотненных трещиноватых глинистых пород in situ дали возможность определить величину их коэффициента структурного ослабления, которая оказалась значительно меньше 1.

2. ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ТРЕЩИНОВАТОСТИ В ГЛИНИСТЫХ ПОРОДАХ

2.1. Общие положения

Трещиноватость в различной степени присутствует во всех типах пород, исключение составляют лишь сыпучие и сильно размокающие разности, например пески и галечники. Трещиноватость пород распространена повсеместно, как в платформенный, так и в геосинклинальных областях.

Возможность образования трещин в по-

родах определяется различными факторами: их физико-механическими свойствами и историей геологического развития определенной зоны земной коры

Трещины в осадочных породах образуются в условиях всестороннего сжатия при различных напряженных состояниях массива в процессе осадконакопления, литификации, а также циклов тектонического орогенеза. Микро- и макротрещиноватость развивается также в глинистых породах при их разгрузке и в процессе физического выветривания.

Н.С. Шатский доказал, что для всей Русской платформы характерны одни и те же системы тектонических трещин, однако механизм образования трещин в платформенных областях в настоящее время остается слабо изученным.

При тектонических движениях вся толща осадочных пород претерпевает значительные изменения по степени их дискретности. Вопрос влияния разрывных нарушений на интенсивность и характер трещиноватости остается очень важным. Доказано наличие повышенной густоты трещин в приразломных зонах, что способствует улучшению фильтрационных свойств массива при одновременном снижении его прочности.

Образование разрывов в твердых телах согласно теории прочности определяется их физико-механическими свойствами. В осадочных толщах немаловажными являются также геологические, термодинамические и физико-химические факторы. Условия осадконакопления, вещественный состав, длительность преобразования и глубина погружения пород, всестороннее давление, а также ряд других факторов оказывают значительное влияние на прочность пород.

М.В. Гзовский обобщил представления о формирование нарушений в горных породах, в том числе об образовании трещиноватости и сформулировал некоторые общие положения.

- Разрушение горных пород происходит либо за счет отрыва, связанного с действием максимальных растягивающих напряжений, либо за счет скалывания, сомкнутые трещины формируются за счет действия касательных напряжений. У горных пород прочность на скалывание обычно превышает прочность на отрыв в 5-10 раз.
- Величины растягивающих и касательных напряжений увеличиваются с сокращением длительности действия разрушающих напряжений, с ростом всестороннего сжатия и с понижением температуры.
- Прочность горных пород зависит от их литологических и петрофизических особенностей, а также от химического состава и концентрации подземных флюидов, однако влияние этих факторов неоднозначно, вследствие чего прочность меняется в широких пределах.
- Нарушение сплошности пород вызывает перераспределение напряжений в массиве, а неравномерное деформирование способствует появлению дополнительных напряжений.
- Процесс разрушения горных пород развивается длительно и неравномерно, при этом происходят пластические и другие деформации, а также может наблюдаться залечивание трещин.

М.В. Гзовский и др. проводили эксперименты по моделированию трещинообразования на влажных глинах. Результаты экспериментов показали, что особенности поля напряжений при поперечном изгибе способствует большему развитию трещин около выпуклых поверхностей слоев, а для продольного изгиба имеет место обратное соотношение.

Модели М.В. Гзовского показывают возможность формирования трещиноватости даже в таких породах, как пластичные глины.

В глинистых породах высокой и средней степени литификации можно проследить трещины различного генезиса - тектонические и нетектонические. В таких породах особое значение принимает скрытая трещиноватость, которые не видна в породе, но обнаруживаются при специальных методах насыщения с использованием красящих веществ, а также при механическом воздействии.

Обследования глинистых пород Русской платформы в подземных выработках, карьерах, в свежих обнажениях подтверждают наличие трещиноватости практически во всех типах глинистых пород, за исключением малолитифицированных текучепластичных и текучих разностей. Следовательно, изучение трещиноватости, которая существенно влияет на их прочность и деформируемость, приобретает важное значение для инженерной геологии и геотехники в случае

рассмотрения глинистых пород в качестве оснований или среды различных сооружений.

Особенность формирования дискретности в таких глинах в различные геологические периоды с учетом периодов тектоногенеза дает возможность анализировать их как трещиновато-блочную среду. Наличие макро- и микротрещиноватости в глинистых породах предполагает совершенно иные подходы к их геотехнической оценке. Особенно интенсивное влияние оказывает трещиноватость на водопроницаемость глин, их прочность и деформационную способность.

Следует также подходить с определенной долей осторожности к характеру неравномерного распределения напряжений в трещиновато-блочной среде.

Вопрос о формировании нетектонических трещин в глинах является наименее изученным в инженерной геологии и геотехнике. Развитие трещин в глинистых породах начинается на стадии диагенеза при обезвоживании, затем на стадии литификации при потере пластичности пород создаются благоприятные условия для дальнейшего формирования трещиноватости. Кристаллизация солей и цементация пород, протекающие на стадии катагенеза, предопределяют развитие растягивающих напряжений и образование соответствующей трещиноватости. В слоистых толщах при наличии литогенетических трещин наблюдается следующие закономерности формирования блочности. При малой мощности слоя глинистой породы размер блока убывает и степень раскрытия трещин уменьшается, в мощных пластах наблюдается обратная картина. Степень раскрытия трещин растет с увеличением прочности породы, а интенсивность трещиноватости – снижается. Разгрузка массива пород также является фактором, способствующем раскрытию трещин и появлению новых.

При анализе работы оснований сооружений данные по трещиноватости глин обычно не принимаются во внимание, что приводит к завышению их характеристик прочности и деформационной способности. Такие особенности глинистых толщ предопределяют возможность развития больших и неравномерных осадок сооружений, которые будут способствовать переходу зданий в предаварийное либо аварийное состояние.

2.2. Особенности формирования трещиноватости пород, распространенных на территории Санкт-Петербурга

В условиях Санкт-Петербурга принципиальное значение имеет изучение трещиноватости коренных литифицированных глин верхнего венда и нижнего кембрия, рассматриваемых в качестве основания либо среды подземных сооружений. Котлинские отложения вскрываются под толщей четвертичных грунтов на большей части территории города. В южной части Санкт-Петербурга отложения венда перекрыты толщей нижнекембрийских песчаников и глин (рис. 1). Мощность синих глин варьирует в пределах 80-120 м.

Рис. 1. Общий вид трещиноватости нижнекембрийских глин

Необходимо отметить, что территория Санкт-Петербурга в структурно-тектоническом отношении характеризуется наличием сети разнонаправленных тектонических разломов, а глубина заложения кровли коренных глинистых пород часто определяется присутствием погребенных речных долин и варьирует в пределах от 15 до 120 м.

Верхнекотлинские и нижнекембрийские глины в исследуемом регионе относятся к морским образованиям. Накопление исходного осадка глин имело место в спокойной тектонической обстановке.

Катагенетические преобразования как верхнекотлинских, так и синих глин происходили за счет комплекса следующих процессов: 1) гравитационного уплотнения осадков под действием давления перекрывающих пород; 2) действия тектонических сил в области сочленения Русской платфор-

мы с Балтийским щитом; 3) изменения термодинамических и физико-химических условий.

Более поздние по возрасту отложения, нижне- и верхнепалеозойские, мощность которых достигала 300-350 м, создавали дополнительное давление 6-7 МПа на подстилающие породы.

Процессы прогрессивного катагенеза верхнекотлинских и синих глин сменялись длительными периодами разгрузки и преобразованиями пород за счет изменения их состояния, состава и степени трещиноватости.

В ледниковый период глинистая толща оказалась под мощным ледниковым покровом (более 1000 м). При этом в течение всего периода оледенения уже сформировавшиеся синие и верхнекотлинские глины подвергались нескольким циклам разгрузки - нагрузки, отвечающим периодам оледенения и межледниковым стадиям.

В последниковое и в настоящее время рассматриваемые отложения в Санкт-Петербургском регионе находятся на стадии регрессивного литогенеза. Они залегают под маломощным чехлом четвертичных отложений различного генезиса (моренных, озерно-ледниковых и техногенных), либо выведены на дневную поверхность (синие глины).

Одной из основных особенностей строения толщи коренных глин является их зональность по физико-механическим свойствам и степени трещиноватости, формирование которой тесным образом связано с историей их геологического развития и определяется, как указывалось выше, влиянием тектонических и нетектонических факторов.

Активность тектонического фактора и соответственно трещинообразование обусловлено положением данного региона на сочленении Русской платформы с Балтийским щитом. Тектонические трещины образуют в глинах две системы северо-западного и северо-восточного простирания, угол между которыми составляет практически 90^{o}. Кроме того, отмечаются также тектонические трещины субширотного и субмеридионального направления. Падение трещин вертикальное, либо крутопадающее под углом 70-80^{o}. Тонкие трещины в толще синих глин иногда заполнены порошкообразным пиритом (мельниковитом). На стенках трещин могут встречаться также пленки и щетки мелкокристаллического гипса, образование которого связано со стадиями регрессивного литогенеза и фильтрацией растворов по системе трещин.

Интенсивность тектонической трещиноватости верхнекотлинских и синих глин наиболее активно проявляется в узлах тектонических разломов, что подтверждается интенсивным вывалообразованием при проходке подземных выработок различного назначения.

В толще коренных глин отчетливо прослеживается литогенетическая трещиноватость, причем мощность слоев между отдельными горизонтальными трещинами уменьшается от подошвы к кровле этих отложений.

Система тектонических и субгоризонтальных литогенетических трещин формирует блочное строение толщи глинистой толщи (табл. 1).

Таблица 1. Изменение степени трещиноватости и влажности верхнекотлинских и синих глин по глубине.

№ зоны	№ слоя	Глубина от кровли глин, м	Размер блока, м	Диапазон изменения влажности, %
Венрхнекотлинские глины венда				
I	1	0-20	0.1-0.5	12-23
	2	20-40	0.5-0.7	10-20
II	3	40-60	0.7-1.0	10-19
	4	60-75	1.2	10-17
	5	>75	>1.2	9-15
Нижнекембрийские синие глины				
I	1	0-3	0.08-0.25	23-28
	2	3-10	0.25-0.40	21-25
	3	10-20	0.38-0.60	17-21
II	4	20-30	0.40-0.85	16-20
		30-40	0.60-0.90	16-19
		>40	1.0-1.40	15-18

Нетектоническая трещиноватость, в основном, характерна для верхней зоны разреза коренных глин, и ее формирование происходило как на стадии прогрессивного, так и регрессивного литогенеза. На стадиях регрессивного литогенеза, когда глинистая толща испытывала разгрузку, в верхней зоне разреза шло образование трещин упругого отпора и выветривания при знакопеременном воздействии температур, а также кри-

сталлизации солей. В ледниковый период формирование трещин происходило за счет гляциотектоники (клиновидные трещины, прослеживающиеся до глубины 20-25 м), морозного выветривания. Исследования показали, что гляциотектонические трещины образуют три системы трещин, одна из которых имеет простирание по направлению движения ледника, а две другие - перпендикулярно ей. Интенсивность появления трещин разгрузки и выветривания тесно связано с действием нетектонических факторов. В зонах тектонических нарушений, где отмечается высокая степень дезинтегрированности глин, фиксируется наибольшая глубина зон выветривания и разрушения. Нетектоническая трещиноватость накладывается на тектоническую, создавая мелкоблочное строение толщи глин с различной степенью раскрытия трещин.

Первые 10-20 м разреза глин характеризуются наибольшими значениями влажности, наименьшими значениями плотности. Интенсивность трещиноватости убывает по глубине, соответственно возрастает размер отдельных блоков (см. табл.1). С глубиной уменьшается критическая величина относительной деформации, при которой происходит разрушение образца.

При исследовании прочности таких пород в условиях трехосного сжатия наиболее отчетливо фиксируется разница в деформировании глин с разных глубин разреза. Возможность развития боковых деформаций предопределяет раскрытие микротрещин, особенно характерных для верхних зон, вследствие чего прочность верхних слоев глин оказывается значительно ниже. Следует также отметить, что зачастую плоскости, по которым происходило разрушение, совпадают с направлением трещин, на стенках которых отмечается наличие бурых пятен ожелезнения.

3. ВЛИЯНИЕ ТРЕЩИНОВАТОСТИ НА ПРОНИЦАЕМОСТЬ ГЛИНИСТЫХ ПОРОД И РАЗВИТИЕ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

Характер и механизм фильтрации подземных вод через толщу трещиноватых глин должны быть оценены с точки зрения раскрытия трещин, наличия заполнителя, а также размера блока. Эти характеристики будут определять интенсивность движения подземных вод в трещиноватом массиве.

Согласно экспериментам, при ширине раскрытия трещин более 1,5 мм могут возникнуть отклонения от ламинарного режима движения, описываемого законом Дарси. С ростом размеров блоков критический градиент напора, который определяет отклонение от закона Дарси, значительно уменьшается (табл. 2).

Таблица 2. Критический градиент напора для моделей трещиноватых пород при различных размерах их блоков

Коэффициент фильтрации, м/сут	Критический градиент напора при размере блоков, м		
	0,1	1,0	10
1	30	3	0,3
10	3	0,3	0,03

Ламинарное движение при градиентах меньше единицы будет наблюдаться при раскрытии трещин более 0,5 мм. При раскрытии трещин меньше 0,5 мм движение воды резко замедляется, поскольку начинает сказываться действие капиллярных, а также поверхностных сил. При волосных трещинах, сопоставимых с размером пор, движение воды может происходить только при преодолении начального градиента напора.

В случае наличия трещин, раскрытие которых превышает размер пор породы, необходимо анализировать три варианта механизма движения воды в трещиновато-блочной среде.

В первом варианте возможно формирование конвективного слабо турбулентного режима с размывом поверхности трещин. Второй вариант – при раскрытии трещин от 0,5 до 1,5 мм, фильтрация замедляется, усиливается возможность преобразования глинистых пород под действием подземных вод. В третьем варианте - уменьшение раскрытия трещин ниже 0,5 мм приводит к резкому уменьшению скорости конвективного движения.

Дальнейшее уменьшение размера трещин до величин, сопоставимых с размером пор, предопределяет необходимость рассмотрения глин как среды, обладающей только тонкой пористостью.

Если трещины выполнены заполнителем, необходимо провести сравнительную оценку фильтрационной способности породы и заполнителя. При наличии сопоставимых

величин проницаемости блоков и заполнителя толщу можно рассматривать как квазиоднородную по фильтрационным свойствам.

Рассмотрение и анализ глинистой породы как среды, обладающей только тонкой пористостью, предполагает необходимость знания начального градиента.

Заполнение трещин в глинистых породах более минерализованными растворами по сравнению с поровыми водами блоков глин приводит к появлению диффузионно-осмотрических процессов, при этом одним из важных вопросов взаимодействия является прогноз возможности набухания, либо усадки глинистых пород. Набухание блоков предопределяет постепенное смыкание трещин, уменьшение несущей способности пород в целом, усадка увеличивает степень раскрытия трещин, что также вызывает ослабление толщи и возможность более глубокого проникновения подземных вод. Усадка блоков глинистых пород происходит за счет процессов осмотического оттока влаги из блоков при существовании градиента концентрации между фильтрующимся ($C_ф$) и поровым ($C_п$) растворами при условии, что $C_ф > C_п$.

При исследовании роли осмотических процессов необходимо установить ту концентрацию фильтрующегося раствора, при которой начинается усадка блоков глинистых пород. Такая величина концентрации названа порогом осмотической усадки – $C_{поу}$. При $C_ф > C_{поу}$ происходит увеличение степени раскрытия трещин, при $C_ф \leq C_{поу}$ наблюдается неизменность либо постепенное закрытие трещин в процессе набухания блоков глинистых пород.

Наличие фильтрации по трещинам в коренных верхнекотлинских глинах также подтверждается исследованиями состояния обделок тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена, пройденных в таких породах. Под толщей верхнекотлинских глин располагается высоконапорный горизонт хлоридных и натриевых вод, приуроченный к песчаникам. В практике инженерно-геологических исследований глины считаются водоупорными с коэффициентами фильтрации 10^{-7}-10^{-4} м/сут. Однако состояние обделок тоннелей и характер их разрушения подтверждает наличие восходящего перетекания минерализованных вод через толщу верхнекотлинских глин, особенно в зонах погребенных долин, приуроченных к тектоническим разломам. Водные вытяжки, приготовленные из разрушенных конструкционных материалов, а также натечных форм имеют хлоридно – натриевый состав с компонентами выщелоченных бетонов и тампонажных растворов.

Кроме того, полевые исследования, выполненные Р.Э. Дашко по проницаемости некоторых глинистых пород при использовании красящего вещества эозина, не сорбируемого породой, дали возможность убедится, что фильтрация идет, в основном, по трещинам, часто невидимым невооруженным глазом.

4. ВЗАИМОСВЯЗЬ ТРЕЩИНОВАТОСТИ И МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГЛИНИСТЫХ ПОРОД

Существующий подход к исследованию глинистых пород в практике геотехнических и инженерно-геологических исследований направлен на оценку плотности, влажности и показателя консистенции. Показатели механических свойств обычно коррелируются с показателями консистенции, что не является корректным для трещиноватых литифицированных глин с жесткими структурными связями. Такая связь прослеживается только в случае водонасыщенных глинистых грунтов малой, реже средней степени литификации при наличие в них молекулярных связей. При условии формирования жестких связей корреляционные зависимости между физическими (показатель консистенции) и механическими свойствами (параметры сопротивления сдвигу с и φ и деформационные характеристики) выражаются низкими коэффициентами корреляции (<0,5).

Трещиноватость глинистых пород, распространенных на территории Санкт-Петербурга, является одним из определяющих факторов их прочности и несущей способности, следовательно, ему необходимо уделять особое внимание при проектировании сооружений различного назначения.

В действующих нормативных документах по оценке свойств глинистых пород Санкт-Петербурга данное положение не находит отражение, значения таких показателей как параметры сопротивления сдвигу (сцепление и угол внутреннего трения) определяются по номограммам только в зависимости от показателя текучести и природной влажности (рис. 2). Однако

проведенные в СППГГИ (ТУ) исследования доказывают отсутствие взаимосвязи между показателем консистенции и параметрами сопротивления сдвигу коренных глинистых пород (рис. 3). Согласно ТСН 50-302-2004 нормативные значения модуля общей деформации и временного сопротивления одноосному сжатию зависят только от показателя консистенции.

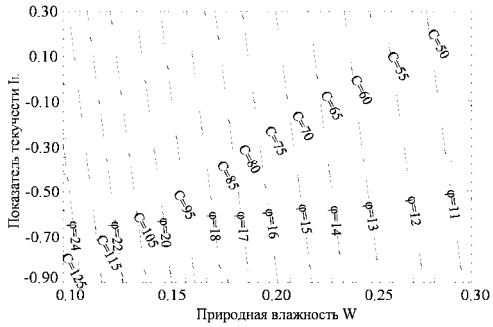


Рис. 2. Номограмма для определения сцепления и угла внутреннего трения нижнекембрийских глинистых грунтов

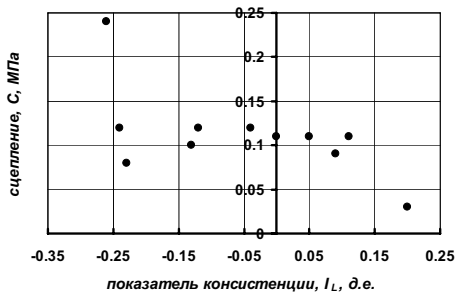


Рис. 3. Зависимость изменения сцепления от показателя консистенции в глинах верхнего венда (площадка строительства «Охта-центра»

В зонах разломов и приуроченных к ним погребенных долин коренные глины характеризуются наибольшей степенью развития трещиноватости, следствием чего в таких зонах значения показателей физико-механических свойств коренных пород могут варьировать в очень широких пределах. Необходимо добавить, что зоны повышенной трещиноватости в Санкт-Петербурге имеют широкое распространение, в связи с чем учет трещиноватости необходимо производить для любых сооружений, основанием либо средой которых служат коренные глины.

В качестве примера зоны, в которой наблюдается повышенная трещиноватость глинистых пород, можно привести площадку строительства первого в Санкт-Петербурге небоскреба «Охта-центр».

Данная территория расположена в месте впадения р. Охты в р. Неву, на низкой террасе. В структурно тектоническом плане данная площадка приурочена к узлу тектонических разломов и расположена на склоне погребенной долины. Коренные породы – верхнекотлинские глины венда - залегают на глубинах 43-45 м.

Были проанализированы изменения параметров физико-механических свойств, такие как плотность, влажность, сопротивление сдвигу, а также модуль общей деформации по глубине (рис. 4).

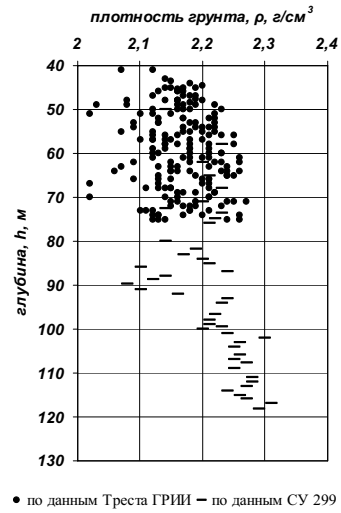


Рис. 4. Изменение плотности глин верхнего венда по глубине на площадке строительства «Охта-центра»

Исследования показали выраженную тенденцию к увеличению плотности и снижению влажности только с глубин порядка 90 м, однако и на более низких горизонтах зафиксировано значительное варьирование показателей физических свойств. Разброс значений параметров сопротивления сдвигу и модуля общей деформации верхнекотлинских глин подтверждает отсутствие увеличения этих параметров с глубиной, что связано с наличием дезинтегрированности глинистых породах, в том числе наличием микротрещиноватости в образцах этих пород. (табл. 3).

Таблица 3. Параметры механических свойств верхнекотлинских глин венда по образцам в разрезе основания «Охта-центра» [по данным Треста ГРИИ и СУ299]

Глубина, м	Варьирование модуля общей деформации, МПа	Варьирование параметров сопротивления сдвигу	
		сцепление, МПа	угол внутреннего трения, град.
40-50	10-30	-	-
50-60	10-97	0,40-0,50	17-19
60-70	12-179	0,22-0,41	13-15
70-80	12-106	0,29-0,63	12-16
80-90	13-72	0,16-0,54	12-20
90-100	34-108	0,25-0,47	16-20
100-110	36-107	0,25-0,50	14-20
110-120	31-215	0,31-0,51	16-22

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Таким образом, при проектировании и строительстве ответственных сооружений в Санкт-Петербурге необходимо исследовать и прогнозировать влияние трещиноватости на их эксплуатационную надежность в следующих направлениях.

1. Наличие трещиноватости коренных пород предопределяет значительное превышение прочности образцов малого размера над прочностью в массиве. Коэффициенты структурного ослабления, полученные для нижнекембрийских глин, составляют 0,5 и ниже. В данном случае должен учитываться масштабный эффект, т.е. снижение прочности с ростом объема деформирующейся породы до некоторого предельного размера, определяемого критерием квазисплошности (табл. 4). При достижении этого критерия, трещиноватость перестает влиять на прочность массива. В таких условиях обязательно изучать трещиноватость массива не только лабораторными, но и полевыми методами. Среди лабораторных методов исследования образцов обязательным является испытания образцов в условиях трехосного сжатия, в которых появляется возможность раскрытия микротрещин в условиях бокового расширения.

Таблица 4. Зависимость прочности на одноосное сжатие нижнекембрийских глин в зависимости от размера образца

Площадь образца, $см^2$	20-26,5	40-48	98
Прочность на одноосное сжатие, МПа	0,70-0,92 / 0,81	0,24-0,50 / 0,34	0,105-0,140 / 0,12

Примечание: Соотношение высоты образца к диаметру было постоянным и составляло 2:1.

2. Коренные глинистые породы верхнего венда и нижнего кембрия не могут рассматриваться как надежный водоупор. Трещины, распространенные в этих породах, являются путями для фильтрации напорных подземных вод. Следовательно, при строительстве сооружений с использованием фундаментов глубокого заложения, а также подземных сооружений, особенно в районах распространения высоконапорного нижнекотлинского водоносного горизонта, необходимо производить оценку возможности фильтрации подземных вод через глинистую толщу, преобразование глин под действием подземных вод, а также их агрессивность по отношению к конструкционным материалам.

Следует добавить, что трещиноватость глинистых пород оказывает значительное влияние на инженерно-геологические условия строительства в Санкт-Петербурге, что, несомненно, должно отражаться в нормативных документах.

6. ЛИТЕРАТУРА

Багринцева К.И. 1982. Трещиноватость осадочных пород. М., Недра, 256 с.

Дашко Р.Э. 1984. Особенности инженерно-геологического анализа нижнекембрийских синих глин как основания сооружений. *Механика грунтов, основания и фундаменты. Межвузовский сборник научных трудов.* Л., ЛИСИ, с. 85-93.

Дашко Р.Э., Еремеева А.А. 2001. Инженерно-геологические особенности коренных глин Санкт-Петербурга как среды для размещения подземных сооружений. *Материалы Международной симпозиума «Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий»,* Т.II, Екатеринбург.

Дашко Р.Э., Стуккей А.Г. 2007. К вопросу о влияние природно-техногенного режима нижнекотлинского водоносного горизонта в Санкт-Петербурге на безопасность эксплуатации наземных и подземных сооружений. *Записки Горного института*, Т. 172, СПб, с. 197-200.

Проблемы освоения геологической среды в Москве

Кутепов В.М., Анисимова Н.Г., Грибов Е.М., Еремина О.Н., Кожевникова И.А., Козлякова И.В.
Институт геоэкологии им. Е.М.Сергеева РАН, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: на основании анализа инженерно-геологических особенностей территории Москвы охарактеризованы основные подходы к решению проблем, возникающих при строительстве на территории мегаполиса: определению глубины заложения фундамента; прогнозу развития опасных геологических процессов на участках строительства и прилегающей территории.

1. ВВЕДЕНИЕ

При размещении новых подземных сооружений и сооружений с фундаментами глубокого заложения в условиях плотной городской застройки Московского мегаполиса особенности геологической среды практически не учитываются. Главными критериями при выборе участков строительства являются функциональное назначение объекта и привязка к городской инфраструктуре. Известны примеры нарушения устойчивости геологической среды при подземном строительстве, такие как прорыв песков-плывунов в тоннели, суффозионный вынос водонасыщенных песков в стенках глубоких котлованов, активизация карстово-суффозионных процессов при снижении напора подземных вод в результате строительного водопонижения, сдвижение горных пород над подземными выработками.

Несмотря на огромные достижения в совершенствовании строительных технологий геологические проблемы при строительстве на территории мегаполиса все же существуют. К ним относятся: выбор глубины заложения фундамента; определение объемов и методов инженерно-геологических изысканий; оценка устойчивости массивов горных пород и прогноз развития опасных геологических процессов при строительстве и эксплуатации объекта; разработка предложений по системе мероприятий, направленных на предотвращение возникновения опасных природных и природно-техногенных геологических процессов на участке строительства и прилегающей территории.

В геологическом отношении территория Москвы изучена очень подробно [Даньшин, 1947, Москва: геология и город, 1997, Кутепов и др., 2006]. Первые геологические карты города были составлены еще в начале XX века под редакцией Б.М.Даньшина. В 1955 году Мосгоргеотрестом был издан «Альбом геологических, гидрогеологических карт и инженерно-геологических разрезов территории Москвы в пределах Садового кольца масштаба 1:5000 и пояснительная записка к ним» под редакцией Ф.В. Котлова. Эта работа стала итогом интенсивных инженерных изысканий под строительство первых линий метрополитена и реконструкцию набережных р. Москвы [Котлов, 1962]. В 1975 - 1980 годах под руководством проф. Г.А.Голодковской проводились исследования по комплексной инженерно-геологической характеристике территории Москвы, которые завершились инженерно-геологическим районированием [Голодковская и др., 1984]. В 1998 году в Институте геоэкологии РАН построена в масштабе 1:10000 «Карта распространения древних эрозионных врезов в центральной части г. Москвы», которая обобщила накопленный к тому времени большой фактический матери-

ал, позволила проследить основные разновозрастные древние погребенные долины и послужила основой для составления «Карты районирования центральной части г.Москвы по геологическому строению и условиям взаимосвязи водоносных горизонтов» [Кутепов и др., 1999]. В 2009 году завершены работы по крупномасштабному геологическому картированию территории г. Москвы, которые проводились совместно Мосгоргеотрестом, ИГЭ РАН и ООО Георесурс. Таким образом, к настоящему времени установлены основные закономерности изменчивости геолого-гидрогеологического строения и распространения опасных экзогенных процессов на территории города, на анализе которых должна базироваться оценка сложности освоения территории при строительстве конкретного сооружения, его воздействия на окружающую среду и геологического риска от возможной активизации экзогенных процессов. Такой подход применялся при проведении работ по оценке геологической среды при реконструкции Большого театра и строительстве зданий Москва-Сити [Кутепов и др., 2007, Осипов и др., 2008].

2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ ТЕРРИТОРИИ МОСКВЫ

Москва расположена в пределах трех физико-географических районов: Смоленско-Московской возвышенности (северо-запад); Мещерской низменности (восточная часть); Теплостанской возвышенности (юго-запад и юг). Долины рек Москвы и Яузы являются естественными границами между этими районами. В пределах долины р. Москвы и ее притоков выделяются пойма и три надпойменные аллювиальные террасы.

Рельеф городской территории претерпел значительные техногенные изменения. Многие мелкие реки и ручьи убраны в подземные коллекторы. Овраги засыпаны. Изменена конфигурация береговой линии, глубина и ширина русла рек Москвы и Яузы; уровень воды в Москве-реке поднят на 5 м выше Перервенской плотины и на 11 м - выше Карамышевской; изменены абсолютные отметки и относительные превышения террасовых и пойменных поверхностей за счёт площадных подсыпок. Пойма частично затоплена.

Геологическое строение территории Москвы очень изменчиво. Эта изменчивость сформировалась, главным образом, под влиянием речной эрозии и выражается в резких колебаниях мощности и разнообразии состава различных стратиграфо-литологических комплексов пород.

Существуют три разновозрастные генерации речных долин, эрозионная деятельность которых обусловила строение современного и древнего рельефа. Доюрские эрозионные врезы прослеживаются на поверхности терригенно-карбонатных отложений каменноугольного возраста, в их центральных частях юрские песчано-глинистые породы характеризуются повышенной мощностью. Доледниковые эрозионные врезы выделяются на дочетвертичной поверхности и заполнены водноледниковыми песчаными отложениями четвертичного возраста. На территории города развита довольно разветвленная современная речная сеть, представленная рекой Москвой и ее притоками. Взаимное расположение разновозрастных эрозионных врезов является одним из ведущих факторов формирования гидрогеологических условий и современных экзогенных процессов на территории мегаполиса.

2.1. Геологическое строение

В геологическом строении территории Москвы принимают участие терригенно-карбонатные каменноугольные отложения, песчано-глинистые мезозойские отложения и песчано-глинистые четвертичные отложения различного генезиса.

Средне-верхнекаменноугольные известняки, доломиты, мергели и глины залегают на глубине 5–100 м. Карбонатные породы трещиноваты и закарстованы. Встречаются раздробленные зоны, сложенные обломками известняков и доломитов и известковой мукой. Каменноугольные известняки, доломиты, мергели и глины залегают под мезокайнозойскими песчано-глинистыми отложениями. На дочетвертичную поверхность каменноугольные породы выходят в тальвегах и склонах доледниковых и современных речных долин (рис.1).

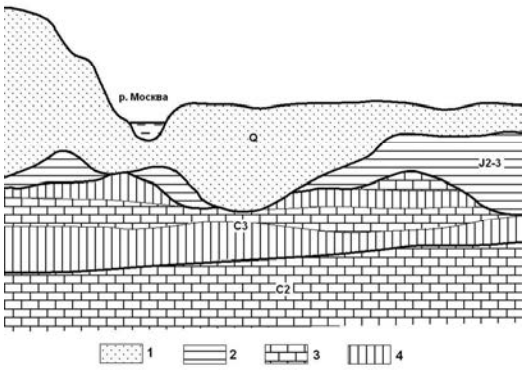


Рис.1 Геологический разрез через долину р. Москвы на северо-западе города. Масштаб вертик. 1: 1000, горизонт. 1:20000. Условные обозначения: 1 - четвертичные пески, 2 - юрские глины, 3 - каменноугольные известняки, 4 – каменноугольные глины

Мезозойские отложения представлены среднеюрскими континентальными породами батского и келловейского ярусов, морскими песчано-глинистыми средне-верхнеюрскми отложениями келловейского, оксфордского и волжского ярусов, морскими преимущественно песчаными отложениями меловой системы. Породы батского и келловейского ярусов – это темно-серые и бурые пески, суглинки и супеси с углистыми включениями, прослоями и линзами песка. Иногда это глины голубовато-серые и бурые плотные с прослоями песка. Мощность отложений бат-келловея редко превышает 10 м. Они залегают на каменноугольных породах в понижениях их кровли и перекрываются средне-верхнеюрскими келловей-оксфордскими глинами или на небольших участках – четвертичными песками, супесями и суглинками.

Глины келловея и оксфорда являются отложениями юрского моря, которое покрывало всю территорию Москвы. После отступания моря они залегали сплошным чехлом на каменноугольных отложениях и породах бат -келловея и были размыты в кайнозое в пределах речных долин. Мощность этих пород очень изменчива. Она колеблется в зависимости от доюрского рельефа и в центральной части Главной Московской ложбины на юге Москвы достигает 50 м, а на доюрских водоразделах в северной части города редко превышает 10 м. Это темно - серые и черные однородные, плотные слюдистые глины с обломками фаунистических остатков. Келловей-оксфордские глины на доледниковых водоразделах перекрываются морскими песчано-глинистыми отложениями волжского яруса, а в доледниковых долинах залегают под нижне-среднечетвертичными аллювиальными и водноледниковыми песками.

Морские пески и глины волжского яруса сохранились только на доледниковых водоразделах. Они с размывом залегают на келловей-оксфордских глинах. Мощность волжской толщи колеблется от 0-1 м на бровке склонов доледниковых долин до 10-30 м на доледниковых водоразделах. Максимальную мощность они имеют на юго-западе города в пределах Теплостанской возвышенности. Здесь волжские отложения полностью сохранились от кайнозойского размыва и перекрыты нижнемеловыми песками. На остальной территории они залегают под четвертичными отложениями.

Меловые породы сохранились от размыва преимущественно на юге и юго-западе Москвы, где они слагают водоразделы дочетвертичного – современного возраста. Это морские отложения мощностью до 40 м, которые залегают на верхнеюрских породах волжского яруса. Низы толщи сложены бурыми, темно-серыми и серыми с зеленоватым оттенком песками и песчаниками со слоем фосфоритовых галек в основании. Вверх по разрезу они замещаются черными и темно-серыми глинами, над которыми залегают светлые желто-серые мелкозернистые пески с редкими тонкими прослоями рыхлого песчаника. Отложения мелового возраста перекрыты четвертичной толщей.

Четвертичные отложения представлены моренными суглинками окского, днепровского и московского оледенений, межледниковыми преимущественно песчаными отложениями, аллювиальными песками трех надпойменных террас и поймы р. Москвы и ее притоков и неоднородными техногенными образованиями. Мощность четвертичных отложений изменяется от первых метров до 40 – 50 м. Она максимальна на Теплостанской возвышенности, где влияние современной речной эрозии незначительно. Большой мощностью четвертичная толща характеризуется в пределах глубоких доледниковых долин, заполненных водноледниковыми песками. Техногенные образования распространены на территории города практически повсеместно. Их мощность достигает

15–20 м. Как правило, это – насыпные песчано-глинистые грунты, содержащие обломки, строительный мусор, остатки обуглившейся древесины. Повышенная (более 5 м) мощность насыпи четко прослеживается по долинам засыпанных рек, ручьев и оврагов и в пределах поймы р. Москвы. В прирусловой части р. Москвы мощность техногенных образований часто превышает 10 м.

2.2. Гидрогеологические условия

Подземные воды на территории Москвы приурочены к четвертичным и мезозойским песчаным и песчано-глинистым отложениям и каменноугольным карбонатным отложениям. При наличии в толще четвертичных отложений слабопроницаемых слоев моренных суглинков выделяются надморенный безнапорный грунтовый водоносный горизонт, межморенные и подморенные часто напорные воды. В районах, где морена отсутствует, четвертичный водоносный горизонт, как правило, не обладает напором и является грунтовым.

Мезозойские пески, залегающие под четвертичными, составляют с ними единый водоносный горизонт, водоупором для которого служат мезозойские или каменноугольные глины. В толще верхнеюрских отложений волжского яруса и средне-верхнеюрских бат-келловейских отложений встречаются водонасыщенные песчаные прослои, воды которых часто обладают достаточно высоким напором над кровлей.

Трещинно-карстовые воды каменноугольных карбонатных толщ в начале XX века в Москве были практически всегда напорные за исключением долины р. Москвы и некоторых её притоков, где эти породы залегают под песчаным аллювием и содержат грунтовые воды. Интенсивные откачки воды привели к тому, что напор над кровлей каменноугольных водоносных горизонтов значительно снизился и в настоящее время верхние горизонты трещинно-карстовых вод в отдельных районах города - безнапорные. В тоже время встречаются каменноугольные подземные воды с напором до 25 м.

2.3. Современные геологические процессы

В зависимости от особенностей строения, состояния и свойств геологической среды на территории Московского мегаполиса развиваются опасные экзогенные геологические процессы. Известны проявления таких процессов как оползни, карст, суффозия. Город оказывает значительное воздействие на геологическую среду. Существуют многие примеры техногенной активизации этих процессов.

Карстово-суффозионные процессы развиваются в тальвегах и склонах доледниковых долин (рис.2).

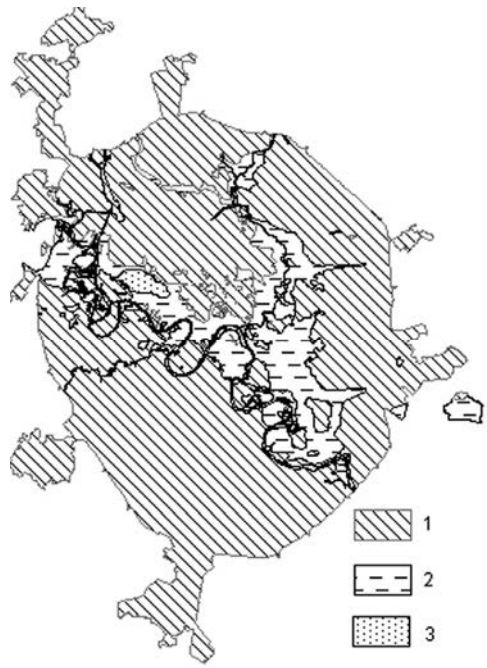


Рис. 2 Карта опасности современных карстово-суффозионных процессов территории г. Москвы. Условные обозначения: 1 – неопасная категория, 2 – потенциально опасная категория, 3 – опасная категория.

Здесь верхнеюрские глины маломощны или полностью размыты. При определенных гидродинамических условиях может произойти разрушение глинистого слоя и начаться суффозионный вынос четвертичных песков в карстовые каверны и трещины в известняках, что вызовет провал на земной поверхности. При отсутствии разделяющего слоя глин суффозионный вынос отдельных песчаных фракций в известняки происходит на большой площади и сопровождается разуплотнением песчаной толщи и мульдообразными оседаниями на поверхности.

Наиболее интенсивно карстово-

суффозионные процессы проявляются в местах наложения доюрских и доледниковых врезов. Известняки здесь характеризуются повышенной закарстованностью, а перекрывающие их мезозойские отложения частично или полностью размыты. К таким территориям относится северо-запад Москвы, где известны 42 провальные карстовые воронки.

Развитие оползней связано с эрозионной деятельностью современной р. Москвы и ее притоков. Выделяются глубокие оползни, поверхность смещения которых приурочена к верхнеюрским глинам, и поверхностные оползни, захватывающие только четвертичные отложения. В настоящее время на территории г. Москвы выявлено 15 участков развития глубоких оползней и около 200 - поверхностных.

Деятельностью современных рек и выходами подземных вод на склонах вызвана суффозия в бортах речных долин. Такая суффозия способствует разуплотнению четвертичной песчаной толщи и образованию воронок и оседаний на поверхности речных террас.

С характером современного эрозионного рельефа связано развитие процесса подтопления. Участки с близким к поверхности залеганием грунтовых вод находятся в поймах современных рек. На водораздельных территориях, где сохранились от размыва моренные суглинки может формироваться техногенный горизонт «верховодки».

2.4. Инженерно-геологические особенности пород

Сложность освоения геологической среды во многом определяется инженерно-геологическими особенностями пород, залегающих в основании проектируемого сооружения. Среди четвертичных отложений надежным основанием инженерных сооружений служат среднечетвертичные моренные суглинки, представляющие плотные и прочные грунты, как правило, туго пластичной консистенции.

В качестве основания могут использоваться и аллювиальные верхнечетвертичные пески, слагающие надпойменные террасы р. Москвы и её притоков. Это плотные однородные пески средне- и мелкозернистые, редко включающие маломощные прослои супесей и суглинков. Наиболее сложными в освоении являются отложения современного аллювия поймы и среднечетвертичные водно-ледниковые отложения, в разрезе которых встречаются значительные по мощности прослои сильносжимаемых глинистых пород, обладающих способностью к разжижению при динамических воздействиях.

Среди отложений мезозойского возраста хорошим основанием для инженерных сооружений являются келловей-оксфордские глины. Они не могут использоваться как основание только в бортах речных долин и оврагов, так как обладают свойством ползучести и являются основным деформирующим горизонтом для большинства глубоких оползней в долине р. Москвы.

Меловые пески, верхнеюрские пески и глины волжского яруса, бат-келловейские песчано-глинистые породы не могут служить надежным основанием, так как часто обладают тиксотропными и плывунными свойствами и способны разжижаться при динамических воздействиях.

Каменноугольный массив в Москве представляет собой чередование карбонатных трещиноватых и закарстованных толщ, включающих известняки и доломиты, и терригенных толщ, представленных глинами и мергелями.

Каменноугольные глины и мергели могут служить хорошим основанием сооружения, так как обладают высокой плотностью и прочностью. Известняки и доломиты также являются надежным основанием, но при их освоении надо оценивать степень закарстованности и трещиноватости и при необходимости использовать предварительную цементацию или другие мелиоративные мероприятия.

3. ОЦЕНКА СЛОЖНОСТИ ОСВОЕНИЯ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ НА УЧАСТ- КАХ СТРОИТЕЛЬСТВА ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В настоящее время в Москве ведется интенсивное строительство современных высотных сооружений, при котором на значительную глубину используется подземное пространство. Высота зданий составляет 25–45 этажей. Подземная часть может включать несколько уровней, а глубины заложения фундаментов достигают 20–30 м.

Критериями при выборе участков для

размещения высотных объектов являются расположение в определенном районе города, визуальное восприятие в комплексе с существующими зданиями, привязка к городской инфраструктуре. При этом практически не учитываются геологические особенности основания, наличие опасных экзогенных процессов, гидрогеологические условия.

Сложность освоения геологической среды определяется особенностями геологического строения участка; наличием горизонтов подземных вод, глубиной их залегания и величиной напоров; возможностью развития опасных природных и природно-техногенных процессов различной интенсивности; конструктивными особенностями сооружения (в первую очередь глубиной заложения фундамента). Выделяются участки благоприятные, условно благоприятные и неблагоприятные для высотного строительства.

Благоприятными для высотного строительства являются участки, в пределах которых толща пород с поверхности до максимальной глубины заложения фундамента (20 - 30 м) представлена грунтами, которые являются надежным естественным основанием высотного сооружения; в зоне влияния сооружения отсутствуют напорные горизонты подземных вод и условия для развития опасных экзогенных процессов.

Условно благоприятными для высотного строительства являются участки, в пределах которых ограничен выбор глубины заложения фундамента. На таких участках с поверхности до максимальной глубины заложения фундамента (20 - 30 м) толща пород представлена различными по прочности и сжимаемости грунтами; могут встречаться напорные горизонты подземных вод; условия для развития опасных экзогенных процессов отсутствуют.

Неблагоприятными для высотного строительства будут участки, в пределах которых в основании проектируемого сооружения залегают сильносжимаемые грунты и грунты, обладающие плывунными и тиксотропными свойствами или возможно развитие карстово-суффозионных процессов и оползней. При строительстве высотных зданий на таких участках необходимо применять специальные защитные мероприятия, которые обеспечат устойчивость возводимого комплекса и близлежащих зданий и сооружений.

При оценке опасности проявления природных и природно-техногенных геологических процессов на участках размещения высотных объектов надо принимать во внимание, что при строительстве сооружений с фундаментами глубокого заложения значительно изменяется геологическое строение основания. Глубина котлована для подземной части здания часто превышает 10 м, а грунты верхней части геологического разреза полностью вынимаются. Для защиты подземной части зданий и сооружений от водопритоков, обрушения бортов котлованов, прорывов воды в дно котлована применяются ограждающие системы, замкнутые в плане и заглубленные в выдержанный по простиранию глинистый слабопроницаемый слой. Чаще всего применяется технология «стена в грунте».

Необходимо учитывать возможность проявления природно-техногенных процессов при проходке котлована. Если водоносный горизонт, расположенный ниже глинистой слабопроницаемой толщи, залегающей в основании стены в грунте, является напорным, существуют условия для восходящей фильтрации подземных вод через водоупор при осушении грунтов в пределах стены в грунте, что может вызвать прорыв подземных вод или водонасыщенных песчано-глинистых пород через дно котлована. При разработке котлована должно быть предусмотрено противофильтрационное укрепление грунтов в подошве котлована. Для борьбы с подъемом уровня грунтовых вод в следствии барражного эффекта после создания котлована сооружается дренаж с внешней стороны ограждающих конструкций.

При работе над проектом сооружений с фундаментами глубокого заложения правильно было бы предусмотреть несколько возможных уровней заглубления фундамента. Это позволит после проведения инженерных изысканий с учетом геолого - гидрогеологического строения основания и наличия опасных экзогенных процессов выбрать оптимальную глубину заложения, тип фундамента и характер ограждающих конструкций.

4. ОЦЕНКА ОПАСНЫХ ЭКЗОГЕННЫХ ПРОЦЕССОВ НА УЧАСТКАХ СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ С ФУНДАМЕНТАМИ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

С изменением геологического строения в основании высотного сооружения изменяются условия развития геологических процессов. На участках, где при создании строительного котлована будет вынута значительная часть мезо-кайнозойских песков, залегающих на глинах или известняках, карстово-суффозионные процессы проявляться не будут из-за отсутствия или недостаточной мощности суффозионно-неустойчивых грунтов (Инструкция, 1984). Так на территории опасной и потенциально опасной в отношении проявления на поверхности карстово – суффозионных процессов участок сооружения с фундаментом глубокого заложения станет неопасным.

С подобной ситуацией столкнулись при проведении оценки карстово-суффозионной опасности на участке проектируемого строительства гостиничного комплекса с подземной автостоянкой в центре Москвы в районе Никитского бульвара. Сооружение представляет собой 8-ми этажное здание, под которым предусмотрено устройство подземной 3-х этажной автостоянки с предполагаемым заглублением 14 м.

До начала строительства участок характеризуется как потенциально опасный в отношении проявления на поверхности карстово-суффозионных процессов. Четвертичные песчаные отложения содержащие грунтовый водоносный горизонт отделяются от сильнотрещиноватых водоносных известняков маломощным (менее 5–10 м) слоем четвертичных моренных суглинков и глин юрского и каменноугольного возраста (рис. 3).

В качестве ограждающей конструкции котлована будет использована «стена в грунте» с заглублением 22 м; предполагаемый тип фундамента – монолитная железобетонная плита. «Стена в грунте» заглубляется в слабопроницаемый слой глин каменноугольного возраста, основанием фундаментной плиты будут служить моренные суглинки. Суффозионно неустойчивые песчаные породы подлежат экскавации.

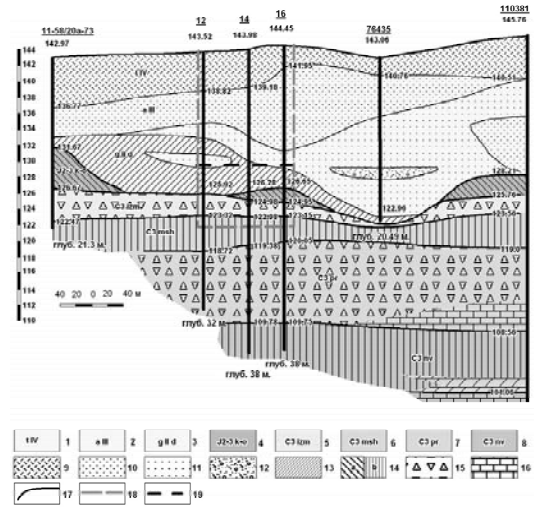


Рис. 3 Геологический разрез участка строительства Гостиничного комплекса с подземной автостоянкой (Никитский бульвар).
Условные обозначения: 1 – современные техногенные образования; 2 – верхнечетвертичные аллювиальные отложения; 3 – среднечетвертичные отложения днепровской морены; 4- верхнеюрские отложения келловейского и оксфордского ярусов (нерасчлененные); верхнекаменноугольные отложения: 5 – измайловской подсвиты; 6 – мещеринской подсвиты; 7 – перхуровской подсвиты; 8- неверовской подсвиты.
9 – насыпные грунты; 10 – пески мелкозернистые; 11 – пески среднезернистые; 12 - пески крупнозернистые с гравием и галькой; 13 – суглинки; 14 – глины (a – верхнеюрские, b – верхнекаменноугольные); 15 – известняки разрушенные; 16 – известняки трещиноватые; 17 – геологические границы; 18 – контур «стены в грунте»; 19 – уровень фундаментной плиты

Таким образом, после сооружения подземной части участок строительства становится безопасным в отношении проявления карстово-суффозионных процессов, так как суффозионно неустойчивые грунты полностью убираются из основания, но на окружающей территории сохраняется возможность развития карстово-суффозионных процессов.

Важнейшим этапом инженерно-геологических исследований на участках строительства сооружений с фундаментами глубокого заложения является оценка возможного изменения геолого-гидрогеологической обстановки на прилегающей территории. Для контроля состояния геологической среды обязательно создание системы деформационного и гидрогеологического мониторинга.

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализ особенностей геологической среды территории Московского мегаполиса позволил выделить основные аспекты оценки сложности её освоения при современном строительстве.

Сложность инженерно-геологических условий на территории мегаполиса определяется в первую очередь расположением участка относительно разновозрастных речных врезов, которые контролируют изменение геологического строения, гидродинамической обстановки, характера и интенсивности современных экзогенных процессов.

На основании геологических критериев участки строительства могут быть отнесены к благоприятным, условно благоприятным и неблагоприятным. Отнесение участка к той или иной категории должно накладывать ограничения на выбор глубины заложения и типа фундамента, определять возможность использования тех или иных защитных конструкций при проходке котлована и учитываться при выборе конструктивных решений для подземной части сооружения.

При оценке опасности развития экзогенных процессов на участках строительства сооружений с фундаментами глубокого заложения необходимо учитывать возможность значительного изменения геологического строения при экскавации большого объема грунта и сооружения изолирующих конструкций подземной части. Оценка опасных геологических процессов должна проводиться не только для участка строительства, но и для прилегающей территории.

6. ЛИТЕРАТУРА

Даньшин Б.М. Геологическое строение и полезные ископаемые Москвы и её окрестностей. М., Изд-во МОИП, 1947. 308 с.

Голодковская Г.А., Лебедева Н.И. Инженерно-геологическое районирование территории Москвы. М.,.Инженерная геология, 1984, 3, с.87-101.

Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах г. Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов. М., 1984

Котлов Ф.В. Изменение природных условий территории Москвы под влиянием деятельности человека и их инженерно-геологическое значение. М., Изд-во АН СССР, 1962.

Кутепов В.М., Осипов В.И.. и др. Районирование территории г. Москвы по геологическому строению и условиям взаимосвязи водоносных горизонтов с учетом распространения древних эрозионных врезов. М, Геоэкология, 1999, 5, с. 472—479

Кутепов В.М., Анисимова Н.Г., Козлякова И.В., Кожевникова И.А. Влияние эрозионных врезов на особенности строения геологической среды и развитие опасных геологических процессов в столичном мегаполисе. Уникальные и специальные технологии в строительстве. 2006. № 1(4). С.32-37.

Кутепов В.М., Н.Г.Анисимова, Е.М.Грибов, О.Н.Еремина, И.А.Кожевникова, И.В.Козлякова, П.С.Микляев. Оценка изменения геологической среды при реконструкции Государственного академического большого театра в Москве. Сергеевские чтения. Выпуск 8. 2007. с.229-232

Москва: геология и город. Гл. ред. В.И.Осипов, О.П.Медведев, М.: АО «Московские учебники и картография», 1997, 400 с.

Осипов В.И., Кутепов В.М., Анисимова Н.Г., Грибов Е.М., Кожевникова И.А., Козлякова И.В., Микляев П.С. Инженерно-геологическая оценка сложности освоения подземного пространства открытым способом в г. Москве. Труды Международной конференции по вопросам освоения подземного пространства города Москвы. Международная программа Юнеско МГС «Год планеты земля». 2008. с 35-40.

Роль геофизических методов в комплексе геотехнических исследований на территориях мегаполисов

И.Г. Миндель., В.В. Севостьянов, Б.А. Трифонов, Н.А. Рагозин
Институт геоэкологии РАН им. Е. М. Сергеева (ИГЭ РАН), Москва, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: Излагаются методические особенности и некоторые результаты применения преимущественно сейсмоакустических методов в составе геотехнических исследований на примере территорий двух мегаполисов: в Москве и Большом Сочи. В связи со строительством высотных зданий и подземных сооружений скважинные сейсмоакустические методы исследования проводились до глубин 80-100 м от поверхности. Результаты сейсмоакустики использовались не только для уточнения строения, состояния и свойств грунтов, но и для оценки низкочастотных 4-6-балльных сейсмических воздействий, опасных для высотных зданий в Москве от землетрясений из Восточных Карпат, и в Большом Сочи от 8-9-балльных местных и близких землетрясений.

В настоящей статье основное внимание уделено скважинным сейсмоакустическим методам типа ВСП и межскважинного просвечивания, которые позволяют решать задачи не только определения строения и свойств грунтов в межскважинном и околоскважинном пространстве, но также использовать полученные сведения о скоростях сейсмических волн в грунтах и породах с целью дальнейшего расчета возможных сейсмических воздействий как в слабосейсмичных районах (например, для высотных зданий в Москве, характеризующихся собственными периодами колебаний от 1 с до 6 с, близкими к периодам сотрясений от удаленных землетрясений), так и в высокосейсмичных (например, на территории Большого Сочи).

В Лаборатории инженерной геофизики и сейсмического микрорайонирования ИГЭ РАН для решения обширного круга инженерных задач успешно применяется комплекс преимущественно скважинных геофизических методов. В частности, реализуется комплекс разночастотных сейсмических и сейсмоакустических методов. Этот комплекс включает проведение вертикального сейсмического профилирования (ВСП) в одиночных скважинах с ударными источниками возбуждения колебаний на частотах 50-200 Гц (удары молотами массой 10-15 кг о подставки), 30-150 Гц (удары с помощью установки с падающим грузом массой 150-200 кг с высоты 4 м), межскважинное сейсмическое просвечивание со скважинными источниками: пневматическим (частоты 100-250 Гц) и электроискровым (частоты 500-1000 Гц).

На рис.1 приведен пример частотных спектров применяемых источников (спектры Фурье).

Сопоставление результатов скважинных сейсмоакустических исследований с различными источниками в диапазоне частот от первых десятков до 1000-2000 Гц позволяет получить сведения о строении и свойствах геологической среды в околоскважинном и межскважинном пространстве с выделением неоднородностей, сопоставимых по размерам с различными длинами волн.

Скважинные сейсмоакустические исследования сопровождаются, как правило, ультразвуковыми измерениями скоростей продольных и поперечных волн на образцах, извлеченных из скважин, в основном из твердых пород (известняк, мергели, песчаники и др.).

Разночастотные методы, основанные на распространении упругих волн в геологической среде, позволяли не только выделять в межскважинном и околоскважинном пространстве неоднородности типа разуплотненных трещиноватых зон и карстовых полостей, но также оценивать на основе установленных корреляционных зависимостей между геотехническими и геофизиче-

скими параметрами грунтов характеристики их деформационных и прочностных свойств в естественном залегании.

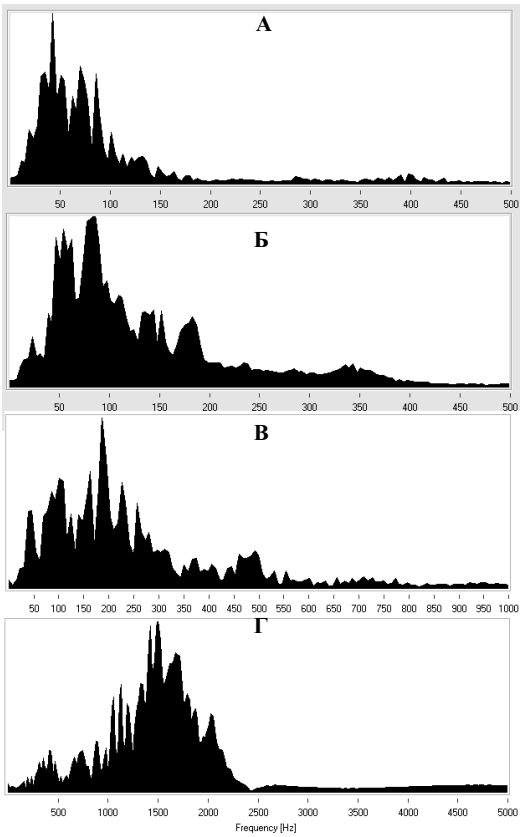


Рис. 1. Пример спектров Фурье записей колебаний от различных сейсмических источников, применявшихся при исследованиях. А- падающий груз с высоты около 4 м (масса 150-200 кг).; Б - удары кувалдой (вес 10-12 кг); В - пневмоисточник (давление в камере 70 атм, объем 0,66 л); Г – источник типа «спаркер» (энергия разряда около 1,5 кДж).

Скважинные геофизические исследования при наличии незастроенных участков дополняются в случае необходимости наземной сейсморазведкой на преломленных и отраженных волнах в модификации многократных перекрытий с регистрацией продольных и, особенно, поперечных волн, а также электроразведкой методами зондирования, профилирования, становления поля в ближней зоне и другими.

Сейсмоакустические исследования проводились с использованием современной регистрирующей цифровой аппаратуры зарубежных и отечественных фирм: GEODE фирмы Geometrix, США; Эллис-24 фирмы ООО «Велко», Россия и др.

В качестве скважинных зондов применялись двухкомпонентный (один вертикальный и один горизонтальный сейсмоприёмники) из 12 групп с расстоянием между ними 2 м с механическим прижимом фирмы ОЙО-ГЕО Импульс Интернэшнл (Россия), одноточечный трёхкомпонентный с регулируемым прижимом фирмы Geostuff (США), одноточечный симметричный с одним вертикальным и тремя наклонными, расположенными в плане через 120^{o} фирмы «Ингеосервис» (Россия). Поскольку одинаковую ориентацию зондов при спуско-подъёмных операциях в скважине достигнуть, как правило, не удаётся, то при горизонтальных противоположно направленных ударах (отличающихся по направлению на 180^{o}) на горизонтальных и наклонных сейсмоприёмниках в зондах фиксируются не обязательно максимальные по амплитуде компоненты (как при наземных наблюдениях по схеме YY), а случайные. Но при наложении друг на друга трасс с противоположно направленными воздействиями по признаку «раздува» фаз на каждой из наложенных трасс можно уверенно идентифицировать и определять время вступления поперечной SH-волны.

В связи со строительством высотных зданий в Москве (высотой более 100 м) в последние годы на долю скважинных сейсмоакустических методов, проводимых в составе инженерно-геологических изысканий на таких площадках, выпадало решение задач в двух направлениях: первое – оценка показателей деформационных и прочностных свойств в грунтах оснований в их естественном залегании; второе – оценка количественных параметров сейсмических воздействий от удалённых катастрофических землетрясений из Восточных Карпат, опасных для высотных зданий.

Способы определения сейсмических свойств грунтов (скоростей распространения продольных и поперечных волн, динамических модулей Юнга, сдвига, коэффициента Пуассона) по материалам скважинных сейсмоакустических исследований хорошо известны, в том числе и по публикациям авторов настоящей статьи (Миндель и др., 2005), (Миндель и др., 2008), и здесь подробно не рассматриваются.

Далее приводятся примеры результатов применения сейсмоакустических методов с целью определения характеристик свойств грунтов в условиях их естественного залегания и оценки влияния этих свойств на реакцию грунтов на сейсмические воздействия для высотных зданий в Москве и на строительные объекты в г. Большой Сочи.

Территорию Москвы в отношении общей мощности песчано-глинистых четвертичных, юрских и меловых отложений и, следовательно, по глубине залегания карбонатной толщи пород каменноугольного возраста можно условно разделить на две части. К первой относится центральная часть, прилегающая к реке Москве, а также северо-восточная, где глубина залегания пород верхнего и среднего каменноугольного возраста изменяется от 10 м до 40 м. На этой территории при строительстве зданий и подземных сооружений большое внимание уделяется изучению строения и свойств каменноугольных пород, в том числе известняков, в связи с их разрушенностью, трещиноватостью и возможным проявлением карстово-суффозионных процессов.

Ко второй части относится юго-западная и северная территории города, где общая мощность четвертичных, юрских и меловых отложений превышает, как правило, 40-50 м, достигая на отдельных участках 100-140 м. Здесь в области воздействия зданий и сооружений оказываются песчано-глинистые четвертичные отложения, юрские глины и меловые пески, которым и уделяется основное внимание при проведении инженерных изысканий.

Некоторые результаты применения в основном скважинных сейсмоакустических и радиоволновых методов на территории Москвы, в том числе для оценки возможных сейсмических воздействий на высотные здания, приводились ранее (Миндель и др., 2005), (Миндель и др., 2008), (Уломов и др., 2007), (Севостьянов и др., 2004).

В настоящей статье показаны примеры результатов оценки параметров упругих и прочностных свойств и характеристик трещиноватости известняков в центральной части Москвы, а также свойств глинистых и песчаных пород четвертичного, юрского и мелового возраста, большая мощность которых влияет на их реакцию на сейсмические воздействия.

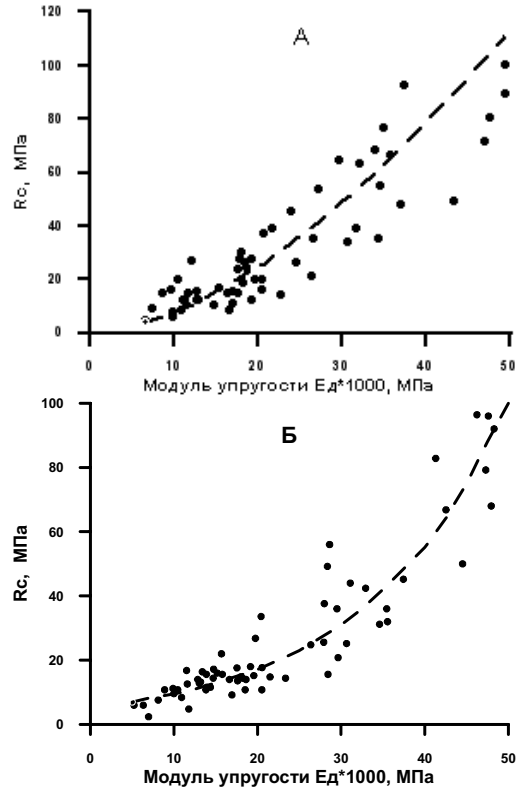


Рис. 2. Зависимость между пределом прочности на сжатие (Rc) и модулем упругости (Ед) для известняков верхнего и среднего каменноугольного возраста на территории г. Москвы. А – в воздушно-сухом состоянии; Б – после замачивания

В центральной части Москвы в условиях относительно неглубокого залегания пород каменноугольного возраста на более чем 15 площадках строительства с помощью сейсмоакустики были получены сведения о строении и свойствах, в частности, известняков верхнего и среднего карбона. Методические особенности и результаты преимущественно скважинных сейсмоакустических исследований излагались ранее (Миндель и др., 2005), (Миндель и др., 2008). Для оценки по данным сейсмоакустики прочностных свойств известняков были проведены специальные парные исследования на стандартных кубиках известняков до и после замачивания с целью установления зависимости предела прочности на сжатие Rc с одной стороны и модулем упругости (Юнга) Ед по данным измерения скоростей ультразвуковых волн на тех же образцах (кубиках) – с другой.

Таблица 1. Параметры упругих и прочностных свойств и трещинной пустотности в массиве известняков верхнего и среднего каменноугольного возраста в центральной части Москвы по данным сейсмоакустических исследований

Характеристика слоёв известняков в массиве	Упругие модули			Предел прочности на сжатие Rc, МПа	Трещинная пустотность, %
	Ед, МПа	Сдвига G, МПА	Коэффиц. Пуассона μ		
Известняки измайловского горизонта (C_3izm) - разрушенные до дресвы и щебня; -.от сильно трещиноватых до трещиноватых	 1140-2200 2200-3980	 450-800 800-1430	 0,43-0,45 0,40-0,43	 3-5 5-7	 20-30 13-20
Известняки перхуровского горизонта (C_3pr) - разрушенные до дресвы и щебня; -.трещиноватые в различной степени	 2430-3000 3000-4740	 850-1200 1200-1700	 0,40-0,42 0,39-0,40	 4-6 6-9	 20-25 12-20
Известняки ратмировского горизонта (C_3rt) от разрушенных до в различной степени трещиноватых	3600-5370	1120-1850	0,37-0,40	5-12	8-24
Известняки суворовского горизонта (C_3sv) от разрушенных до трещиноватых в различной степени	3750-6300	1320-2060	0,38-0,40	5-10	12-26
Известняки мячковского горизонта (C_3mc) от разрушенных местами до трещиноватых в различной степени	4960-6650	1560-2280	0,37-0,39	7-15	10-20
Примечание: слои доломитизированных с прослоями окремнелых известняков в таблице не отражены					

На рис. 2 приведены зависимости Rc от Ед для воздушно-сухого состояния и после замачивания.

В таблице 1 показаны результаты оценки предела прочности на сжатие и трещинной пустотности в слоях известняков измайловского (C_3izm), перхуровского (C_3pr), ратмировского (C_3rt), суворовского (C_3sv) и мячковского (C_2mc) горизонтов по данным сейсмоакустических исследований в Центральной части Москвы. Наиболее низкими значениями Rc в условиях естественного залегания и наиболее высокими значениями трещинной пустотности (объёма трещин, пор, каверн, заполненных водой и продуктами разрушения известняков) до 25-30% характеризуются сильно разрушенные известняки измайловского и перхуровского горизонтов. Прочность трещиноватых известняков в массиве относительно их прочности в сохранных образцах, приготовленных из керна для лабораторных опытов на раздавливание, снижается до 70-75%, а в слоях известняков, разрушенных и сильно трещиноватых, это снижение может достигать нескольких раз.

В юго-западной части территории Москвы, как уже отмечалось, кровля каменноугольных пород залегает на глубинах до 80-100 м (местами до 120-140 м), и в разрезе под четвертичными отложениями прослеживается толща меловых песков мощностью до 50-60 м. Скважинные сейсмоакустические методы позволяют оценить характеристики упругих свойств меловых песков, как правило, водонасыщенных, и оценить по ним параметры прочности и деформируемости в массиве, что затруднительно для лабораторных и полевых испытаний. Скорости поперечных волн в меловых песках в целом увеличиваются от кровли к подошве от 300 м/с до 520 м/с, а динамический коэффициент Пуассона изменяется от 0,35 до 0,47. Однако в толще среди средних и мелких песков встречаются прослои пылеватого с несколько пониженными значениями Vs. По эмпи-

рическим зависимостям между прочностными (угол внутреннего трения φ, сцепление С) и деформационными (модуль деформации $E_{деф}$) характеристиками песков разной крупности с одной стороны и их упругими параметрами – с другой получены следующие оценки: для влажных и обводнённых средних и мелких песков с включением дресвы и щебня φ=35°–43°, С=3-10 кПа, Едеф=39-60 МПа, для пылеватых водонасыщенных разностей φ=32°– 40°, С=7-12 кПа, Едеф=27-50 МПа.

При высотном строительстве в центре Москвы (Москва-Сити) на основе исследований реакции грунтов на сейсмические воздействия от катастрофических землетрясений из Восточных Карпат было установлено, что при их максимальной магнитуде M_w=8,0 длиннопериодные (до 1-3 с) и продолжительные (до 2-3 минут) колебания опасны для высотных зданий. Характерной особенностью спектрального состава колебаний от землетрясений из Восточных Карпат на территории Москвы является наличие низкочастотных составляющих колебаний (на периодах от 1 с до 2-4 с), а также присутствие сравнительно высокочастотных составляющих (на периодах от 0,2 с до 0,5 с). Это иллюстрируется рис. 3, на котором приведён график коэффициента динамичности, рассчитанный по вертикальной компоненте акселерограммы Вранчского землетрясения 27 октября 2007 г. с магнитудой M_w=5,9, зарегистрированного на ЦСС «Москва» (Уломов, 2009).

Такой спектральный состав колебаний является следствием сложности геологической среды. На территории мегаполиса верхняя часть разреза мощностью от нескольких метров до 100-140 м сложена преимущественно дисперсными породами, залегающими на осадочной толще карбона и девона, представленной чередованием известняков, мергелей, глин и песчаников. Как во всей толще, подстилаемой на глубинах от 1,5-1,7 км и до 2,5-2,7 м породами кристаллического фундамента архея, так и в консолидированных породах верхней коры до глубины 10 км и глубже имеются сейсмические границы и пласты с различными скоростями упругих волн и различной плотностью. При угле подхода сейсмических волн от Карпатских землетрясений, близком к вертикальному, в этой сложной геологической среде генерируются многократные отражения на различных границах раздела, происходит интерференция и другие волновые явления. Это приводит к наличию в спектральном составе колебаний не только низкочастотных, но и относительно высокочастотных составляющих.

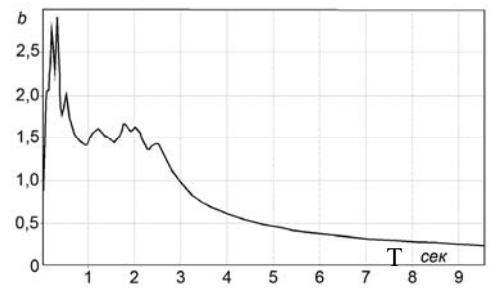


Рис. 3. График коэффициентов динамичности, составленный по вертикальной составляющей акселерограммы Вранчского землетрясения 27 октября 2004 года (Уломов, 2009).

При исследованиях по сейсмическому микрорайонированию территории Москвы для высотного строительства были проанализированы факторы, влияющие на интенсивность сейсмических воздействий от глубокофокусных очагов землетрясений из зоны Вранча. Параметры сейсмических воздействий здесь зависят от магнитуды и механизма в очаге, характеристик транзитной среды протяжённостью около 1400 км в верхней мантии и консолидированной коре, строения кристаллического фундамента и осадочной толщи, а также от мощности, физико-механических и сейсмических свойств грунтов на конкретных строительных площадках. Из указанных факторов, включая различную мощность осадочной толщи и наличие глубинных разломов типа Павлово-Посадского, по которому смещения в кристаллическом фундаменте изменяются от нескольких сотен метров до 1 км, наибольшее влияние при максимальной магнитуде Mw=8,0 оказывает мощность и свойства песчано-глинистых пород четвертичного, юрского и мелового возраста, залегающих на известняках. Были проведены специальные расчёты акселерограмм по программе NERA (вариант известной программы SHAKE) (Bardet, Tobita, 2001) на поверхности грунтовых толщ, сложенных дисперсными породами. Физико-механические и сейсми-

ческие свойства в толще дисперсных пород мощностью от первых метров и до 100-140 м были получены экспериментально более чем в 20 пунктах территории Москвы. Сейсмические характеристики в слоях каменноугольных и девонских пород, а также в породах кристаллического фундамента учитывались при составлении параметров расчётных разрезов. В качестве границы упругого полупространства на глубине около 10 км принималась граница Конрада в коре. Входным сигналом на границе упругого полупространства при расчётах служила синтетическая акселерограмма для эталонного грунта под сейсмостанцией «Москва» при максимально возможном Вранчском землетрясении с Mw=8,0 (Уломов, 2009).

При инженерном подходе к оценке интенсивности воздействий эта акселерограмма по значению максимального ускорения приводилась к 4 баллам по шкале MSK-64 (для горизонтальных компонент). По данным расчётов было установлено, что при увеличении мощности дисперсных пород от нескольких до 40-50 м сейсмическая интенсивность изменялась от 4,0 до 5,0 баллов. При дальнейшем увеличении мощности дисперсных пород до 100-140 м градиент увеличения интенсивности уменьшался и возрастал от 5.0 до 5,5 баллов. Величины максимальных ускорений в зависимости от сейсмических характеристик и мощности толщи дисперсных пород составляли 20-35 см/с^2. На карте сейсмического микрорайонирования территории Москвы масштаба 1:50000 для высотного строительства были выделены зоны с сейсмичностью от 4,0 до 5,5 баллов с шагом через 0,5 балла. Отметим, что при сравнительно небольших значениях ускорений при Карпатских землетрясениях нелинейные эффекты в грунтах III не проявляются. В связи с этим увеличение интенсивности на 1 балл на грунтах III категории по сейсмическим свойствам, как это предписывается нормативными документами при местных и близких землетрясениях, при Карпатских землетрясениях на территории Москвы является ошибочным.

Второй показательный пример применения геофизических методов исследований на территории мегаполисов – город Большой Сочи. Отличительная особенность территории Большого Сочи – высокая исходная сейсмичность (8÷9 баллов) и наличие опасных геологических процессов, связанных с предгорными и горными условиями (тектонические разрывы, оползни, обвалы и др.). С участием авторов настоящей статьи в последние годы на территории Большого Сочи, включая и Красную Поляну, были выполнены комплексные наземные и скважинные сейсморазведочные исследования как с целью уточнения сейсмических условий строительства различных объектов гражданского и промышленного назначения, так и с целью оценки геологических условий и свойств пород при проектировании и проходке тоннелей, что весьма актуально для этого мегаполиса. Результаты сейсмического микрорайонирования и оценки количественных характеристик сейсмических воздействий на ряде строительных площадок, вдоль трасс трубопроводов (наземных и морских), а также отдельных территорий (Имеретинская низменность, ТГСКК Красная Поляна) излагались в ряде публикаций (Миндель и др., 2009), (Севостьянов и др., 2007), (Севостьянов и др., 2005) и здесь не дублируются.

Нетривиальные результаты были получены в 2008-2009 г.г. при сейсмическом микрорайонировании проектируемой трассы железной дороги Адлер-Красная Поляна – одной из важных строек в рамках подготовки к зимним Олимпийским играм в 2014 году в Сочи. Особенность исследований в этом случае заключалась в том, что исходная сейсмичность вдоль трассы при повторяемости землетрясений (Т) 1 раз в 500 лет изменялась на протяжении 42 км от 8,0 баллов в Адлере до 8,5 балов в Красной Поляне (при Т=1000 лет от 8,5 до 8,9 баллов) (Уломов, 2005). Грунтовые условия вдоль трассы, проходящей сначала по Имеретинской низменности и далее по долине р. Мзымта, также изменялись: от I категории при расположении трассы на коренных бортах р. Мзымты, II категории в долине реки и III категории на некоторых участках в Адлере и Красной Поляне.

На карте-схеме сейсмического микрорайонирования трассы железной дороги Адлер-Красная Поляна выделены участки с сейсмичностью 8,0, 8,5 и 9,0 баллов при Т=500 лет. На трёх площадках расположения зданий вокзалов, относящихся к объектам повышенной ответственности (Т=1000 лет) по данным скважинной и наземной сейсморазведки были рассчитаны количественные характеристики сейсмических воздействий с

помощью программы NERA (Bardet, Tobita, 2001), моделирующих процесс распространения сейсмических волн через конкретную грунтовую толщу. Величины ускорений (на примере максимальной горизонтальной компоненты колебаний) составили на площадке железнодорожных станций: «Адлер» - 315 см/с^2, «Эстосадок» - 580 см/с^2, «Альпика» - 495 см/с^2.

Далее остановимся на частной, но важной проблеме роли геофизических методов при проектировании тоннелей.

В качестве примера приводятся результаты исследований на участие строительства тоннеля №3 отрезка реконструкции автомобильной дороги от ул. Земляничной до Курортного проспекта в г. Сочи, проходящей по водораздельной части, сложенной в основном аргиллитами Сочинской свиты (P_3sc) различной степени выветрелости и прочности. В двух скважинах глубиной до 100 м методом ВСП здесь получены скорости поперечных и продольных волн. Пример сейсмограммы ВСП в одной из скважин в интервале глубин 59-99 м, в котором будет проходить тоннель, привёден на рис. 4.

Как видно на рис. 4, в исследованном интервале глубин по данным ВСП хорошо прослеживаются первые вступления как продольных (P), так и поперечных (SH) волн. При расстоянии пункта удара в 8 м от устья исследованной скважины в интервале глубин 59-99 м построенные по временам первых вступлений годографы P- и SH-волн практически характеризуют пластовые скорости в слоях толщи аргиллитов Сочинской свиты верхнего палеогена. При расчете по скоростям P- и S-волн упругих модулей ($E_д$, G) использовались плотности аргиллитов по данным лабораторных испытаний (ρ=2,53÷2,56 г/см^3). Для ориентировочных оценок по значениям упругих модулей величин предела прочности на сжатие (Rc) и модуля деформации ($E_{деф}$) в слоях аргиллитов различной степени трещиноватости использовались соответствующие корреляционные уравнения связи по Ф.М. Ляховицкому и О.В. Воронкову, приведенные в СП 11-105-97 (приложение Е). Результаты определения параметров упругих и оценки физико-механических свойств аргиллитов (P_3sc) по данным ВСП в одной из скважин на участке проектируемого тоннеля приведены в таблице 2.

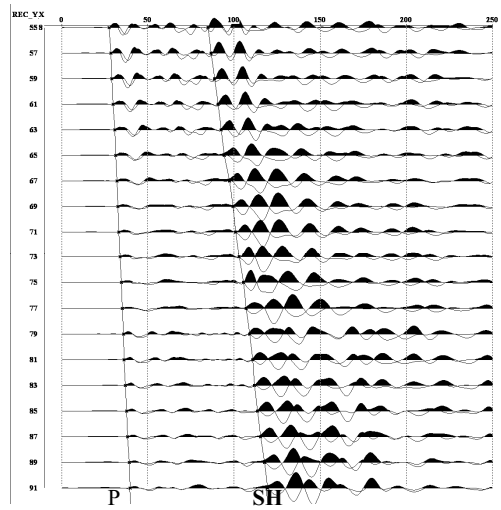


Рис. 4. Пример сводных сейсмограмм ВСП в скважине. Расстояние от пункта возбуждения до устья скважины 8 м. Источник колебаний – удары кувалдой, схема наблюдений YY, интервал регистрации 55-99 м., сейсмограммы с противоположными направлениями удара наложены друг на друга.

Таблица 2. Результаты определения параметров упругих и оценки физико-механических свойств аргиллитов (P_3sc) на участке проектируемого тоннеля по данным ВСП в скважине

Интервал глубин	Модули упругости			Rc, МПа	Модуль дефор. E, МПа
	$E_д$, МПа	G, МПа	μ		
60-76	6180	2150	0,44	13	1890
76-80	6610	2330	0,44	14	2060
80-84	4130	1410	0,46	9	1150
84-90	8330	2910	0,43	17	2750
90-100	10180	3590	0,42	22	3540

Как следует из таблицы 2, в интервале глубин 80-84 м в слое повышенной трещиноватости аргиллитов наблюдаются пониженные параметры упругих, прочностных и деформационных свойств.

Тоннель находится в зоне с исходной сейсмичностью 8,5 баллов для сооружений повышенной ответственности, к которым и относится проектируемый тоннель. По программе NERA (Bardet, Tobita, 2001) выполнено моделирование процесса распространения сейсмических воздействий через геологическую среду, включающей участок проектируемого тоннеля на максимальной глубине от поверхности (около 70 м). При

сейсмичности 8,5 баллов на поверхности грунтов II категории по сейсмическим свойствам над тоннелем максимальное ускорение составляет 280см/с^2, на оси наиболее заглублённой части сооружения воздействия снижаются практически на 1 балл, а максимальное ускорение оценивается в 150см/с^2 на периоде около 0,25 с при эффективной продолжительности колебаний от местных и близких очагов землетрясений около 10 с. Сейсмические воздействия на припортальных участках тоннеля практически не отличаются от исходной (8,5 баллов).

По результатам инженерно-сейсмологических исследований как на существующих тоннелях, так и на проектируемых в районе Российского Причерноморья установлено, что уровень сейсмических воздействий вдоль оси тоннеля зависит от свойств вмещающей геологической среды, глубины заложения сооружения и исходной сейсмичности (например, 9 баллов в районе ТГСКК Красная Поляна). Припортальные участки тоннелей испытывают такие же сейсмические воздействия, как и сооружения, расположенные на поверхности. По мере удаления тоннеля от портала вглубь горного массива уровень сейсмических воздействий уменьшается достигая наименьших значений в наиболее заглубленной от поверхности части.

В заключении следует отметить, что при изысканиях на площадках строительства зданий и сооружений на территориях мега полисов роль геофизических методов сводится не только к получению дополнительной информации о строении, составе и свойствах грунтов, но и к получению информации, не доступной для других методов, особенно в части обнаружения неоднородностей в межскважинном пространстве, определения параметров возможных сейсмических воздействий.

ЛИТЕРАТУРА

Миндель И.Г., Севостьянов В.В., Трифонов Б.А., Рагозин Н.А. 2009. Сейсмические условия строительства газопровода Джубга – Лазаревское – Сочи (морской вариант). *Тезисы докладов VIII Российской национальной конференции по сейсмической безопасности сооружений и городов и сейсмическому районированию (с международным участием*), Сочи, 24 – 29 августа 2009, с. 38-40.

Миндель И.Г., Севостьянов В.В., Трифонов Б.А., Рагозин Н.А. 2008. Геофизические методы при инженерно-геологическом и геотехническом обосновании высотного строительстве в Москве. *Труды международной конференции по геотехнике. Развитие городов и геотехническое строительство. Том 3,* Санкт-Петербург, 16-19 июня 2008, с. 325-330.

Миндель И.Г., Трифонов Б.А., Рагозин Н.А. 2005. Сейсморазведочные методы изучения свойств грунтов в основании зданий и сооружений, в том числе после их улучшения методами инженерной подготовки. *Труды международной конференции по геотехнике. Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика. Том 2,* Санкт-Петербург, 26-28 мая 2005, с. 307-311.

Севостьянов В.В., Миндель И.Г., Трифонов Б.А. 2007. Обобщённые исходные сейсмические воздействия на территории ТГСКК «Красная Поляна». *Тезисы докладов VII Российской национальной конференции по сейсмическому строительству и сейсмическому районированию с международным участием,* Сочи 27 августа–3 сентября 2007, с. 31.

Севостьянов В.В., Миндель И.Г., Трифонов Б.А. 2005. Количественные оценки сейсмических воздействий на ряде строительных площадок в г. Сочи по данным исследований последних лет. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*, №5, с. 71-74.

Севостьянов В.В., Миндель И.Г., Трифонов Б.А. 2004. Оценка параметров сейсмической опасности для высотных зданий, строящихся в Москве. *Промышленное и гражданское строительство,* №10, с. 15-16.

СП 11-105-97. 2004. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть VI. Правила производства геофизических работ. М.: Госстрой России, –49 с.

Уломов В.И. 2009. Инструментальные наблюдения сейсмических проявлений Восточно-Карпатских землетрясений на территории Москвы. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений,* №3, с. 34-42.

Уломов В.И., Севостьянов В.В., Миндель И.Г., Трифонов Б.А. 2007. Оценка сейсмических опасностей для высотных зданий в г. Москве. *В кн. «Современное высотное строительство»*. М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектура», с. 94-100.

Bardet J.P. and Tobita T. NERA. 2001. A Computer Program for Nonlinear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits. University of Southern California. Department of Civil Engineering, April 2001, p. 44.

Об инженерно-строительной карстологии

Э.И. Мулюков, Н.Э. Урманшина
Уфимский государственный нефтяной технический университет (арх.-стр. факультет), Уфа, Россия

АННОТАЦИЯ: изложены некоторые фрагменты дисциплины *«инженерно-строительная карстология»*, в т.ч. ***а)*** механизм растворения и классификация карстующихся компонентов; ***б)*** противокарстовые фундаменты, приспособленные для обследования и позволяющие произвести реставрацию основания и фундамента существующего здания; ***в)*** плитный фундамент с технологическими каналами в новом строительстве, позволяющий ликвидировать последствия проседания, провала; ***г)*** спаренные многосекционные сваи для усиления оснований и фундаментов существующих зданий. Рассмотрен типовой сборный ленточный фундамент, армируемый в процессе монтажа, включающийся в работу над провалом, как *жёсткая балка-стенка*. Сформулирован *закон инженерно-строительной карстологии* – итог многолетнего опыта строительства и эксплуатации объектов на закарстованных территориях, а также преподавания одноимённой дисциплины в строительном вузе.

ВВЕДЕНИЕ

Инженерно-строительная карстология (ИСК) формируется с 80^{-x} гг. 20 в., как составная часть созданного *Г.А. Максимовичем карстоведения* – одного из разделов инженерной геологии [1,2]. ИСК тесно связана со строительными дисциплинами: инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты, подземные сооружения, строительные материалы, строительная механика, надёжность и др. Карстующиеся породы таят в себе возможность проявления особой нагрузки на наземные и подземные здания и сооружения.

В условиях Башкирии ИСК активно развивается в связи с массовым промышленным и жилищным строительством в Уфе и др. городах, на площадках, предрасположенных к карстопроявлениям [3]. За прошедшие годы в рамках ИСК накоплен определённый опыт, положенный в основу региональных документов (ВСН 2-86, РСН 1-91, ТСН 302-50-95.РБ), отражённый в публикациях, авторских свидетельствах и патентах [4]. ИСК преподается в УГНТУ на архитектурно-строительном факультете и в Институте дополнительного профессионального образования с 2002г.

1. О РАСТВОРЕНИИ ПОРОД

Процесс растворения пород в воде происходит в гетерогенной системе и сопровождается возникновением поверхностного концентрированного слоя, взаимодействующего с окружающей жидкой фазой (водой), имеющей какую-то (обычно уменьшенную) концентрацию. При этом самопроизвольно возникает стремление системы к выравниванию концентраций, что зависит от скорости диффузии, а также от факторов её ускоряющих.

Этот процесс в нормальных условиях протекает в две стадии. *На первой стадии* вокруг/на поверхности, как выше отмечено, образуется диффузионный слой в виде жидкой плёнки насыщенного раствора, благодаря отрыву (растворению) полярными молекулами воды молекул породы. *На второй стадии* происходит отвод растворённого вещества из диффузионного слоя в объём жидкой фазы путём взаимного проникновения соприкасающихся жидкостей. Это происходит самопроизвольно благодаря тепловому движению молекул в направлении меньшей концентрации вещества и ведёт к выравниванию химического потенциала в закрытой (изолированной) схеме. При проточной (открытой) схеме возможность отвода вещества из слоя зависит от концентрации вещества в проточной воде (рис. 1).

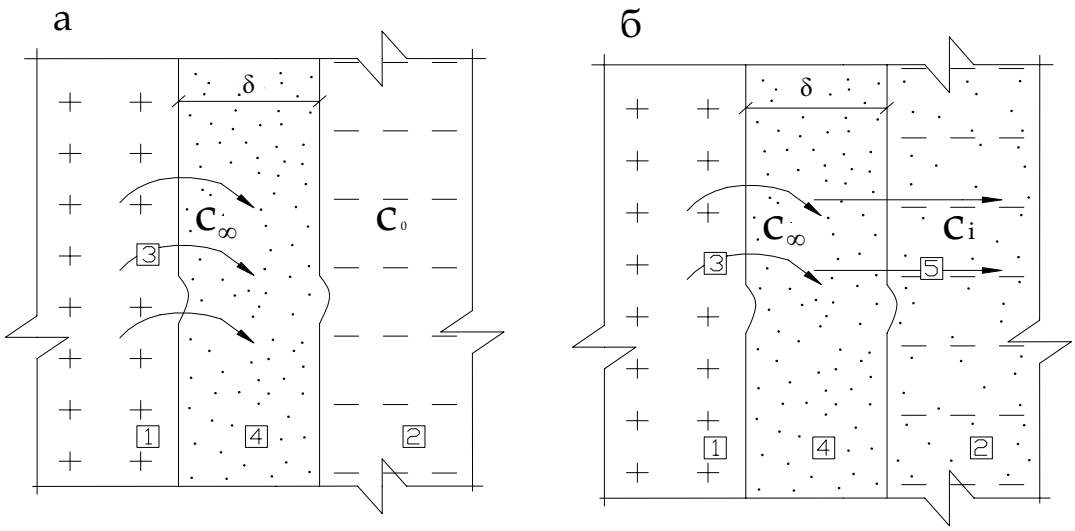


Рис.1. Механизм растворения породы: а - I стадия; б - II стадия; 1 - порода; 2 - вода проточная; 3 - отрыв молекул породы; 4 - формирование диффузионного слоя б; 5 - отвод растворённого вещества; c_∞ - концентрация растворённого вещества в диффузионном слое (растворимость); c_0, c_i - концентрация вещества в проточной воде на I и II стадиях растворения

В обеих стадиях концентрация вещества в диффузионном слое сохраняется насыщенной, равной растворимости породы, благодаря продолжающемуся отрыву продукта из твёрдой фазы. Скорость диффузии вещества на второй стадии при отсутствии внешних воздействий описывается первым законом *А.Фика*, устанавливающим пропорциональность диффузионного потока частиц градиенту их концентрации [5]:

$$v = D\frac{c_\infty - c}{\delta}, \qquad (1)$$

где v – скорость диффузии; D – коэффициент диффузии; δ – толщина диффузионного слоя (плёнки), через который идёт диффузия; c_∞ – предельная концентрация вещества (растворимость) в плёнке; c –концентрация вещества в жидкой фазе (в растворе), характеризующая минерализацию контактирующей воды. Из формулы (1) видно, что при равенстве концентраций (c_∞ = c) растворение породы прекращается.

Зависимость скорости растворения пород от окружающей температуры t °C описывается уравнением *С.Аррениуса*:

$$K = A\exp(-E/RT), \qquad (2)$$

где K – константа скорости растворения для соответствующего типа карстующейся породы; A – множитель с размерностью [г·см$^{-2}$·сек$^{-1}$]; E – энергия активации, определяющая скорость растворения при данной температуре; R – газовая постоянная; T – температура термодинамическая по шкале Кельвина, T = t °C +273,15 K.

Скорость диффузионных процессов при повышении температуры на один градус растёт на 1…3 % по данным *В.В. Кузнецова* [5]. Это подтверждается на практике. Оказалось, что скорость развития карбонатного карста в тропиках повышается до скорости растворения сульфатного карста, характерной в умеренных широтах, что наблюдал *В.И. Мартин* на Кубе [1].

В работах *А.Н. Щукарева и В.Нернста* [6] показано, что процесс растворения пропорционален площади растворяющейся поверхности:

$$\pm\frac{dc}{d\tau} = S\cdot\frac{D}{\delta}(c_\infty - c), \qquad (3)$$

где S – поверхность раздела фаз (контактирующая с водой поверхность).

Растворение породы ускоряется также при наличии трещин, кавернозности. Существенно процесс активизируется при дефектах в кристаллических решётках. Расклинивающее давление плёнок жидкости в промежутках между твёрдыми поверхностями по *Б.В. Дерягину и Е.В. Обухову* также активи-

зирует физико-химический процесс взаимодействия породы с водой.

Скорость растворения карстующейся породы в реальных условиях зависит от режима движения подземной воды. В ламинарном режиме растворение будет «спокойным» благодаря постоянной толщине диффузионного слоя и отсутствию перемешивания воды. Турбулентный режим характеризуется самоперемешиванием слоёв воды, нарушением сплошности диффузионного слоя, что существенно ускоряет процесс растворения. Естественно имеет значение наличие в потоке нерастворимых тонкодисперсных фракций, pH среды, что превращает подземную воду в суспензию, а собственно процесс взаимодействия породы с водой – в карстово-суффозионный. При этом наблюдается выщелачивание растворённых солей, нарушение микроагрегатной структуры грунтов (размыв) и вмывание в полости тончайших частиц породы с нисходящими токами воды.

Г.А. Максимович ввёл понятие *кластокарст* [1], который наблюдается в обломочных породах (глинистых, песчанистых, конгломератовых) вследствие растворения содержащихся в них включений таких солей, как сульфат, карбонат, галит. В кластокарсте гетерогенная реакция протекает в среде глинистой массы, в которой формируется осмотический процесс, представляющий фильтрационную аномалию, т.е. с иными закономерностями, чем вышеприведённые [7].

Для нормальных условий при отсутствии внешних воздействий приводим расчётный расход воды на растворение пород в объёме одного $м^3$. Для карбонатов требуется $(37…56)\cdot10^6$ л, для сульфатов – $(5…30)\cdot10^4$ л, галоидов – $(0{,}1…6)\cdot10^4$ л. Следует отметить, что естественный карстово-суффозионный процесс происходит в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях, не стабильных в пространстве и во времени. Зачастую на него налагается антропогенный фактор. А различные модели процесса и прогнозы не всегда корреспондируются с реальностью. В связи с этим уместно вспомнить, что Ф.П. Саваренский и его коллеги, стоявшие у истоков становления инженерной геологии, проявляли озабоченность и призывали *исключать "в своей деятельности «гадательность» и упрощенческие подходы"* [8]. А геотехник *Н.Н. Маслов* отмечал, что *«природная обстановка и реальные свойства грунтов и горных пород гораздо многообразнее и сложнее, чем это можно описать теми или иными формульными зависимостями»* [9].

2. КЛАССИФИКАЦИЯ КАРСТУЮЩИХСЯ КОМПОНЕНТОВ

Классификация включает 5 классов растворимых минералов, горных пород и грунтов. За критерий класса принята растворимость в нормальных условиях в возрастающем порядке. Названы только основные представители классов и видов, включая грунты, состоящие из растворимых и нерастворимых компонентов. Скорреспондирована с ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация».

1. ***Карбонаты*** – класс малорастворимых пород, растворимость (Р) равна примерно 0,07 г/л. Широко распространены в природе. Относятся к осадочным скальным породам. Имеют преимущественно ковалентный тип связи. Обладают достаточно высокой плотностью. Подразделяется на виды: 1.1 – доломит, грейнерит, броссит; 1.2 – кальцит, исландский шпат, известняк, мрамор, мел; 1.3 – магнезит, магнезитовый шпат; 1.4 – мергели глинистые с известковыми и доломитовыми включениями, а также с сульфатными.

Образуют прослойки и мощные, до 60…80 м, пласты пермских горных пород, характерные, например, для центральной части Уфы с отм.160…180 м. Отсутствие в сухих толщах полостей и низкое залегание УПВ (ниже отм. 80…100 м) позволяет относить их к водоупорным экранам.

2. ***Сульфаты*** – класс распоространённых растворимых пород, имеющих преимущественно $Р > 10$ г/л. Только ангидрит, наиболее плотный, из этой группы пород, малорастворим, т.е. $Р \leq 2$ г/л. Относятся к полускальным породам, имеют характерный ионный тип связи, невысокую плотность, низкую твёрдость. Виды и разновидности: 2.1 – ангидрит, 2.2 – гипс, 2.3 – мирабилит (глауберова соль), 2.4 – гипс землистый, засолённые грунты. Территории, представленные сульфатами, требуют реализации соответствующих мер по противокарстовой защите.

В центральной части Уфы под карбонатными толщами залегают гипсовые отложения с редкими в основном заполненными

полостями на отм. 60 м по данным *А.И. Травкина*.

3. ***Сульфиды*** – класс щёлочных и щёлочноземельных растворимых руд. Отличаются неустойчивостью, легко разрушаются и окисляются с переходом в растворимые сульфаты, проявляя соответствующие унаследованные свойства и особенности. Встречаются на рудниках и месторождениях цветных металлов как это имеет место в Юго-Восточной окраине Башкирии (Акъяр, Баймак, Бурибай, Сибай, Учалы).

4. ***Галоиды*** – класс сильнорастворимых (Р=357 г/л) пород. Распространены в залежах щёлочных металлов, относятся к полускальным породам. Имеют ионный тип связи. Виды и разновидности: 4.1 – каменная соль (галит), 4.2 - карналлит. Требуются значительные расходы при освоении галоидных территорий под строительство.

5. ***Лёссы*** – класс рыхлых полиминеральных пылеватоглинитсых эоловых отложений, имеющих сильнорастворимые солевые галоидные связи между частицами (зёрнами) грунта. В сухом состоянии обладают высокой прочностью. Приурочены к степной и сухостепной зонам. При воздействии воды связи (хлориды и др.) мгновенно (за 10…15 с) распадаются с полной утратой структурной прочности.

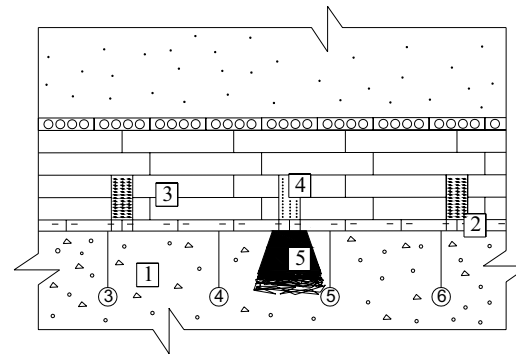
Вышеописанная классификация растворимых компонентов *в табличной форме* содержит химические формулы, внешние признаки, распространённость в природе и область применения в строительном комплексе [4].

3. ПРОТИВОКАРСТОВЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Много трудностей возникает при диагностике причин аномального поведения оснований эксплуатирующихся зданий и сооружений. Не менее лёгким является реализация технических решений по их стабилизации. В связи с этим могут представить интерес ремонтопригодные фундаменты, приспособленные для обследования состояния и усиления основания фундамента. Ниже названы примеры таких фундаментов: 1) фундамент с малопрочными вкладышами; 2) плитный фундамент с технологическими каналами; 3) фундамент свайный спаренный многосекционный.

1). Техническое решение сборного ленточного фундамента с вкладышами на естественном основании включает модернизированные фундаментные плиты (подушки), снабженные торцевыми вырезами размером, например, 160х320 мм, на обоих торцах плиты по середине. При монтаже плит возникают *“окна”* размером 300х320х320 мм, заполняемые грунтом. При монтаже по плитам фундаментных стеновых блоков над “окнами” оставляются *проёмы* размерами 400х600 мм (1200) мм на ширину блока, закладываемые малопрочным материалом (то щий бетон, кирпичная кладка на глиняном растворе) по ходу монтажа либо бетонирования. Шаг таких “окон” и проёмов 4,8…7,2 м (рис.2).

Рис. 2. Сборный ленточный фундамент *с вкладышами*: 1-основание фундамента; 2-



фундаментные подушки с вырезами торцевыми; 3-фундаментные стеновые блоки; 4-вкладыши из малопрочного материала; 5-отказ основания (осадка локальная, проседание, провал)

При отказе основания и появлении деформаций осадочного характера проём разбирается, “окно” в фундаментной плите расчищается. Затем производится диагностика состояния основания. Проём в плите позволяет осмотреть контактную зону между основанием с подошвой, отобрать пробы грунта и воды, произвести усиление основания либо фундамента. Полость, обнаруженная под подошвой, позволяет сфотографировать внутренность.

При необходимости подошва фундамента обжатием основания включается в работу либо подводятся (вдавливаются) многосекционные сваи, до заданного сопротивления, упираясь домкратом в перемычку проёма [10].

2). Плитный фундамент с технологическими каналами (диаметром 150 мм) удобен для диагностики возникшей полости под плитой. Назначение каналов такое же, как назначение “окон”, описанных выше. Более подробная информация с иллюстрациями содержится в публикациях [4,11]. В своё время технологические каналы были рекомендованы в монолитной фундаментной плите при реконструкции Башкирского академического театра драмы им. М.Гафури.

3). Спаренные многосекционные сваи вдавливаются одновременно с обеих сторон существующего фундамента с помощью специальной упорной балки до глубины, при которой достигается заданное сопротивление сваи [12] Использовано в Уфе для усиления свайного однорядного ленточного фундамента Центра пенсий [13], бутобетонного ленточного фундамента при надстройке сценической коробки Башкирского государственного театра оперы и балета, при усилении сборного ленточного фундамента девятиэтажного КПД №3 в кв. 15/13 [14].

Карстовые деформации основания охватывают диапазон от осадок незначительной величины, например, при кластокарсте, до значительных, аварийных и даже провальных. Соответственно и противокарстовая защита основания здания, сооружения должна предусматриваться адекватной, надёжной. Одновременно следует отметить, что опасность карста зашкаливает в перестраховочную сторону по известным причинам. Нами доказано, что только 15 % отказов имеет карстовое происхождение. Остальные 85 % причин замалчиваются.

Рассмотрим работу типового сборного ленточного фундамента без карстозащиты, оказавшегося над провалом. Такое происходит по закону редких событий (Пуассона) [15], что влечёт за собой разрушение, хотя и на локальном участке, собственно фундамента и даже его локальное обрушение в полость. Потеря геостойкости фундаментом одновременно сопровождается повреждением несущих перекрытий и стен в зоне провала и даже их частичным разрушением вслед за обрушением фундаментных плит и блоков. Провальное исчезновение основания либо утрата им несущей способности ведёт к перераспределению нагрузки, которая с провальной зоны “перескакивает” на соседние работоспособные участки фундамента и его основания, догружая их (рис.3).

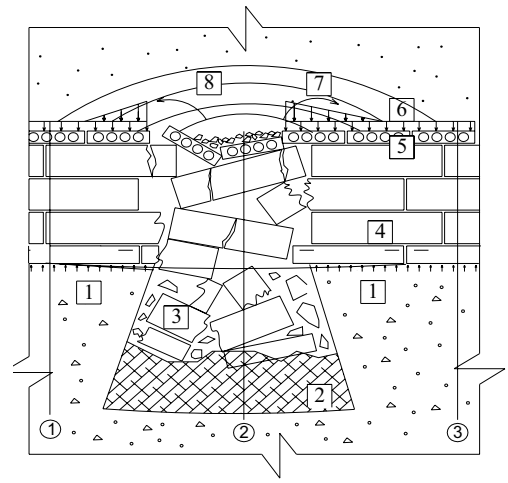


Рис. 3. Схема *типового* сборного ленточного фундамента над карстовым провалом: 1-основание фундамента; 2-обрушенный грунт; 3-обломки фундамента; 4-фундаментные плиты и блоки; 5-плиты перекрытия; 6-нагрузка на фундамент; 7-перераспределившаяся нагрузка; 8 – трещины арочные в несущих стенах

Предлагается рассматриваемый фундамент превратить в жёсткую балку-стенку, которая сможет включиться в работу при возникновении карстовой особой нагрузки (рис.4). Это достигается расчётным армированием сборного фундамента в горизонтальных и вертикальных швах между фундаментными плитами, стеновыми блоками и в стыках между блоками. Естественно, балка-стенка может получить некоторый прогиб *f* и незначительное перераспределение нагрузки. При этом потеря геостойкости (обрушение) не произойдет. Потребуется лишь незначительная реставрация [16] (рис.4).

4. ЗАКОН ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНОЙ КАРСТОЛОГИИ

Состав, строение и режим растворения карстующихся пород определяются их генезисом и наличием пяти обязательных условий активиза- ции карста: порода, её скважность, вода, её минерализованность и проточность. Его пассивация происходит при отсутствии одного любого из этих пяти условий. Карст воспринимает антропогенный фактор, характеризуется подземными и поверхностными проявлениями, является естественным динамичным состоянием земной коры и требует прогноза дальнейшего его развития, принятия при необходимо-

сти упреждающих противокарстовых мероприятий для снижения риска в инженерно-строительной деятельности.

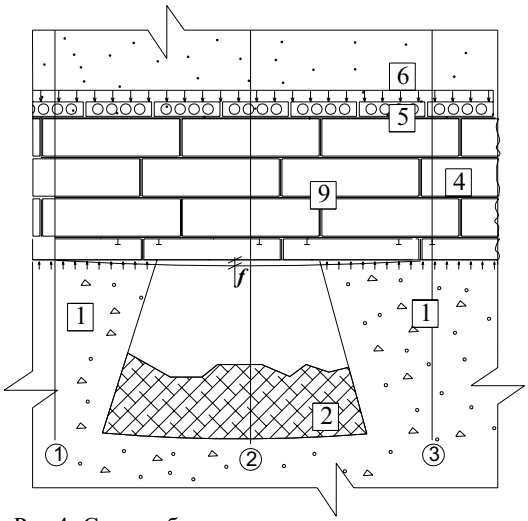


Рис.4. Схема сборного ленточного *армированного* фундамента над карстовым провалом: 1, 2, 4, 5, 6 см. на рис. 3; 9 - объёмное неразрезное армирование в монтажных петлях, в горизонтальных и вертикальных швах фундаментных плит и блоков; f - расчётный прогиб

ЛИТЕРАТУРА

1. Георгий Алексеевич Максимович: научное издание/Составители: *Е.Г. Максимович, Н.Г. Максимович,В.Н. Катаев*.-Пермь,«Курсив».-2004.- 512 с.
2. *Мулюков Э.И.* Карстоведение// Баш. энциклопедия.-Уфа: Изд-во «Баш. энциклопедия.-2007.-Т.3.-С.359-360.
3. *Мартин В.И., Мулюков Э.И., Колесник Г.С.* Об опыте изысканий, проектирования, строительства и усиления фундаментов зданий на закарстованных территориях (на примере Уфы).// Инж.геология.-1983.-№4.-С.63-71.
4. *Мулюков Э.И.* О строительном карстоведении / Тр. Межд. научно-техн. конф. к 50-летию БашНИИстроя//Фунд-ты в сложн. грунт.усл. и противооползн. сооруж.-Уфа, БашНИИстрой.-2006.-Т.2.-С.92-97.
5. *Кузнецов В.В.* Физическая и коллоидная химия. М.: Высш. шк.-1968.-390 с.
6. *Полак А.Ф.* Твердение мономинеральных вяжущих веществ (вопросы теории). М.: Стройиздат.-1966.-208 с.
7. *Трофимов В.Т.* Грунтоведение / В.Т. Трофимов, В.А. Королёв, Е.А. Вознесенский, Г.А. Голодковская, Ю.К. Васильчук, Р.С. Зиангиров.-М.: Изд-во МГУ, 2005.-1024 с.
8. *Вклад академика Ф.П. Саваренского* в становление и развитие отечественной гидрогеологии и инженерной геологии: Научное издание. М.: Наука, - 2002. – 120с.
9. *Маслов Н.Н.* Основы инженерной геологии и механики грунтов.-М.: Высш. шк., 1982.-511 с.
10. Способ усиления фундамента здания, сооружения: а.с.2037604СССР: MKU E O2D 27/08/-25.09.1991.-*Мулюков Э.И.*Опубл.19.06.95. Бюл.№17, 1995.
11. Плитный с технологическими каналами фундамент здания (сооружения): пат.65514.-20.03.2006.-Россия/*Мулюков Э.И., Семёнов А.А., Фаттахов М.М., Урманшина Н.Э., Вагапов Р.Ф., Готман А.Л.* Опубл. 10.08.2007. Бюл. №22, 2007
12. Способ усиления фундамента здания, сооружения: а.с.1008357СССР: MKU E O2D 27/08/*Мулюков Э.И., Колесник Г.С., Арасланов Р.Я.*Опубл.Бюл. №12,1983
13. *Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э.* История строительства и ликвидации здания, построенного на палеокарстовых воронках/Тр. Межд. научно-техн.конф. к 50-летию БашНИИстроя//Фунд-ты в сложн. грунт.усл. и противооползн. сооруж.-Уфа, БашНИИстрой.-2006.-Т.2.-С.98-106.
14. *Мулюков Э.И., Илюхин В.А., Травкин А.И., Казаков В.Д.* Исследование причин отказа и усиление фундамента 9-этажного дома многосекционными сваями/Тр.Уфимского НИИпромстроя: Усил.осн. и фунд-ов сущ.зд.-Уфа,1990.-С.36-48.
15. *Мулюков Э.И.* Карстовый процесс и строительное освоение закарстованных территорий Республики Башкортостан / Вестник АН РБ.-1999.- Т.4.-№3.-С.39-46.
16. Противокарстовый сборный ленточный фундамент: полож. решение на изобретение №2009 9114195/03 от 05.02.2010г./*Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Фаттахов М.М., Хуснутдинов Б.Р., Гареева Н.Б., Садыков Р.Я.*

Сейсмические риски городов Северного Кавказа в местах тектонических разломов

В.Г. Столяров, Л.В. Бабаевская
Северо-Кавказский государственный технический университет,
г. Ставрополь, Россия

Б. Б. Галай
ООО «Инвестизыскания», г. Ставрополь, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье показаны «новые сейсмические районы» на Ставрополье, районы активных тектонических разломов, и повышение интенсивности землетрясений вдоль них. Рассмотрены американские и российские нормы сейсмостойкого строительства. Раскрыта необходимость учета скорости и ускорения разрыва каменной оболочки Земли.

1. Введение

В связи с тем, что неоднократно пересматривались нормы сейсмостойкого строительства в сторону увеличения сейсмичности территорий, изменялись требования к антисейсмическим мероприятиям, специалисты в области сейсмического риска отмечали, что только 5 % зданий можно считать соответствующими требованиям «СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах». На Северном Кавказе после пересмотра СНиП и карт сейсмического районирования появились «новые сейсмические районы». До 1994 г. на Ставрополье северной точкой 7-балльной сейсмической зоны был г. Пятигорск, а после пересмотра СНиП эта зона отодвинута примерно на 250 км на северо-восток. Расположенные рядом с Пятигорском города Минеральные Воды и Георгиевск перешли из несейсмической 6-балльной зоны в 8-балльную, где расчётная сейсмичность строительной площадки с учётом плохих грунтовых условий может быть и 9 баллов. Все ранее построенные здания (в том числе 9-ти и 12-этажные кирпичные жилые дома), которые строились без антисейсмических мероприятий, попали в категорию разительно не соответствующим требованиям СНиП. При наличии антисейсмических поясов предельная высота по нормам – три или четыре этажа, а фактически здания стоят без этих поясов и у них «лишние» 6 или 9 этажей.

Но самые большие проблемы появляются в районах активных тектонических разломов, см. рис. 1. В Иран-Кавказ-Анатолийском регионе непосредственно на разломах с магнитудой $M = 8 \pm 0{,}2$, на пересечении разломов с $M = 7{,}5 \pm 0{,}2$ расположены столицы государств и крупные города Тегеран, Тебриз, Эрзурум, Ашгабад, Туркмен-Баши. Неуютно жить на таких разломах. По соображениям безопасности представляется правильным решением о переносе столицы Казахстана из 9-балльной сейсмоопасной Алматы в Астану.

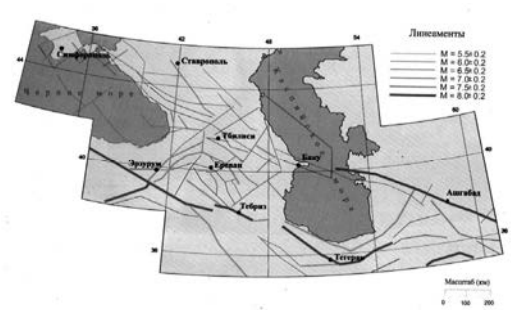


Рис. 1. Линеаментная модель очаговых зон Иран-Кавказ-Анатолийского региона, разработанная в рамках GSHAP [1]

2. Сейсмическое районирование в российской зоне Иран-Кавказ-Анатолийского региона. Куда делись зоны эпицентров?

А. М. Уздин в [5] отмечал, «что из 26

разрушительных землетрясений, имевших место на территории бывшего СССР с 1948 г., 24 произошли в районах, считавшихся не сейсмичными или мало сейсмичными». Подобное писал и В. И. Уломов, отмечая недостатки карт ОСР-78. Все эти просчёты роднит одно − положения сейсмоопасных разломов не было определено, строительство на самих разломах и вблизи них не запрещалось. В Спитаке, ранее 7-балльной зоне по интенсивности, разлом с M = 7,0 − в городской черте, интенсивность сотрясений достигала 10 баллов. О нефтегорской трагедии 1995 г. В. И. Уломов писал: «В 6-7-балльной зоне карты образца 1978 г. тектонический разрыв протяжённостью свыше 80 км с амплитудой смещения до 8 м вспорол земную поверхность в эпицентральной области». Трагические результаты известны. На Тайване ранее один глубинный разлом, по-видимому, не посчитали сейсмоактивным и непосредственно на нём была построена бетонная гравитационная плотина. Во время сильнейшего землетрясения Chi-Chi (20.09.1999, M = 7,6) эта плотина была разорвана надвое. Такие трагедии будут множиться до тех пор, пока положения сейсмоактивных разломов не будут нанесены на карту и не станут рабочим документом с надписью − здесь строить нельзя!

При разработке карт общего сейсмического районирования ОСР-97 считалось, что «районирование сейсмической опасности, основанное исключительно на сведениях о произошедших землетрясениях, без разработки адекватных прогностических сейсмогеодинамических (СГД) моделей абсолютно бесперспективно» [7]. Сейсмическое районирование ОСР-97 проведено на основе новой методологии: учитывается вероятностный характер многих параметров, вместо детерминированной карты ОСР-78 появились три вероятностные карты (А, В и С) ОСР-97.

Баллы сейсмической интенсивности MSK-64 принимаются с учётом степени повреждений и разрушений зданий, но карта ОСР-97-А составлена на базе замеров сейсмических ускорений частиц грунта у поверхности земли; она является составной частью мировой карты сейсмических воздействий, составленной на базе измеренных ускорений по программе GSHAP [1]. При сейсмическом районировании выделены территории с интенсивностью землетрясений 7; 8 и 9 баллов, то есть те территории, где, соблюдая требования СНиП II-7-81*, строить можно. Но известно, что при землетрясениях с высокими магнитудами (например, M = 7,0 и более) сотрясения верхних четвертичных отложений достигают интенсивности 10 и 11 баллов MSK, где, в соответствии с п. 1.6 СНиП II-7-81*, строить нельзя. Здесь существует некоторый провал в логике, нацеленной на обеспечение сейсмической безопасности: не самые опасные с точки зрения сейсмических воздействий территории известны и зафиксированы в нормативных документах, а наиболее опасные территории, где сейсмические воздействия в два или четыре раза выше и строить по действующим нормам нельзя, в нормативных документах РФ не указываются.

Формализованный метод прогноза землетрясений Г. И. Рейснера (1980 г.) [2. С. 428]., в соответствии с которым определена интенсивность в городах Северного Кавказа, включает следующие процедуры (см. рис. 2). «Для производства расчётов окружающая расчётную точку территория (до расстояний, с которых можно ожидать опасных воздействий) разбивается на элементарные участки (5×5 км), каждый из которых характеризуется а) магнитудами потенциально возможных опасных землетрясений; б) размерами, механизмами и ориентацией зон землетрясений; в) распределением очагов землетрясений по глубине…Результирующий сейсмический эффект определяется интегральным воздействием на расчётную точку всех потенциально опасных очагов…» [9] (см. рис. 2). Этот метод как бы уравнивает вероятность землетрясения в любой точке сейсмоопасной территории, все они − «потенциально опасные очаги».

Если прогнозируется новая зона ВОЗ (как, например, в районе г. Сальска, M_{max} = 6,4), то, по-видимому, такая процедура неизбежна. Но в старых сейсмических районах, при наличии мест землетрясений, которые располагаются не только по разломам, но, как правило, сосредоточены в местах пересечения продольных разломов с поперечными, описанная выше, процедура противоречит наблюдаемым в реальности фактам. Приведём «возражение» от Дж. Эйби и К. Ф. Рихтера [10. С. 102]. «Ещё одно возражение основано на очень небольшом числе землетрясений, при которых с достоверностью происходили движения по новым

разломам. В 1954 проф. К. Ф. Рихтер заметил, что имеется лишь 36 таких «ясных и твёрдо установленных случаев», да и то некоторые из них можно поставить под сомнение…Число таких примеров нужно считать удивительно малым по сравнению с общим числом регистрируемых землетрясений». В основе «формализованного метода прогноза землетрясений» лежит доменная модель землетрясений [7], когда перешли «от активности очагов землетрясений к сотрясаемости земной поверхности». Но она, если и подтверждается, то «удивительно малым по сравнению с общим числом регистрируемых землетрясений». При формализованном методе прогноза землетрясений исчезают эпицентры землетрясений: нельзя же считать, что они будут в центре каждого квадратика размером 5×5 км. А вот Армавиро-Ессентукский разлом с магнитудой M = 6,0, проходящий рядом с г. Невинномысском (см. рис. 2.б), как эпицентральная линия при формализованном методе практически перестаёт существовать, ибо должны сотрясаться квадратные километры земной поверхности.

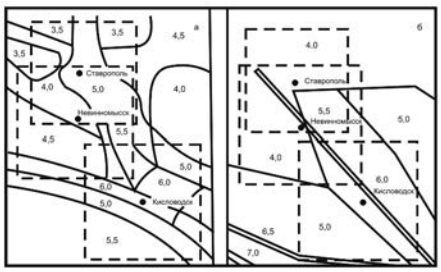


Рис. 2. Модели зон ВОЗ на территории Ставропольского края .
а – по версии ДСР-96 (детальный вариант); б – по версии ОСР–97.

Сплошные линии − границы ВОЗ, пунктирные линии − границы районов исследований для каждого населённого пункта. Цифры − величины M_{max} в выделенных зонах ВОЗ

3. Американские нормы сейсмостойкого строительства: повышение интенсивности землетрясений вдоль активных тектонических разломов.

В нормах РФ (СНиП II-7-81*, п. 2.2.б и п. 2.5), как и в нормах многих зарубежных стран, принято: с увеличением I на один балл сейсмическое ускорение $\ddot{A}_{0.max}$ увеличивается вдвое. Выразим это формулой:

$$\ddot{A}_{0.max} = 0{,}1\ g\ 2^{(I-7)} \qquad (1)$$

При замеренных (в долях g, см. табл. 1) сейсмических ускорении $\ddot{A}_{0.max}$ из (1) определим «нормативную» интенсивность I_n:

$$I_n = 7 + lg\ (10\ \ddot{A}_{0.max.}) / lg\ 2 \qquad (2)$$

Увеличение интенсивности с приближением к эпицентру (Δ, км стремится к нулю) и уменьшением глубины очага h отражается формулами Н. В. Шебалина (3) и (4).

$$I_0 = 1{,}5\ M + 3 - 3{,}5\ lg\ h\ .. \qquad (3)$$

$$I = 1{,}5\ M + 3 - 3{,}5\ lg\ (\Delta^2 + h^2)^{0{,}5}\ . \qquad (4)$$

В 2007 г. академик НАН РА Э. Е. Хачиян отмечал, что в эпицентральных зонах, вблизи разломов в странах СНГ имеется всего одна сейсмограмма, записанная в 1976 г. в Газли. Но в последние десятилетия в мире накопилось определённое количество таких данных [3, 8], которые подтвердили теоретические предположения, что ускорения в местах разломов могут достигать 2,0 g. И. Е. Ицков в [3] приводит инструментальные данные о сейсмических ускорениях $\ddot{A}_{0.max}$ в зонах шириною 2…5 км вдоль тектонических разломов (см. табл. 1, столбцы 1…4) и анализ распространения сотрясений. Из 20 замеров горизонтального сейсмического ускорения 15 − со значениями от 0,4 g до 0,98 g, а пять − выше: 1,0 g; 1,10 g; 1,34 g; 1,53 g и 1,93 g. Вертикальные составляющие ускорений достигают ещё больших значений − 1,67 g и 2,37 g. Протяжённость областей наибольших сотрясений связана с протяжённостью разломов и составляет примерно от 40 до 80 км. Отмечалось, что при удалении Δ = 15 км по нормали от разлома нет ускорений $\ddot{A}_{0.max} > 0{,}4\ g$ (и $I > 9$ баллов) [3].

В табл. 1, в столбеце 6 показаны подсчитанные по (2) интенсивности I_n, соответствующие замеренным ускорениям на расстояниях от двух до пяти километров от разлома, а также интенсивности I на расстояниях (Δ, км) 0; 5; 10 и 15 км от разлома по формулам (3) и (4) («по Шебалину»). Цель таких пересчётов − показать особую опасность для зданий, построенных вблизи разломов, в «общепринятых» единицах − в баллах MSK. Как видно, вблизи разломов интенсивность по замеренным ускорениям может быть 10; 11 баллов и даже несколько выше.

В докладе В. Г. Столярова на конференции Сочи-2009 [4. С. 30 − 32] обсуждалось

Таблица 1. Сейсмические ускорения на разломах

Наименование землетрясения (страна, время)	Магнитуда Ms	Глубина, км	Ä0.max в долях g	
			гориз./ вертик.	накл.
12	3	4	5	6
Разломы, сопровождавшиеся выходом разрывов на земную поверхность				
1. Tabas (Иран, 16.09.1979)	7,4	5	1,10/0,83	1,4
2. Imperial Valley (США, 3. 15.10.1979)	6,9	12	0,43/1.67	1,7
			0,81/0,35	0,9
4. Nahanni (Канада, 23.12.1985)	6,9	6	1,34/2,37	2,7
5. Loma Prieta (США, 6. 18.10.1989)	7,1	17	0,64/0,47	0,8
			0,61/0,89	1,1
7. Superstion Hills (США, 24.11.1987)	6,6	2	0,89/?	?
8. Petrolia (США, 25.04.1992)	7,1	15	1,53/0,74	1,7
9. Landers (США, 28.06.1992)	7,5	9	0,88/0,85	1,2
10. Kobe, Япония, 18.12.1995 11.	7,5	18	0,82/0,34	0,9
			0,57/0,79	1,0
12. Chi-Chi,o-в Тайвань, 13. 20.09.1999	7,6	10	0,85/0,72	1,1
			1,00/0,34	1,1
Разломы, не сопровождавшиеся выходом разрывов на земную поверхность				
14. Bear Valley (США, 04.09.1972)	4,7	8	0,69/0,21	0,7
15. Газли, 17.05.1976	7,0	10	0,72/1,36	1,5
16. Mexicali Valley(09.06, 1980)	6,1	5	0,96/0,98	1,4
17. Байсорунское (Кыргызстан, 12.11.1990	6,4	?	0,68/?	?
18. Northridge	6,8	19	0,98/0,52	1,1
19. (США, 17.01.1994)			0,84/0,85	1,2
20.			1,93/1,15	2,3

Продолжение таблицы 1

	I0. фактич. гориз./ наклон.	Интенсивность I на расстоянии Δ, км по Шебалину			
		Δ =0	Δ= 5	Δ=10	Δ=15
7	8	9	10	11	12
Разломы, сопровождавшиеся выходом разрывов на земную поверхность					
1	10,46/10,8	11,7	11,1	10,4	9,7
2	9,1/11,1	9,6	9,5	9,2	8,9
3	10,0/10,1	9,6	9,5	9,2	8,9
4	10,7/11,8	10,6	10,2	9,6	9,1
5	9,68/9,99	9,34	9,28	9,12	8,91
6	9,61/10,46	9,34	9,28	9,12	8,91
7	10,15/?	11.85	10,3	9,37	8,77
8	10,9/11,1	9,5	9,45	9,3	9,0
9	10,1/10,6	10,9	10,7	10,3	9,9
10	10,0/10,2	9,9	9,80	9,7	9,5
11	9,5/10,3	9,9	9,80	9,7	9,5
12	10,1/10,46	10.9	10,7	10,4	10
13	10,3/10,46	10.9	10,7	10,4	10
Разломы, не сопровождавшиеся выходом разрывов на земную поверхность					
14	9,8/9,85	6,9	6,64	6,2	5,7
15	9,9/10,94	10,0	9,83	9,5	9,1
16	10,3/10,8	9,7	9,18	8,5	7,9
17	9,77/?	?	?	?	?
18	10,3/10,5	8,7	8,7	8,5	8,4
19	10,1/10,5	8,7	8,7	8,5	8,4
20	11,3/11,5	8,7	8,7	8,5	8,4

Таблица 3. Сейсмические ускорения в Сан-Сальвадоре

Обозначение станций регистрации	Эпицентральное расстояние Δ, км	Ускорения горизонтальные и вертикальные в долях g			
		A(g)гор.1	A(g)гор.2	A(g)гор.max	A(g) верт.
1	2	3	4	5	6
OBS	0,9	0,66	0,54	0,85	0,37
UCA	3,8	0,39	0,43	0,58	0,24
CIG	4,3	0,42	0,71	0,82	0,40
HCR	4,5	0,34	0,47	0,58	0,26
IVU	5,3	0,37	0,72	0,81	-
IGH	5,7	0,54	0,40	0,67	0,46
HSH	6,2	0,22	0,32	0.39	0,15
Средние значения величин				0,67	0,31

Продолжение таблицы 3

$I(A)_{гор}$ по замеренниям ускорениям, по (2)	$I(\Delta)_{гор}$ по «Шебалину», по (4)	$\Delta I_{гор}$ = столб. 7– столб. 8
7	8	9
10,09	8,13	1,96
9,48	7,95	1,53
10,04	7,90	2,14
9,48	7,88	1,60
10,02	7,80	2,22
9,74	7,76	1,98
8,96	7,70	1,26
9,69	7,87	1,82

утверждение Дж. Эйби [10]: «упругие волны легче распространяются вдоль осей структурных складок и разрывов, чем в перпендикулярных направлениях». Аналогичный вывод и в [3]. Это объяснялось тем, что при разрыве в каменной оболочке Земли стороны разлома (вместе с четвертичными отложениями на поверхности) разбегаются с большими скоростями и ускорениями вдоль разлома, что суммируется с ускорением колебаний частиц грунта от сейсмических волн.

На конференции Сочи-2009 акад. НАН РА Э. Е. Хачиян дал математическое решение задачи мгновенного разрыва сплошной среды при землетрясении с определением скоростей и ускорений. В [8] показано, что на Тайване (Чи-Чи, 20.09.1999, M = 7,6) акселерограмма, которая была получена «на расстоянии всего 200 м от разрыва», свидетельствовала о сравнительно низком горизонтальном значении ускорения грунта − 470 см/сек^2 (или 0,48 g). Но величины скорости и перемещения, «полученные путём интегрирования акселерограмм этого землетрясения, оказались неожиданно большими по сравнению с ускорением: 383 см/сек для скорости и 1200 см для перемещения…При таких значениях перемещений, скоростей и ускорений величина преобладающего периода колебаний грунта могла быть около 10 сек. Нам кажется, что это не период колебания частиц грунта на поверхности Земли, а период свободных колебаний одного из блоков (на котором был установлен акселерограф) как целого твёрдого тела после вспарывания (землетрясения). Что касается величины перемещения 1200 см, то это, по-видимому, относительное смещение (подвижка) блоков, а ускорение 470 см/сек^2 (0,48 g)− ускорение всего блока как твёрдого тела» [8. С. 332]. Это раскрывает механизм происходящих явлений вблизи и вдоль разломов.

В Американских нормах уже производится корректировка величины сейсмической нагрузки вблизи разлома и при удалении от него по нормали [8]. «Для территории 4-й сейсмической зоны (Калифорния) с максимальным ускорением грунта Z = 0,4 g (что соответствует нашей 9-балльной зоне, В. С.), величина сейсмической нагрузки умножается на коэффициент *Na* (near-source factor)", определяемый по табл.2. Максимальное увеличение ускорений − в два раза; вдоль разлома на расстоянии ≤ 2 км внутри 9-балльной зоны появляется узкая (шириною 2 + 2 = 4 км) 10-балльная полоса.

Таблица 2. Зависимость значения Na от параметров сейсмического очага

Сейсмический очаг и его параметры		Значение коэффициента Na при наближайшем расстоянии от сейсмического очага			
тип	M, баллы; скорость проскальзывания SR, мм/год	≤ 2 км	5 км	10 км	≥ 15 км
A	M ≥ 7; SR ≥ 5	2,0	1,6	1,2	1,0
B	M ≥ 7, SR < 5; M < 7,0, SR > 2; M ≥ 6,5, SR < 2	1,6	1,2	1,0	1,0
C	M < 6,5; SR ≤ 2	1,0	1,0	1,0	1,0

В Сан-Сальвадоре землетрясение произошло 10.10.1986 г. с магнитудой M = 5,4 при глубине очага h = 7 км. Горизонтальные ускорения измерялись по двум направлениям. Были установлены 7 регистрирующих станций, которые оказались на расстояниях от 0,9 до 6,2 км от эпицентра (см. табл. 3) [8]. Посмотрим в чём специфика опасности землетрясений со сравнительно небольшой магнитудой − $M \leq 6{,}5$.

4. Необходимо учитывать скорости и ускорения разрыва каменной оболочки Земли − они увеличивают характеристики сейсмических воздействий.

Анализ таблиц 1; 2 и 3 позволяет сделать следующие выводы. Среднее значение из пяти замеренных в зонах 2…5 км от разлома ускорений при M от 7.1 до 7,6 − 1,07 g . По Американским нормам (см. табл. 2) на расстояниях 2…5 км от разлома будем иметь: $A(g)_{гор}$ = 0,4 g ×(2,0 + 1,6) / 2 = 0,72 g, а по замеренным ускорениям почти в 1,5 раза больше.

Из пяти ускорений при M от 6,9 до 6,1 − среднее значение $A(g)_{гор}$ = 1,22 g. По нормам (см. табл. 2) при M от 6,5 до 6,9 $A(g)_{гор}$ = 0,4 g ×(1,6 + 1,2) / 2 = 0,56 g, а по замеренным сейсмическим ускорениям в 2,18 раза больше. Вывод: в Американских нормах, по-видимому, впервые в мире стали учитывать увеличение сейсмических воздействий вдоль активных разломов с $M \geq 6{,}5$. Но сопоставления с фактически замеренными сейсмическими ускорениями показывает: такое увеличение сейсмических воздействий учитывать нужно, но количественно оно должно быть большим в полтора раза для

очагов типа А или в два раза − для очагов типа В (см. табл. 2).

При магнитудах менее 6,5, когда по (3) $I_0 \leq 9$ баллов, повышающие коэффициенты в Американских нормах для воздействий вблизи разломов $Na = 1{,}0$, что, казалось бы, логично. Но фактически замеренным ускорениям соответствуют интенсивности, превышающие I_0 на два или три балла и достигающие 10,3 балла MSK. Отметим, что в Сан-Сальвадоре по величине $I_0 = 8{,}14$, подсчитанной по формуле (3)

Н. В. Шебалина, − восьмибалльная зона. А в Bear Valley, США при М = 4,7 (табл. 1, стр. 14) $I_0 = 6{,}9$ балла − это вообще 7-балльная зона по интенсивности. Вывод такой: вводить повышающие коэффициенты вблизи разломов нужно, по крайней мере, начиная с 8-балльной зоны, так как по замеренным ускорениям интенсивности землетрясений здесь достигают 10 баллов. А не учитываемая разница в два балла − это увеличение воздействий в четыре раза, что приведёт к разрушению зданий, построенных вблизи разлома.

5. Интенсивность землетрясений вдоль активных разломов на Северном Кавказе. Направления совершенствования отечественных норм сейсмостойкого строительства.

При разработке карт ОСР-97 для Северного Кавказа в Объединённом институте физики Земли были определены основные сейсмолинеаменты и намечены шесть потенциальных очагов землетрясений с $M \geq 7{,}0$ (см. рис. 3). Глубинные разломы и места землетрясений на Северном Кавказе показаны также на рис. 4 из книги В. А. Апродова [2]. На конференции Сочи-2009 Н. И. Овсюченко, Е. А. Рогожин доложили, что в работах 2004 г. были уточненены сейсмические воздействия в г. Краснодаре [4. С. 48 − 49]. Учитывалось влияние 8 сейсмогенерирующих структур, находящихся от 60 до 1 км от города. Для Краснодара подтверждены интенсивности по картам А; В и С: I (А) = 7; I (В) = 8 и I (С) = 9 баллов MSK. Но большая − в два балла − разница I (С) − I (А) сама по себе представляет значительную угрозу для города. Если в регионе произойдёт самое сильное землетрясение с повторяемостью один раз в 5000 лет (а это, к сожалению, не один раз через 5000 лет), то оказывается, что фактическая интенсивность − 9 баллов, а жилые и производственные здания, в которых трудоспособный человек может проводить до 20 часов в сутки, рассчитаны на 7-балльное воздействие. Превышение «проектной» интенсивности (в расчёте на которую строились здания) на два балла − это увеличение воздействий в четыре раза, что приведёт к повреждаемости, по крайней мере кирпичных зданий, порядка четвёртой степени − не полное разрушение несущих стен.

Нами подсчитаны интенсивности в эпицентрах ВОЗ (по (3)), а для пяти из восьми зон ВОЗ определены возможные значения интенсивностей в зоне 2…5 км от разлома (табл. 4, столбец 6) с учётом увеличения сейсмических ускорений за счёт движения четвертичных отложений вместе с блоками каменной оболочки при их разрывах. Приближённое определение возможных интенсивностей в зонах 2…5 км от разломов пока базируется на сравнительно небольшом количестве замеренных ускорений в подобных зонах (см. табл. 1 и табл. 3). Основные параметры, которые учитывались при определении интенсивностей в столбце 6 табл. 4, − магнитуда ВОЗ, диапазон возможных глубин очагов, превышения замеренных интенсивностей I в зонах 2…5 км от разломов над I_0 , подсчитанным по (3) (см. табл. 1 и табл. 3). Накопление таких данных происходило очень медленно, «вклад» СССР, а затем стран СНГ за последние 80 лет − один замер в Газли и не полные данные по Байсорунскому землетрясению в Кыргызстане (12.11.1990, $M = 6{,}4$). В 2009 г. появилось новое направление получения подобных значений интенсивности − в соответствии с теоретическими работами акад. Э. Е. Хачияна, с методикой, доведённой до получения численных значений.

Краснодарский край − регион густонаселённый, не исключено, что области наибольших сотрясений на разломах длиною от 20 до 50 км в зонах ВОЗ пройдут через населённые пункты (см. рис. 3, потенциальный очаг с $M \geq 7{,}0$ в районе г. Горячий Ключ). При интенсивности порядка 10 баллов − возможны серьёзные разрушения. Требуется завершение указанной работы Н. И. Овсюченко, Е. А. Рогожина: вначале была гарантирована безопасность в краевом центре Кубани, дополнительно требуется обеспечить сейсмическую безопасность в эпицентрах ВОЗ, на самих разломах, которые находятся на расстояниях 35 и 60 км от

краевого центра. На конец 2009 и начало 2010 года МЧС России сделало среднесрочный прогноз чрезвычайных ситуаций, включающий возможное крупное землетрясение на Камчатке с магнитудой более 7 баллов. «Густонаселённый Краснодарский край тоже изрядно тряхнёт, но сильных разрушений в городах не будет». Но, как показано выше, особая опасность будет в том случае, если населённый пункт совпадает с зоной активного разлома, с очагом ВОЗ. Здесь в полосе 10…15 км вдоль разлома локальная интенсивность может быть на два…три балла выше.

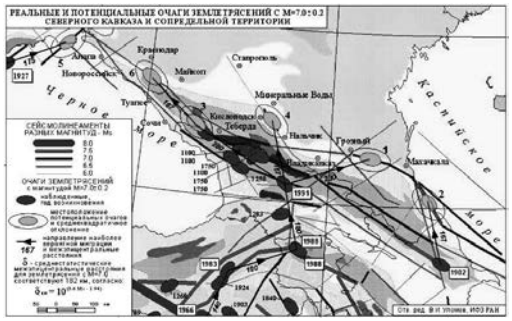


Рис. 3. Основные сейсмолинеаменты, наблюдаемые и потенциальные очаги землетрясений с M ≥ 7,0 Северного Кавказа и сопредельных территорий.

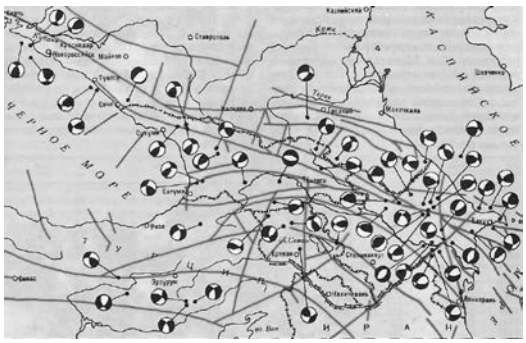


Рис. 4. Глубинные разломы и места землетрясений на Северном Кавказе и Закавказье

По существующим правилам, ориентируясь на величину I_0 , подсчитанную по (3), только эпицентральная Ахтырская зоны ВОЗ − 9-балльная; Индоло-Тимашевская и Новороссийские зоны − 8-балльные; а Пшишская и Березанская зоны ВОЗ − 7-балльные. В четырёх (из пяти) перечисленных зонах ВОЗ возможные (предполагаемые) интенсивности в зоне 2-5 км от разлома − 10 баллов. Только в Индоло-Тимашевской зоне ВОЗ предполагаемая интенсивность − 9 баллов, причина: большая − до 20 км − глубина очага.

Покажем особую опасность для городов, расположенных на разломах, на примере г. Невинномысска, расположенного вблизи разлома магнитудой M = 6,0. В [9] на основе формализованного метода прогноза для карт A, B и C получены средние значения интенсивностей и ускорений: I(A) = 6,46, PGA(A) = 0,098 g ; I(B) = 7,00, PGA(B) = 0,135 g ; I(C) = 7,69, PGA(C) = 0,232 g . При близких значениях магнитуд непосредственно вблизи разломов (см. табл. 1 и табл. 3): Mexicali Valley при M = 6,1 интенсивность I = 10,3, PGA = 0,96 g ; в Сан-Сальвадоре при расстоянии от эпицентра 0,9 км и магнитуде M = 5,4 интенсивность I = 10,09, PGA = 0,85 g. В среднем замеренные ускорения больше ожидаемых от самого сильного землетрясения за 5000 лет в 3,90 раза, а от того значения, на которое были рассчитаны жилые дома − в 9,23 раза. Для домов ΔI = 3,63 балла MSK, что очень опасно. Следует учитывать, что при одной и той же магнитуде и расстоянии от очага «северокавказские землетрясения могут иметь более высокие макросейсмические балльности, чем землетрясения Калифорнии, Центральной Азии. Это может быть связано с более высокочастотным очаговым излучением и меньшей глубиной очага. Стандартные отклонения $s \approx$ 0,4 балла MSK» [9].

Учёт и отражение зон повышенной интенсивности вдоль активных разломов может проводиться в рамках региональных программ сейсмобезопасности территорий [6]. Например, пять из 8 разломов, отмеченных Н. И. Овсюченко, Е. А. Рогожин в [4], должны быть нанесены на карте Краснодарского края в масштабе не более 1:1000000. Если удастся определить положение выхода разлома на поверхность с точностью 200…400 м, то нужно добиваться, чтобы это была садово-парковая зона, но никак не зона, застроенная многоэтажными зданиями. Затем вдоль всей длины разлома должны быть нанесены зоны с интенсивностью от 11 до 10 баллов и от 10 до 9 баллов (последнее − на расстоянии 15 км от разлома). Таким путём будут упорядочены вопросы сейсмобезопасности и нового строительства: в полосе 200…400 м (то есть на самом разломе). Новое строительство категорически запрещается; если возникает потребность возводить объект вблизи разломов, то мы должны отдавать отчёт, что сооружение

должно быть запроектировано и построено, например, на 10-балльные воздействия. Отдельно стоит вопрос − что делать, если ранее построенные здания окажутся на самом разломе или в полосе 11- или 10-балльной зоны. Конечно, «нормальное» решение − перенести жилые или производственные здания в менее опасную зону, но это потребует больших материальных затрат сегодня, в то время как землетрясение может произойти и через 1000 лет. Принятие «сегодня» таких затрат будет сдерживаться самим фактом существования таких городов как Тегеран, Тебриз, Ашгабат на разломах с гораздо более грозной магнитудой 8 (см. рис. 1).

Внимательно сопоставляя положение разломов, их ранги на рис.1, рис. 3 и рис. 4 можно найти много различий. Например, на рис. 3 вблизи г. Грозного находится пересечение трёх разломов с потенциальной магнитудой 6,5, а на рис. 4 здесь один разлом, продолжающийся через г. Нальчик к устью Кубани. В то же время на рис. 3 г. Нальчик находится на разломе с M = 6,0, проходящим западнее г. Ставрополя. Возможно, так схематично изображён Армавиро-Ессентукский разлом. По-видимому, положение разломов на этих картах ближе к схемам, чем к рабочим документам.

P. S. Известия, 03.11.2009. В Иране планируют перенести столицу. «Иранские сейсмологи предупреждают, что в районе Тегерана в ближайшее время может произойти сильнейшее землетрясение». Аятолла Хаменеи выступил с предложением о переносе столицы в «район между городами Кум и Делижан в 200 километрах от Тегерана, где…землетрясений не было более двух тысяч лет». Вопрос о переносе столицы Ирана впервые ставился ещё 20 лет назад.

Заключение

1. Насущная задача инженерной сейсмологии и норм сейсмостойкого строительства в РФ: разработать рабочие карты активных разломов с магнитудой 5 и более и в 8-ми и 9-балльных районах обосновать систему повышающих коэффициентов для сейсмических воздействий вблизи разломов. В качестве методологической основы могут быть приняты соответствующие разделы Американских норм с учётом сделанных уточнений, учитывающих влияние процессов разрыва в каменной оболочке Земли, увеличивающих ускорения поверхностных слоёв грунта в полтора…два раза.

2. Запретить новое строительство на самих разломах, а при усилении существующих зданий в зоне 2…5 км от разлома считать, что это могут быть зоны 10- или 11-балльной интенсивности и высоких − до 2,37 *g* − вертикальных ускорений.

ЛИТЕРАТУРА

1. The Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) 1992 − 1999. // Annali di Geofisica. Volume 42, № 6. Decembr, 1999.

2. Апродов В. А. Зоны землетрясений. − М.: Мысль, 2000. − 461 с

3. Ицков И. Е. Инструментальные данные о параметрах движения земной поверхности в зонах очагов сильных землетрясений. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2004. № 3. С. 49 − 55.

4. Тезисы докладов. VIII Российская национальной конференции по сейсмостойкой безопасности сооружений и городов и сейсмическому районированию (с международным участием): Сочи-2009. − М.: РАСС, 2009. − 166 с.

5. Уздин А. М. Задание сейсмического воздействия. Взгляд инженера-строителя. // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2005. № 1. С. 27 − 32.

6. Уломов В. И. К оценке сейсмической опасности территории Приморского края. // Инженерные изыскания. 2009. № 1. С. 40 − 46.

7. Уломов В. И., Шумилина Л. С. Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации − ОСР-97. Масштаб 1 : 8000000. Объяснительная записка и список городов и населённых пунктов, расположенных в сейсмоопасных зонах. / Объединённый институт физики Земли им. О. Ю. Шмидта РАН. − М.: ОИФЗ РАН, 1999. − 57 с.

8. Хачиян Э. Е. Прикладная сейсмология. − Ер.: Изд-во «Гитутюн» НАН РА. − 491 с.

9. Чернов Ю. К. Опыт уточнения сейсмической опасности в Ставропольском крае с учётом новых требований СНиП и мировой практики. // Инженерная геология. 2006. № 5. С. 23 − 35.

10. Эйби Дж. А. Землетрясения. − М.: Недра, 1982. − 264 с.

Моделирование процесса пробоотбора для глубоко залегающих грунтов суши

А.Н. Труфанов
НИИОСП им. Н.м.Герсеванова, Москва, Россия

Е.Н. Беллендир
ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, Санкт Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Высотное строительство в условиях Санкт Петербурга поставили перед строителями ряд сложных задач. В частности - вопросы качества монолитов грунтов, отбираемых с больших глубин, и методики проведения лабораторных испытаний таких грунтов. Сотрудниками НИИОСП им. Н.М.Герсеванова и ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева были проведены исследования по моделированию процесса пробоотбора грунтов с больших глубин. Работы были проведены на базе ВНИИГ им. Веденеева. Результаты приведены в настоящей статье.

1. ОСОБЕННОСТИ ЗАЛЕГАНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ВЫСОТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Высокие нагрузки на фундаменты при высотном строительстве вовлекают в активную зону основания грунты с больших глубин. Такие грунты, с одной стороны слабо представлены архивными материалами, с другой арсенал возможных технических средств для определения их прочностных и деформационных характеристик существенно ограничен. Необходимые глубины исследования грунтов под высотное строительство достигают 150 м, в то время как максимальная глубина штамповых испытаний ограничена 30-40 метрами, глубина статического зондирования – 60 метрами. В качестве единственного полевого метода для определения деформационных свойств грунтов, соответствующего отечественным стандартам остается прессиометрия. Вместе с тем и этот метод требует существенной корректировки, связанной с анизотропией свойств грунтов в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Таким образом, при высотном строительстве резко возрастает роль лабораторных испытаний. Качество результатов, полученных при лабораторных испытаниях, в свою очередь зависит от качества отбора монолитов грунтов и методики проведения испытаний.

Исследования по моделированию процесса пробоотбора производились на лабораторной базе ВНИИГ им. Веденеева. Для исследований использовались монолиты природных грунтов, отобранных с глубин 53-135м из вендских отложений ($V_2kt_2^1$ – $V_2kt_2^2$), представленных суглинками твердой консистенции. Выбор данных грунтов был определен следующими соображениями:

а) данные отложения потенциально являются основанием для строительства высотных сооружений в Санкт Петербурге;

б) грунты слабо изучены с инженерно-геологической точки зрения;

в) вопрос наличия порового давления в глинистых грунтах твердой консистенции является дискуссионным.

2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА КАЧЕСТВО ОТБОРА ГРУНТОВ С БОЛЬШИХ ГЛУБИН

На качество отобранных образцов, как известно, влияют механические повреждения монолитов в процессе их отбора, транспортировки, хранения и нарушения, вызванные изменением их напряженно-деформированного состояния.

Нарушение вендских глин в результате механических повреждений в процессе пробоотбора зафиксировано не было. Поперечные разрезы образцов показывали выдержанность слоистости по всему сечению

поперечного разреза. Заваливания слоев у внешней поверхности монолитов не зафиксировано (см. рис. 1). Вместе с тем оценка состояния монолитов, проведенная в соответствии Методикой определения сохранности образцов по стандарту «NORSOK standard G-001» показала качество образцов от невысокого до удовлетворительного.

Рис. 1 Поперечный разрез образца вендской глины с глубины 84,4 м

Причиной снижения качества образцов по-видимому послужили не механические повреждения, а изменение напряженно-деформированного состояния монолитов в процессе пробоотбора. Практически все образцы имели степень влажности меньшую 1, что говорит о наличии в поровой жидкости газовой фазы. Очевидно, что в условиях природных бытовых давлений грунт не мог находиться в трехфазном состоянии и наличие газовой фазы в отобранных образцах говорит об их разуплотнении в результате декомпрессии.

Очевидно, чем больше глубина пробоотбора, тем выше давления, действующие в грунтах в условиях природного залегания. Поэтому факторы, влияющие на изменение состояния образцов отобранных с больших глубин, по-видимому, должны влиять на состояние образцов и результаты их испытаний в большей степени. Задачей данной работы явилась оценка изменения состояния образцов в процессе пробоотбора и предложения по корректировке методики лабораторных испытаний грунтов на основе полученных данных.

3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА СНЯТИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ

Неизбежным следствием отбора, транспортировки и хранения монолитов является изменение их напряженно-деформированного состояния. В условиях природного залегания грунт находится в сложном напряженном состоянии, определяемого весом всей вышележащей толщи грунта.

В начальный момент времени после отделения монолита грунта от массива образец из анизотропного напряженного состояния попадает в изотропное. Величина полного гидростатического давления в этот момент определяется суммарным давлением от столба жидкости в скважине и атмосферным давлением. В процессе подъема монолита на поверхность гидростатическое давление падает и при извлечении на поверхность становится равным атмосферному. Это давление сохраняется в процессе упаковки транспортировки, хранения образца, вплоть до начала его испытания в лаборатории. В рамках исследований представленных в данной статье вопрос влияния перехода напряженно-деформированного состояния образца из анизотропного в изотропное не рассматривался. Коэффициент бокового давления K_0 условно принимался равным 1.

Испытания по моделированию процесса пробоотбора проводились в трехосном приборе типа А, на образцах диаметром 70 мм и высотой 140 мм.

3.1. Этап 1-гидростатическое обжатие

На первом этапе моделировалось состояние образца в условиях природного залегания. Для этого образец подвергался всестороннему гидростатическому обжатию в условиях отсутствия дренирования с измерением осевых и радиальных деформаций и контролем порового давления. Всестороннее давление в камере σ_3 увеличивалось ступенями по 200÷300 кПа с контролем порового давления U. Давление поднималось до достижения условно-бытового напряженного состояния, при этом полное бытовое давление $\sigma_{быт}$ рассчитывалось по формуле:

$$\sigma_3 = \sigma_{быт} = \rho h, \quad (1)$$

где: ρ – плотность грунта принимаемая равной 2 г/см^3; h – глубина залегания образца, м.

При достижении коэффициента порового давления $B=\Delta U/\Delta\ \sigma_3$ значения 0,95 или более, ступени $\Delta\sigma_3$ увеличивались до 400÷500 кПа. При достижении полного бытового давления $\sigma_3=\rho h$ образец выдерживался до условной стабилизации осевых и радиальных деформаций: $\Delta\varepsilon_x<0{,}01$ мм/16 часов и $\Delta\varepsilon_z<0{,}01$ мм/16 часов. Процесс был достаточно длительным и в ряде случаев занимал более недели.

В процессе всестороннего обжатия без возможности дренажа вслед за ростом давления в камере происходил рост порового давления (см. рис.2).

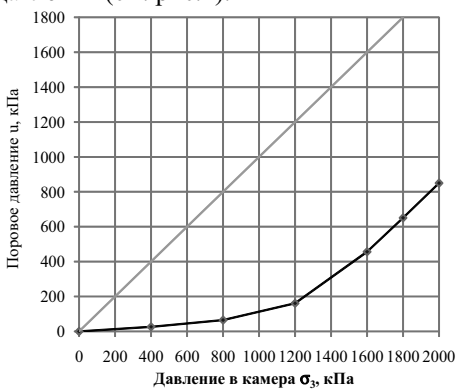


Рис. 2 Зависимость порового давления от давления в камере при всестороннем обжатии

При выходе графика зависимости порового давления от давления в камере на прямую, расположенную под углом 45°, происходило выравнивание приращений полного и порового давления. Это говорит о том, что весь газ в образце растворился и грунт перешел в двухфазное состояние.

Следует отметить, что вопрос наличия порового давления в глинистых грунтах твердой консистенции, к каким относятся и вендские глины является дискуссионным. Часть исследователей считает, что вся вода в таких грунтах находится в связном состоянии и их следует рассматривать как однофазные. Действительно, на поверхности при атмосферном давлении образцы вендских отложений выглядят как однофазный материал. Однако в процессе моделирования поровое давление во всех образцах фиксировалось. Наличие порового давления говорит о том, что в твердых водонасыщенных глинистых грунтах при определенном уровне давлений часть воды может находиться в свободном состоянии и вендские отложения следует рассматривать как двухфазную среду.

3.2. Этап 2 – моделирование процесса отделения образца от массива

После завершения процесса обжатия, для имитации отделения монолита от массива грунта, давление в камере сбрасывалось до условно принятого гидростатического давления имитирующего действие столба жидкости в скважине.

В результате снятия части всестороннего давления, как и ожидалось, поровое давление синхронно снижалось на соответствующую величину (рис. 4.а). Существенных изменений объемных деформаций образца на данном этапе не наблюдалось.

3.3. Этап 3 – моделирование процесса извлечения образца на поверхность

Для моделирования процесса поднятия образца на дневную поверхность давление в камере плавно сбрасывалось до нуля со скоростью 50 кПа в минуту, что соответствовало скорости поднятия образца на поверхность. После этого каждый третий образец дополнительно выдерживался в камере не менее трех суток.

В течение всего опыта измерялись осевые и поперечные деформации в средней части образца и поровое давление. По окончании опыта определялась плотность и влажность грунта в средней части образца. Всего было проведено 15 опытов с глубин 31,0÷134,0 м.

Анализ результатов показал, что увеличение пористости после снятия нагрузки происходило иногда значительно до 12% (см. рис.3). В связи с недренированными условиями испытаний разуплотнение могло происходить только за счет выделения газовой фазы.

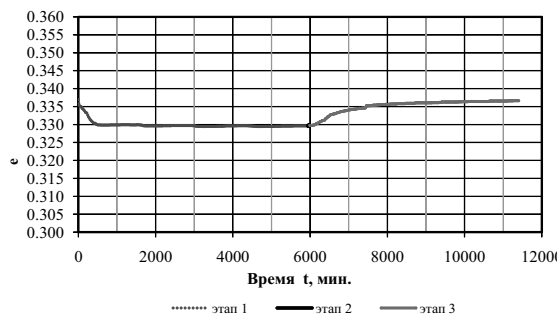


Рис. 3 График изменения пористости образца (e) в результате снятия гидростатического давления во времени t

3.4. Этап 4 – моделирование процесса хранения образца

После снятия нагрузки под действием разуплотнения скелета грунта поровое давление в нем постепенно снижалось вплоть до отрицательных значений (рис.4,б.) Процесс продолжался до достижения минимальных значений и прекращался в течение 2-3 суток Возникновение отрицательных поровых давлений в процессе разгрузки говорит о потенциальной впитывающей способности вендских глин.

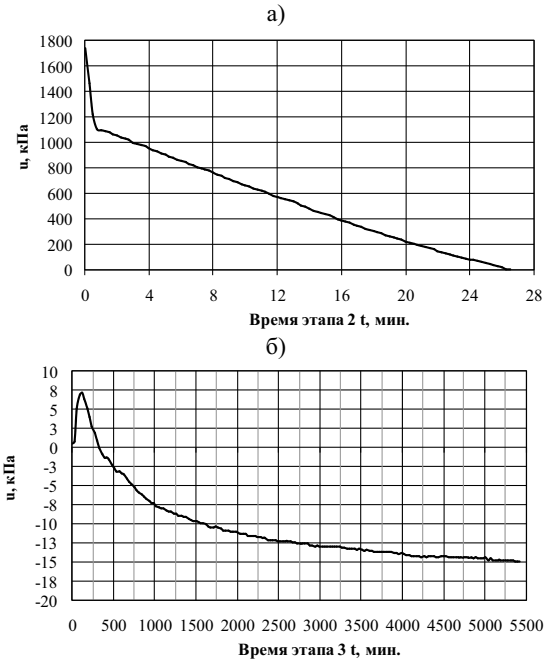


Рис. 4 Графики изменения порового давления U, кПа в результате снятия гидростатического давления во времени. а) этапы 2,3; б) этап 4

Растянутость во времени процесса падения порового давления можно объяснить высокой вязкостью поровой жидкости, характерной для глин твердой консистенции, а также инерционностью системы измерения порового давления.

4. МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА ИНФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ В ОБРАЗЕЦ

В практике инженерно-геологических изысканий, к сожалению, часто приходится иметь дело с образцами грунтов отобранных при помощи пробоотборников допускающих контакт поверхности образца с водой или буровой жидкостью в процессе его извлечения на поверхность.

Как известно, в результате отделения от массива грунта и снятия бытового давления внутри образца резко снижается поровое давление. Теоретически его величина равна действующему гидростатическому давлению минус среднее эффективное бытовое давление. Так для образца, отбираемого с глубины 100 м при средней плотности вышележащих грунтов 2 г/см.куб. вертикальное эффективное бытовое давление с учетом взвешивающего действия воды составит 1.0 МПа. При полностью заполненной водой скважине гидростатическое давление также составит 1,0 МПа плюс атмосферное давление. Следовательно, внутри образца поровое давление будет равно атмосферному, а давление в окружающей образец воде (гидростатическое) будет на 1,0 МПа больше. Очевидно, что при такой разнице давлений снаружи и внутри образца должны происходить процессы инфильтрации окружающей воды в поровое пространство монолита. Для проверки данного предположения были проведены испытания образцов по моделированию инфильтрации воды в образец.

Испытания по моделированию процесса инфильтрации воды в образец проводились в приборах трехосного сжатия. Перед испытанием отбирались пробы для определения физических характеристик грунта. Далее перед установкой образец заворачивался в несколько слоев слегка увлажненной фильтровальной бумаги. Затем производилось всестороннее обжатие образца при закрытом дренаже до бытового давления. В процессе нагружения контролировалось поровое давление.

Для имитации поднятия образца на дневную поверхность давление в камере и в системе противодавления уменьшались до атмосферного со скоростью, соответствующей поднятию образца на поверхность -50 кПа в минуту. После окончания опыта, один образец из трех, оставался в камере на 1 час, что имитировало контакт образца с буровой жидкостью до момента его упаковки. После извлечения образцов из камеры прибора исследовалось распределение влажности в образце. Для этого при помощи специальных цилиндров разного диаметра с заостренной кромкой производилось послойное срезание наружных слоев с последующим определением их влажности. Это позволило получить картину распределения влажности внутри образца по радиусу от периферии к центру.

Типичные результаты представлены на рис. 5,6.

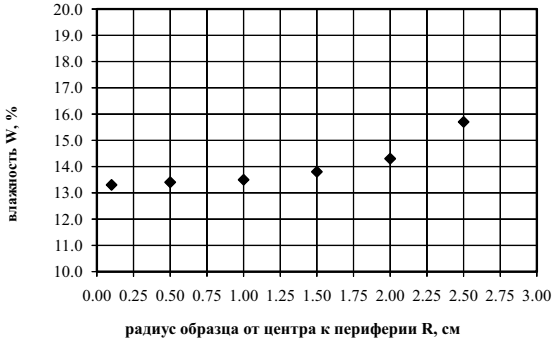


Рис. 5 График распределения влажности внутри образца в результате инфильтрации увлажнение

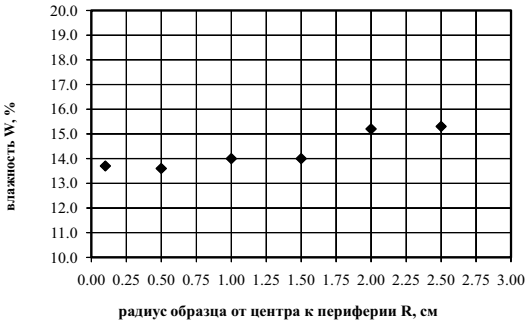


Рис. 6 График распределения влажности внутри образца в результате увлажнения с дополнительной выдержкой в течение 1 часа

Существенное изменение влажности наблюдалось в 5 мм слое поверхности образца. Дополнительная выдержка образца в контакте с водой в течение 1 часа (см.рис.6) почти не оказывало влияния на состояние образца. В более глубоких слоях - до 25 мм изменение влажности составляет в среднем 1-1,5%. В центральной части изменение влажность практически не происходило.

5. ВЛИЯНИЕ ВИДА ПРОМЫВОЧНОЙ ЖИДКОСТИ НА ИЗМЕНЕНИЕ ВЛАЖНОСТИ МОНОЛИТОВ В ПРОЦЕССЕ ПРОБООТБОРА

Исследования по изменению влажности образца в процессе пробоотбора производилось на чистой воде, однако на практике вместо воды в скважине может быть использован глинистый раствор. В связи с этим представляло интерес исследовать влияния вида буровой жидкости на изменение влажности монолитов в процессе пробоотбора. В качестве имитации промывочной жидкости использовались чистая вода и глинистый раствор с плотностью 1,28 г/см^3, приготовленный из глины вендского горизонта. Было проведено три пары опытов. Одинаковые образцы погружались на 10 минут в воду и в глинистый раствор. Затем образцы вынимались, поверхность осушалась фильтровальной бумагой. Далее послойно определялась влажность образцов от периферии к центру через каждые 5 мм.

Результаты опытов показали, что при прочих равных условиях, существенной разницы между влиянием воды и глинистого раствора на изменение влажности образцов не имеется.

6. ВЫВОДЫ

Фиксирование порового давления в образцах глинистых грунтов твердой консистенции при уровне давлений равных природным говорит о наличии в них свободной воды в условиях естественного залегания.

Достижение образцами полного водонасыщения при уровнях давлений ниже бытовых гарантированно свидетельствует о двухфазном состоянии грунта в условиях природного залегания.

Результаты исследований по моделированию процесса пробоотбора показали, что снятие напряжений при отделении монолита от массива грунта приводит к их разуплотнению за счет выделения газовой фазы.

В случае контакта поверхности образца с жидкостью в процессе пробоотбора возможно повышение влажности в поверхностном слое. Для образца в целом изменение влажности составляет не более 1%. Существенной разницы между влиянием воды и глинистого раствора на интенсивность изменения влажности образцов не обнаружено.

В целом разуплотнение монолитов вендских глин за счет изменения влажности можно оценить как незначительное.

Основной причиной нарушения вендских глин следует считать процессы парогазовыделения в поровой жидкости в результате изменения их напряженного состояния.

Отсюда можно сделать важный вывод:

- для получения достоверных результатов испытаний глинистых грунтов, залегающих на больших глубинах, включая глинистые грунты твердой консистенции, восстановление природной плотности образцов перед

испытаниями может быть достигнуто путем восстановления их фазового состава (метод ВФС).

Данный метод был разработан в нашей стране в 1985 г. для грунтов континентального шельфа. Затем в Великобритании в1990 году его включили в национальный стандарт, распространив действие на грунты суши. В настоящее время предполагается включение метода ВФС и в отечественный государственный стандарт.

Следует отметить, что восстановление природной плотности грунтов по методу ВФС достигается только в случае сохранения образцом природной лажности. Если влажность монолита в процессе пробоотбора увеличилась, то после реконсолидации образца по методу ВФС необходимо проводить его дополнительное уплотнение бытовым эффективным давлением.

Таким образом, в целях повышения качества и надежности результатов лабораторных испытаний грунтов при высотном строительстве предлагается:

- использовать технические средства пробоотбора, исключающие контакт монолитов с жидкостью, а при наличии такого контакта производить удаление увлажненного слоя монолита сразу же при его извлечении на поверхность;

- лабораторные испытания по определению механических характеристик грунтов производить с предварительной реконсолидацией образцов путем восстановления их фазового состава;

- для увлажненных в процессе пробоотбора грунтов перед испытаниями по определению механических характеристик, кроме восстановления фазового состава, производить дополнительную консолидацию эффективным бытовым давлением.

7. ЛИТЕРАТУРА

СТП 1423686-011-89. Методика трехосных испытаний образцов грунтов шельфа. Рига 1990 г.

Труфанов А.Н. Влияние газовыделения при подъеме на поверхность образцов грунтов континентального шельфа на изменение их прочности. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Москва, 1985 г.

Труфанов А.Н., Мариупольский Л.Г., Пчелина И.В., Способ трехосных испытаний грунтов преимущественно донных, А.с. №1231134, Б.и.№ 18, 1986 г.

BS 1377-8:1990 Methods of test for civil engineering purposes. British Standarts Institution. 1990.

NORDSOK standard G-001. Marine soil investigation. 2004.

Результаты мониторинга эксплуатационного состояния цементобетонного покрытия ИВПП аэродрома от влияния природно-климатических опасностей

И.В.Шестаков
ОАО Омский Союздорнии, (г.Омск, Россия)

В.Н. Шестаков
Сибирская государственная автомобильно-дорожная академия, (г. Омск, Россия)

АННОТАЦИЯ: Реализована уникальная в мировой практике возможность оценки влияния природно-климатических опасностей на состояние не эксплуатируемого плоскостного транспортного сооружения, взаимодействующего с грунтовым основанием. В результате мониторинга цементобетонного покрытия ИВПП аэродрома получены статистические данные об изменении во времени сплошности его плит; оценено изменение грунтово-гидрологических условий эксплуатации и неровности покрытия, связанной с воздействием морозного пучения грунтового основания.

Результаты мониторинга могут быть применены при решении геотехнических задач мегаполисов.

Мегополисы включают в себя плоскостные транспортные сооружения: улицы и площади, дороги и аэродромы, вертолетные площадки.

Искусственная взлетно-посадочная полоса (ИВПП) аэродрома Омск-Федоровка построена в 1985/1986 г.г. и с тех пор не эксплуатируется.

Аэродром соответствует классу Б: длина 2910 м, ширина 45 м, укрепленная отмостка 1,5 м. Конструкции ИВПП на концевых участках длиной по 150 м, примыкающих к этим участкам длиной по 580 м, средней части – 1450 м приведены на рис.1. Размеры плит 7,5 × 7,5 м. Грунты аллювиального происхождения, представлены в основном суглинком тяжелым пылеватым, сильнопучинистым (табл.1). Грунтовые воды в период проектных изысканий отмечены на глубине от 5,0 до 7,0 м. Дренажные работы не были выполнены. Снежный покров на ИВПП неубирался.

Мониторинг дефектов покрытия ИВПП производился в период с 1987 по2008 гг. сотрудниками Омского Союздорнии, Ленпроекта, Дирекции строящегося аэропорта и кафедры «Инженерная геология, основания и фундаменты» СибАДИ.

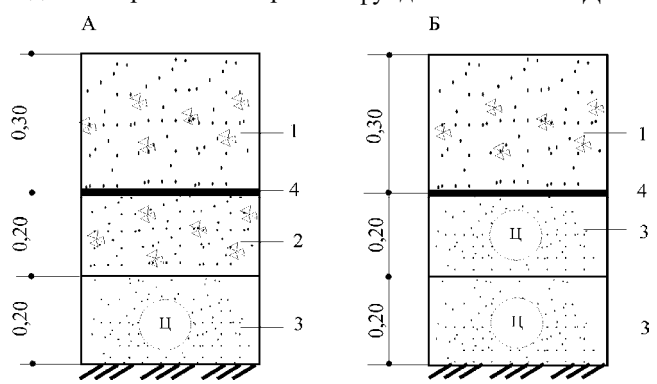


Рис. 1. Конструкции ИВПП на концевых участках А, примыкающих к ним участках и средней части Б: 1 – цементобетон (Btb 4,0; B30; F200); 2 – песчаный бетон (Btb 2,8; B20; F100); 3 – пескоцемент (M60); 4 – пергамин.

Таблица 1

Физические характеристики грунтов основания ИВПП

Наименование выработки и ее номер	Глубина отбора проб, м	Природная влажность W, %	Влажность на границе текучести W_L, %	Влажность на границе раскатывания W_p, %	Число пластичности J_p, %	Показатель текучести J_L, %	Разновидность грунта по ГОСТ 25100-95
С-1	1,87	18,0	34,6	16,6	18,0	0,08	Глина полутвердая легкая пылеватая
С-1	2,37	16,4	33,6	16,6	16,9	0,04	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-1	2,87	17,8	33,8	17,0	16,8	0,05	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-1	3,37	19,6	34,9	18,0	16,9	0,10	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-2	1,20	18,5	37,3	16,8	20,5	0,08	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-2	1,70	18,9	32,4	16,8	15,5	0,13	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-2	2,20	21,8	34,3	18,1	16,2	0,22	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-2	2,70	21,3	34,9	18,6	16,3	0,17	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-2	3,20	23,2	36,0	19,1	17,0	0,24	Суглинок полутвердый тяжелый пылеватый
С-2	3,70	22,9	42,0	20,0	22,0	0,13	Глина полутвердая легкая пылеватая

Наиболее характерными видами деформаций на цементобетонном покрытии ИВПП является трещинообразование плит и неровности покрытия. Заполнение деформационных швов мастикой нарушено. Отдельные плиты подвержены шелушению.

По данным мониторинга выполнена статистическая оценка показателей надежности цементобетонного покрытия по трещиностойкости плит (табл.2, рис.2.):

Таблица 2

Показатели надежности цементобетонного покрытия по трещиностойкости плит

Показатели	Годы мониторинга с 1985 г						
	1987	1988	1989	1990	1995	1998	2002
Число треснувших плит Δr_i на интервале времени $\Delta\tau_i$	75	23	26	180	72	113	154
Интенсивность трещинообразования плит $\lambda_i^* \cdot 10^3$, год$^{-1}$	16,0	10,2	11,6	81,2	7,1	19,2	20,8
Плотность распределения времени до трещинообразования плит $f^* \cdot 10^3$, год$^{-1}$	16,0	9,8	11,1	76,9	6,2	16,1	16,4
Функция надежности P_i^*	0,968	0,951	0,947	0,870	0,839	0,791	0,725

- интенсивность трещинообразования плит

$$\lambda_i^* = \Delta r_i \cdot [(N - r_{i-1})\Delta r_i]^{-1},$$

где Δr_i - число треснувших плит на интервале времени $\Delta\tau_i$; $r_{i-1} = \sum_{i=1}^{i-1} \Delta r_i$ -общее число треснувших плит к началу i-го интервала, т.е. в течение времени $(0, \tau_{i-1})$; N - общее количество плит покрытия (2340 шт.);

- плотность распределения времени до трещинообразования плит

$$f^*(\tau) = \Delta r_i (N \Delta r_i)^{-1};$$

- функции надежности

$$P_i^* = 1 - r_i N^{-1},$$

где r_i - число треснувших плит за время $(0, \tau_i)$.

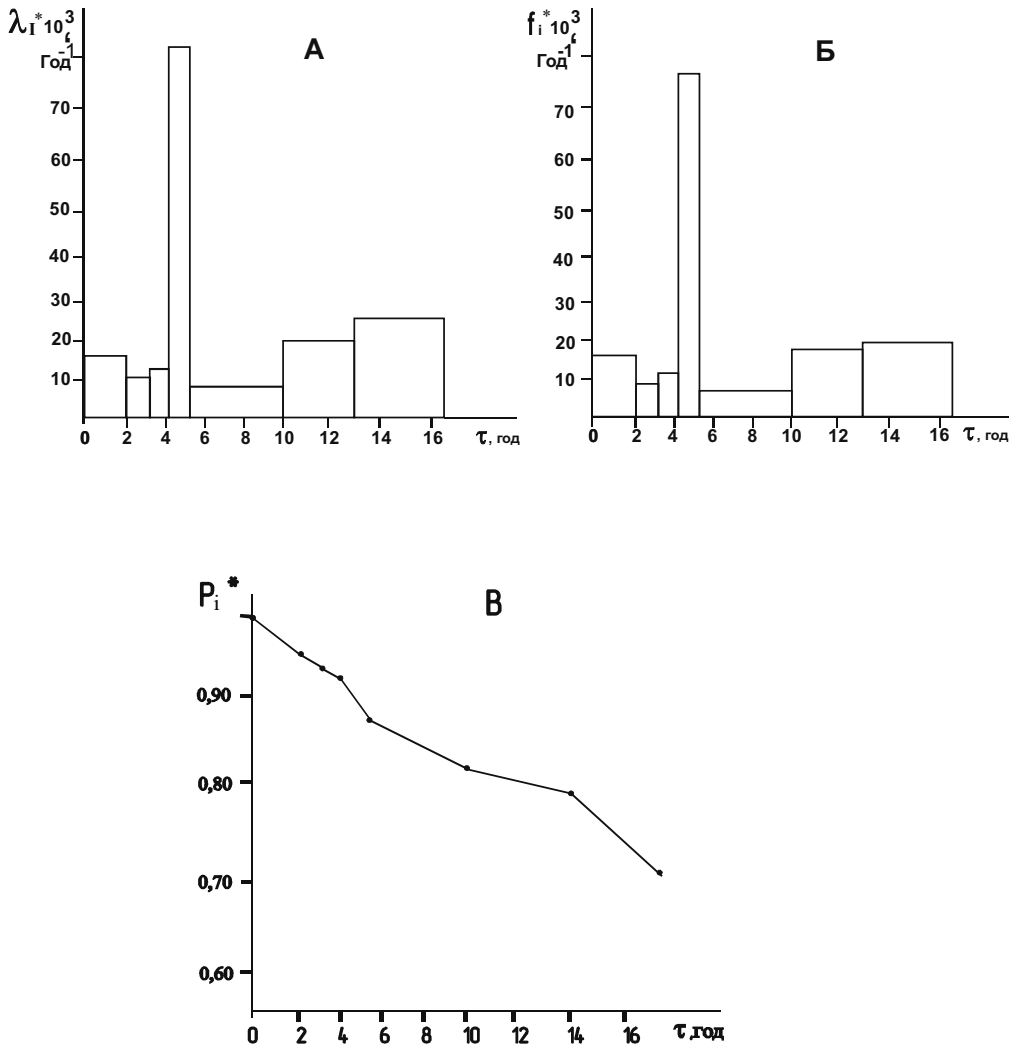


Рис. 2. Статистические оценки показателей надежности цементобетонного покрытия по трещиностойкости плит: А – интенсивность трещинообразования плит; Б – плотность распределения наработки до трещинообразования; В – функция надежности.

Индекс трещинообразования плит покрытия J оценивался как отношение суммы длин трещин в плите к её площади 56,25 м^2. Из результатов статистической обработки полученных индексов (рис.3) следует, что в 2002 количество сплошных плит, из их общего количества 2340, составило только 72,5 % (1698 шт), а индекс трещинообразования отдельных плит достиг 0,38 м·м$^{-2}$.

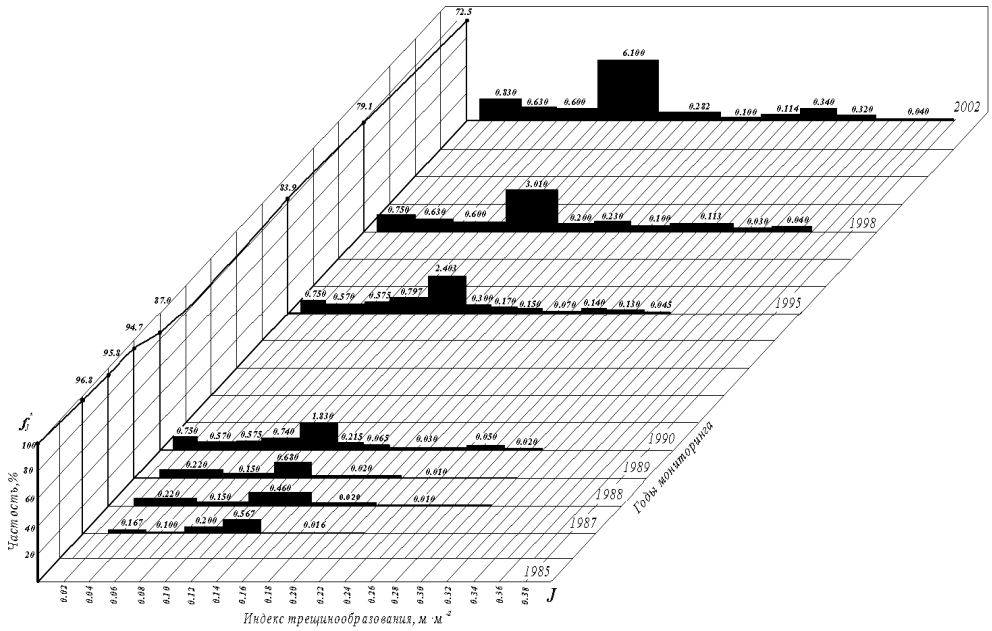


Рис. 3. Частоты f_j^* индекса трещинообразования J плит цементобетонного покрытия ИВПП в j-е годы мониторинга

При обследовании покрытия в 2001 г выполнен отбор 14 кернов с помощью бурового станка. Размер кернов: диаметр 11 см, а высота изменялась от 28 до 31 см. Испытание 28 кернов, полученных распиливанием 14 кернов, выполнено согласно ГОСТ 10180 и Руководству.

Приведенный предел прочности бетона на растяжение при изгибе определен по формуле: $R_{pn} = K \cdot R_{pp} = K \cdot 2P(\pi dh)^{-1}$, где K – переходный коэффициент, значение которого 1,7;

R_{pp}– предел прочности бетона на растяжение при раскалывании, МПа;

P – разрушающее усилие, Н; d – диаметр керна, см; h – высота керна, см, определенная с точностью до 1 мм как среднее значение из трех измерений.

По результатам испытаний установлено, что предел прочности бетона на растяжении при изгибе R_{pn} изменяется от 4,09 до 6,04 МПа. Среднее значение этой прочности составляет 4,92 МПа, среднеквадратичное отклонение 0,54 МПа, а коэффициент вариации 0,11, что соответствует по однородности оценке “хорошо”.

Из полученных статистических данных следует, что расчетное значение прочности на растяжение при изгибе с надежностью 0,95 можно принимать равным $R_{рп}^{0.95} = 4.0$ МПа.

Одной из причин столь интенсивного трещинообразования плит покрытия является их значительные размеры. Положительный опыт эксплуатации дорожных и аэродромных покрытий толщиной 0,24…0,28 м в природных условиях юга Западной Сибири показывает, что расстояние между деформационными швами не превышает 6,0 м.

Измерение неровностей покрытия проводилось в августе 2004 г. и мае 2005 г. согласно ГОСТ 30412 (нивелированием каждой из шести полос покрытия по их длине через 5 м).

Из анализа результатов статистической обработки неровностей (табл. 3) следует, что частость неровностей, превышающих допустимую величину, составляет 29,3%. Частость критических неровностей, равных и превышающих значение 75 мм, составляет 14,2% и приходится на участок ИВПП протяженностью 1200 м.

Таблица 3

Частости неровностей цементобетонного покрытия ИВПП

Дата замера	Неровности, мм																					
	0 - 5	5 - 10	10 - 15	15 - 20	20 - 25	25 - 30	30 - 35	35 - 40	40 - 45	45 - 50	50 - 55	55 - 60	60 - 65	65 - 70	70 - 75	75 - 80	80 - 85	85 - 90	90 - 95	90 - 100	100 - 105	105 - 110	110 - 115
Август 2004	65,7	11,4	3,6	1,3	0,8	0,4	0,4	0,4	0,3	0,6	0,3	0,3	0,1	0,2	0,4	0,4	0,5	1,2	2,7	4,2	3,4	1,1	0,3
Май 2005	63,7	25,3	7,9	1,5	0,6	0,3	0,2	0,1	0,1	0	0,1	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Бурением установлено, что подземные воды на участке критических неровностей залегают на глубине 3,2 м. Грунт основания имеет влажность 16…18 %, а коэффициент уплотнения 1,03. Расчетная величина морозного пучения на этом участке ИВПП, при допустимом значении 3,0 см, составляет около 9,0 см.

В мае 2005 г. неровности более 3,0 см не отмечены, что подтверждает положение о статистической природе проявления пучения при неблагоприятном сочетании определяющих факторов: медленное промерзание грунтового основания, его высокие предзимняя влажность и уровень подземной воды.

Заполнение деформационных швов цементобетонного покрытия выполнено в 1985 г., резино – битумным вяжущим РБВ – 25 как временная мера следующего состава (% по массе): битум БН IV – 68; резиновая крошка – 20, инденкумароновая смола – 5, масло АК 15 – 7, полиизобутилен П 200 – 5.

Результаты испытаний пробы вяжущего РБВ – 25, отобранной из деформационных швов в 2004 г, показали следующее (табл.4):

- при достаточной прочности и низкой деформативности вяжущее обладает недостаточным адгезионным свойством, т.к. отрыв испытуемого образца на балочках-швах имеет место по бетону с обеих сторон;

- испытания на гибкость при минус 20°С вяжущее выдерживает на стержне диаметром 2 мм, после старения в слое 0,5 мм при 70°С в течение 72 часов вяжущее не выдерживает аналогичное испытание даже на стержне диаметром 20 мм (хрупкий излом).

Таким образом, после 20 лет нахождения в деформационных швах покрытия вяжущее РБВ – 25 обладает неудовлетворительными деформативными и адгезионными свойствами, а также недостаточной стабильностью во времени.

Таблица 4

Физико-механические показатели свойств резино-битумного вяжущего РБВ – 25

Свойства	ГОСТ	Показатель свойства
Относительное удлинение при 20°С в момент разрыва, %	26589	70
Прочность сцепления с бетоном, МПа	26589	0,73
Гибкость при минус 20°С	30740	выдерживает* не выдерживает**
Водонасыщение в течение 24 часов, % по массе	25945	0,20
Пенетрация при 25°С, 0,1 мм	11501	19
Дуктильность при 25°С, см	11505	4
Температура размягчения по КиШ, °С	11506	90

Примечания: * – до старения выдерживает испытания на стержне диаметром 2 мм; ** - после старения не выдерживает на стержне диаметром 20 мм

Визуальная оценка характера заполнения деформационных швов покрытия вяжущим показала, что оно в значительной мере утратило сцепление с поверхностью бетона. Металлический щуп проникает между вяжущим и поверхностью шва на глубину до 30 см.

Вода, отводимая с покрытия, просачивается через шов под плиту покрытия, она смерзается с пергамином (рис.4), который разрывается. В дальнейшем вода поступает под пергамин, он смерзается с основанием, что влечет нарушение сплошности плиты.

Результаты мониторинга рекомендуется применять при решении геотехнических задач, связанных с плоскостными транспортными сооружениями мегаполисов

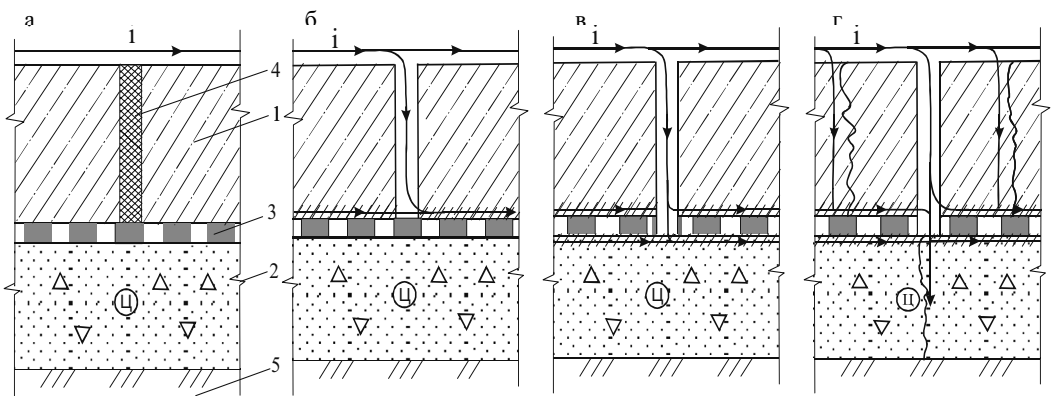


Рис. 4 Изменение взаимодействия цементобетонного покрытия с граничными слоями: а – начальное состояние; б – нарушение гермитичности деформационного шва с последующим смерзанием покрытия с пергамином; в – разрыв пергамина с последующим смерзанием с ним покрытия и пескобетонного основания; г – нарушение сплошности покрытия и основания; 1– цементобетонное покрытие; 2 – пескобетонное основание;3 – прослойка пергамина;4 – деформационный шов, заполненный мастикой; 5 – земляное полотно

ВЫВОДЫ

1. Интенсивное трещинообразование плит цементобетонного покрытия обусловлено несвоевременной заливкой мастикой деформационных швов, трещин и несоответствием её марки району эксплуатации.

2. Причиной неровностей цементобетонного покрытия ИВПП являются пучины, обусловленные повышением после строительства уровня подземных вод на фоне сильнопучинистых грунтов основания.

3. Для обеспечения морозоустойчивости одежды ИВПП необходимо:

- дренировать её территорию из условия понижения уровня подземной воды как минимум до 4,5 м от поверхности покрытия;
- обеспечить организованный водоотвод с покрытия.

ЛИТЕРАТУРА

Кульчицский В.А. и др. Аэродромные покрытия. Современный взгляд.:Физматгиз, 2002.-846 с.

Руководство по оперативному контролю качества при скоростном строительстве жестких аэродромных покрытий. М.: Аэропроект, 1980. – 68 с.

СНиП 32-03-96. Аэродромы/Минстрой России, ГУПЦПП.-1996.-23 с.

СНиП 2.05.08-85. Аэродромы/Госсторой СССР.-М.:ЦИТП Госстроя СССР.-1985.-59 с.

1918

Секция 3b

Сохранение гидрогеологической ситуации

Геоэкологические проблемы

Геотехника и устойчивое развитие

Сохранение гидрогеологической ситуации

О безопасности и рисках строительства подземных сооружений

А.В. Александров
Федеральное государственное учреждение «Управление военизированных горноспасательных частей в строительстве» (ФГУ «УВГСЧ в строительстве»), Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье кратко раскрыты особенности строительной геотехнологии в области безопасного производства работ по освоению подземного пространства в крупных городах и мегаполисах, определены факторы повышенной опасности этих работ, приведена структура возможных аварийных ситуаций и примеры типичных случаев аварий, обусловленных нарушениями проектной документации и проектно-изыскательских работ.
В статье изложена юридическая основа горноспасательного обслуживания строящихся в подземных условиях объектов и перспективы развития ФГУ «УВГСЧ в строительстве»

«О БЕЗОПАСНОСТИ И РИСКАХ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ»

1. О строительной геотехнологии

Осуществляемое в последние десятилетия интенсивное и эффективное использование подземного пространства с каждым годом приобретает все более широкое распространение во всех странах мира, в том числе и в России.

Интерес к проблеме освоения подземного пространства и успехи в практическом решении этой проблемы способствовали активизации исследований в области методологии горных наук. Результатом этих исследований явились современная концепция использования и сохранения недр и новая классификация горных наук. В соответствии с этой классификацией научно-техническое обеспечение проблем освоения подземного пространства осуществляет строительная геотехнология.

Взаимодействие подземных сооружений с массивом горных пород; методы проектирования и расчета конструкций этих сооружений; способы и методы организации и управления горно-строительными работами; обеспечение безопасного выполнения этих работ – составляют основы содержания строительной геотехнологии.

Рост городского населения в мире вызвал глобальный процесс урбанизации, масштабы и темпы которого непрерывно растут. Если в 1830 году в городах проживало около 3% населения, в 1960 г. – 34%, то в 1995 г уже 45% и предполагается, что к 2015 году будет проживать не менее 55%.

Безопасность и надежность подземных сооружений является ключевым аспектом использования подземного пространства. В области безопасного производства горных работ строительство подземных сооружений регламентируется Федеральными законами, введенными в действие: с 1995 года № 27-ФЗ «О недрах» и с 1997 года № 116 ФЗ «О промышленной безопасности опасных производственных объектов», а также Градостроительным кодексом Российской Федерации (Федеральный закон от 29. 12. 2004 года № 190-ФЗ).

2. Об объективных факторах повышенной опасности при строительстве подземных сооружений

Особые меры безопасности при выполнении работ в подземных условиях определены в Федеральном законе «О недрах» и предусматривают ряд специфических требований:

проведение геологических, маркшейдерских и иных наблюдений, систематический контроль состава воздуха в горных выработках, осуществление специальных мероприятий по прогнозированию и предупреждению прорывов воды, других текучих

масс, управление деформационными процессами горного массива и другие. Одним из таких специфических требований является закрепленное в статье 24 закона требование обязательного обслуживания профессиональными горноспасательными службами организаций - пользователей недр, ведущих горные работы.

Конкретные нормы соблюдения этих и других, законодательно установленных требований, приведены в действующих «Правилах безопасности при строительстве подземных сооружений» (ПБ 03-428-02). Правила учитывают особенности использования техники и технологии горных работ, организационную структуру строительных организаций, другие условия строительства подземных сооружений, в том числе в крупных городах и мегаполисах, и включают, раздел «Противоаварийная защита».

По сравнению с горнодобывающими предприятиями на строительстве подземных сооружений в городах горным работам присущ ряд особенностей, существенно повышающих степень риска при их выполнении в силу ряда объективных причин:

подземные сооружения, в первую очередь метрополитены, сооружаются в подземном пространстве городов с плотной городской застройкой, относительно на небольших глубинах, вблизи газопроводных и иных коммуникаций, мест захоронения промышленных отходов и т.п.;

в период строительства проветривание осуществляется по временным схемам, что предопределяет более низкий уровень надежности управления аварийными вентиляционными режимами;

привлечение большого количества субподрядных организаций, особенно на завершающих этапах строительства, интенсивное применение в этот период огневых работ, отсутствие на большинстве объектов постоянной диспетчерской службы, точного учета людей, находящихся в горных выработках;

использование в проектах организации строительства тупиковых забоев большой протяженности, из которых отсутствует на поверхность запасной (второй) выход.

Горным работам вообще и на строительстве подземных сооружений в городах, в частности, сопутствует относительно широкий перечень возможных аварийных ситуаций:

пожары и загорания, сопровождающиеся задымлением горных выработок; взрывы газа (как правило, метана) и внезапные выбросы пород;

загазования выработок вредными газами, как природного происхождения (углекислый газ, метан, сероводород), так и техногенного (окислы азота, оксид углерода и другие), которые образуются при ведении взрывных работ, использовании механизмов и машин с двигателями внутреннего сгорания, химическом закреплении грунтов и вследствие других технологических процессов;

прорывы в подземное пространство из окружающих грунтов воды или обводненных текучих масс, в том числе, так называемых «плывунов»;

внезапные обрушения пород, образующие перевалы в горных выработках, завалы в проходческих забоях, в устьях штолен и в других местах под влиянием перераспределения напряжения в горном массиве вмещающих пород.

Как правило, одни аварийные ситуации могут инициировать другие, например, пожары - обрушения или затопления горных выработок и наоборот. В этой связи вопросы противоаварийной защиты объекта рассматриваются в комплексе возможных вариантов чрезвычайных ситуаций.

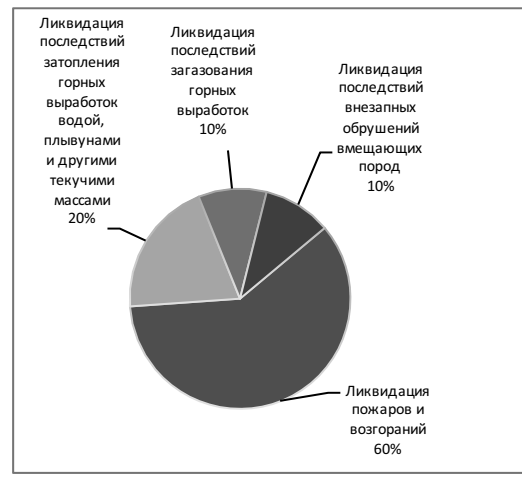


Рис. 1. Состав и структура горноспасательных работ

3.1. Горноспасательные работы по видам аварийных ситуаций

Анализ выполненных горноспасательных работ на строительстве отечественных метрополитенов, транспортных тоннелей и других подземных сооружений, имевших место за последние 30 лет, свидетельствует о большом количестве и разнообразии аварийных ситуаций, о сотнях людей, оказавшихся в опасных зонах в подземных условиях и выведенных из загазованных и задымленных выработок подразделениями горноспасательной службы. Всего, начиная с 1980 года, на территории Российской Федерации в ФГУ «УВГСЧ в строительстве» зарегистрировано 185 таких случаев.

Свыше 60 % всех зарегистрированных случаев ведения горноспасательных работ связано с возникновением пожаров и загораний, около 20 % составляют затопления горных выработок водой, плывунами, другими текучими массами и примерно по 10 % приходится на загазования выработок и внезапные обрушения вмещающих пород. Больше всего аварийных ситуаций возникло на строительстве Московского метрополитена – 28, Северо-Муйского тоннеля – 29 и на объектах специального назначения – 33. Одна из основных причин – большие объемы работ по сравнению с другими строившимися подземными объектами.

В настоящем докладе рассматриваются только случаи аварийных ситуаций, обусловленные в основном горногеологическими условиями горных работ в подземном пространстве городов. Аварийные ситуации при подземных пожарах по причинам их возникновения менее соответствуют тематике конференции и не приводятся.

3.2. Обрушения горных выработок при ведении работ в подземном пространстве

Обрушения часто осложняются последующим прорывом в горные выработки подземных вод, плывунов, других текучих масс, являются причиной тяжелых несчастных случаев с работающими и влекут значительные затраты на ликвидацию последствий.

В числе непосредственных причин обрушений можно выделить недостатки горногеологических и иных предпроектных изысканий и прогнозов, ошибки при проектировании на разных этапах; отступления от проектов производства работ, а также природные явления.

Примером аварийной ситуации, явившейся следствием нарушений проектной документации и просчетов маркшейдерской службы, может служить обрушение в фурнели при строительстве пересадочного узла между станциями «Менделеевская» и «Новослободская» в г. Москве.

Фурнель была пройдена по известнякам из тупика подходной выработки околоствольного двора шахты № 907 вверх выше установленной проектом отметки на 2м и остановлена в зоне контакта с горизонтом юрской глины. В кровле фурнели были в разбежку уложены лонгарины из бревен диаметром 30÷40 см и однослойный настил из досок вместо предусмотренной проектом установки двутавровых балок № 24 с металлоизоляцией и последующего бетонирования. В таком состоянии забой фурнели оставался около 4-х месяцев.

Первые признаки аварийной ситуации были обнаружены в ноябре 1986 года, когда под рудоспуском фурнели на почве подходной выработки была найдена просыпавшаяся порода. Было установлено, что один из элементов деревянной крепи кровли фурнели разрушился, произошел вывал породы и образовался купол высотой около 2,5м. Попытки раскрепить купол, возвести в фурнели на уровне верхней штольни барьерный полок с последующее подачей на него бетонной смеси, не увенчались успехом. Вывал пород продолжался, высота купола достигла 4,5 м, возникла опасность для жизни работающих в фурнели людей.

Мощность юрских глин над кровлей фурнели составляла 7,2 м, выше которых залегали водонасыщенные пески мощностью 15,8 м. При дальнейшем развитии купола обрушения увеличивалась реальная опасность прорыва плывуна объемом 2÷2,5 тыс. $м^3$ с образованием на поверхности воронки диаметром 70 м. В зоне обрушения в этом случае находились бы коммуникации (газо- и водопровод, сети канализации, электроснабжения и связи) и трамвайный путь.

В течение последующих 40 часов была произведена забутовка низа фурнели, последовательно возведены три перемычки на нижней штольне, проложены за эти перемычки трубы и пробурены в фурнель. с поверхности скважины. По скважинам в фурнель и за перемычки по трубам подано около 100 $м^3$ бетонного раствора.

Одновременно на поверхности, в пределах возможной зоны обрушения, были

выполнены работы по переключению канализации, отключению газопровода и подготовке других коммуникаций к сохранения функционирования. Принятые оперативно меры позволили предупредить прорыв плывуна с выходом воронки на поверхность.

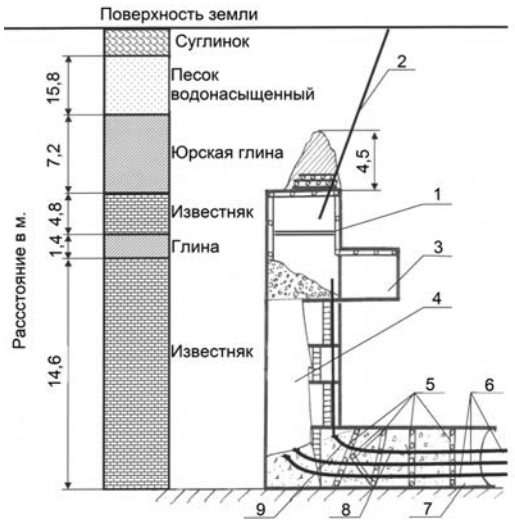


Рис. 2. Схема аварийного участка на шахте № 907.

1 – рабочий полок (восстановлен для возведения костровой крепи в куполе); 2 – скважина с поверхности для подачи бетонного раствора; 3 – верхняя штольня; 4 – фурнель (участок обетонированной крепи); 5 – перемычки; 6 – трубопроводы; 7 – подходная выработка; 8 – бетон; 9 – забутовка

Подобные случаи имели место и на других стройках. Например, в г. Санкт-Петербурге (1989г.) при сооружении комплекса станционного узла станции «Владимирская-II».

3.3. Затопления горных выработок

Прорывы грунтовых вод в призабойное пространство тоннелей сопровождаются выносом грунтов, разрушением крепи и в ряде случаев вызывали длительную приостановку горных работ. В большинстве случаев развитию таких аварийных ситуаций предшествует ряд признаков, свидетельствующих о перераспределении горного давления на крепь, постепенный рост водопритока и др., что позволяет своевременно вывести людей из опасной зоны.

Такие случаи неоднократно имели место на строительстве Северомуйского тоннеля, один из которых (в мае 1999 года) существенно повлиял на сроки завершения строительства. Аналогичные аварийные ситуации в последние годы возникали и на строительстве метрополитена в г. Казани, где в 2001÷2004 гг. произошло несколько инцидентов, в том числе с подтоплением горнопроходческого комплекса «Ловат». На строительстве Московского метрополитена одно из наиболее серьезных затоплений произошло на шахте 904 (1988 г, станция «Цветной бульвар») при подработке артезианской скважины. Случаи подтопления происходили на шахтах № 936 (1990 г.), № 931 (1989 г.) и на других объектах.

Характерный пример затопления выработок произошел 28.05.2008 на строительстве метрополитена в городе Омске.

Авария возникла во время строительства закрытым способом левого перегонного тоннеля метрополитена, пройденного к моменту аварии на 896 м с постоянной сборной железобетонной обделкой. Непосредственной причиной аварии явилось разрушение магистрального водовода Ø 700 мм.

Рис. 3. Схема затопления левого перегонного тоннеля «Ст. Бульвар Архитекторов (Кристалл) – ст. Заречная».

1 - место рассоединения вентиляционных труб; 2 – дополнительные насосы; 3 - уровень воды в тоннеле; 4 – проходческий щит КТ 5.6 Б21; 5 – трубопровод питьевой воды диаметром 700 мм на глубине 3 м.; 6 – вентилятор ВМЭ 8-03

28 мая 2008 года в забое тоннеля резко увеличился водоприток, не позволивший продолжать работы и перешедший в сливной вынос грунта. Люди из забоя были выведены, напряжение в электросетях снято. На дневной поверхности над трассой тоннеля из-под земли (на пересечении двух улиц) вырвался фонтан воды, с последующим образованием на этом месте воронки Ø 30 м и глубиной 10 м. Магистральный водовод был перекрыт через 4 часа после разрушения, однако поступление воды в тоннель не

прекратилось. Подразделением Сибирской ВГСЧ был организован систематический контроль состава воздуха в тоннеле. Произведенные горноспасателями замеры не показали наличие вредных газов в составе воздуха.

Для оценки водопритока 30 мая на 1 час была приостановлена откачка воды и по изменению уровня зеркала воды в тоннеле определен водоприток, который составил 76 $м^3$/ час. Стало ясно, что источником продолжающегося поступления в тоннель воды являются водонасыщенные вмещающие грунты, в связи с чем, 31 мая было начато бурение водопонижающих скважин. Всего было пробурено 9 скважин глубиной 23 м. Для водопонижения использовались пять насосов ГНОМ 50 / 50.

Только 1-го июня было отмечено понижение в тоннеле уровня зеркала воды. На поверхности была закончена засыпка образовавшейся воронки.

С целью оценки предполагаемого объема восстановительных работ горноспасательное отделение, передвигаясь на надувной лодке по затопленному тоннелю, произвело замеры толщины слоя вынесенного грунта и покрывающего его слоя осветленной воды. Работы по очистке тоннеля от вынесенного грунта продолжались до осени 2008г.

При расследовании причин и обстоятельств аварии было установлено, что авария произошла вследствие стечения ряда обстоятельств:

во-первых, при проектировании тоннеля в расчет были приняты неверно указанные на исходных планах водопровода стальные трубы вместо фактически уложенной в месте аварии чугунной трубы, что повлияло на решения по сооружению тоннеля без перекладки или усиления труб;

во-вторых, произошло водонасыщение грунта в кровле тоннеля в результате появления сверхнормативных утечек воды из стыков чугунных труб, образования гидрологической взаимосвязи водоносных горизонтов грунтов и постоянной подпитки поверхностными водами и стоками.

Раскрытию стыков способствовала вибрация при установке свай фундамента строившегося после укладки труб параллельно им жилого здания, а также воздействие на трубу массы дополнительного насыпного грунта, образовавшегося в данном месте при выполнении работ по инженерно-геологическим изысканиям.

Строительство упомянутого здания способствовало образованию барражного эффекта, вследствие чего в месте аварии произошло накапливание грунтовой воды и водонасыщение грунтов, чему также способствовало отсутствие в этом районе ливневой канализации. Инженерно-геологические изыскания на трассе метрополитена создали условия гидрологической взаимосвязи водоносных горизонтов.

4. Профессиональная государственная горноспасательная служба в строительном комплексе.

Профессиональная горноспасательная служба в транспортном строительстве была создана в 1980 г. при бывшем Министерстве транспортного строительства СССР по распоряжению Совета Министров СССР целевым назначением для обеспечения безопасности при сооружении метрополитенов, транспортных тоннелей, объектов строительства других подземных сооружений.

В настоящее время указанную службу на отраслевом уровне в строительном комплексе юридически представляет Федеральное государственное учреждение «Управление военизированных горноспасательных частей в строительстве» (ФГУ «УВГСЧ в строительстве»). Почти три десятилетия горноспасательные подразделения нашего Управления выполняют горноспасательные и другие аварийно-спасательные работы, сначала на территории бывшего СССР, затем России, действуя в ведении федеральных органов исполнительной власти, в том числе Минстроя, Госстроя России и с 2005 года - Ростехнадзора. В настоящее время (2010 г) в ведении МЧС России.

В ФГУ «УВГСЧ в строительстве» создана система профилактической работы. Установлен регламент проведения профилактических обследований, плановых и целевых, порядок учета и контроля за принятыми администрацией организаций предложениями по устранению выявленных нарушений Правил безопасности. С 2007 года внедрена и успешно используется автоматизированная компьютерная программа «Автоматизированное рабочее место (АРМ), учет и анализ результатов профилак-

тической работы». Программа позволяет в режиме реального времени:

отслеживать процесс выявления и устранения нарушений норм и правил безопасности;

анализировать эффективность предупредительной деятельности в области реализации противоаварийных мер защиты каждого объекта;

координировать направления и цели профилактической работы в зависимости от технологии горных работ, горногеологических и других условий их выполнения на конкретных обслуживаемых объектах.

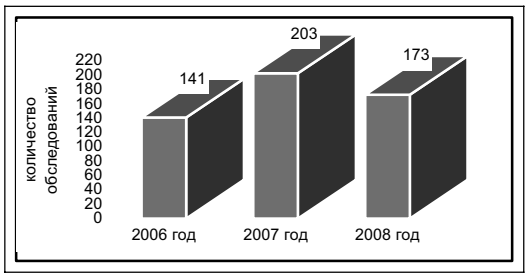


Рис. 4. Количество проведенных профилактических обследований.

В рамках указанной системы на объектах обслуживаемых организаций ведется в горных выработках отбор проб воздуха и анализ его состава на предмет соответствия требованиям пожаро-взрывобезопасности и санитарным нормам, проводятся тактические учения и учения-игры в порядке отработки предусмотренных планами ликвидации аварий мероприятий.

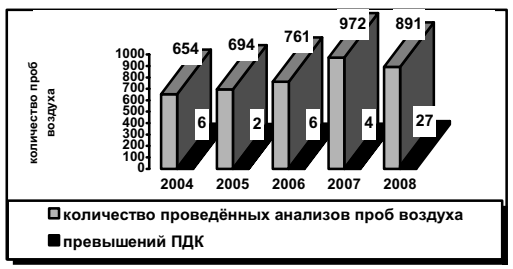


Рис. 5. Динамика анализа проб воздуха (среднемесячные показатели)

В целях повышения безопасности и снижения рисков при реализации инженерных решений строительной геотехнологии в подземном пространстве мегаполисов предусмотрен комплекс мер по укреплению оперативной готовности горноспасательных формирований к решению возложенных задач. В этой связи в «Концепции развития профессиональной горноспасательной службы строительной отрасли до 2011 года» (утверждена на основании решения коллегии Ростехнадзора от 7 ноября 2007 г) определено:

последовательное расширение сферы аварийно-спасательной деятельности и совершенствование структуры ФГУ «УВГСЧ в строительстве» в области осуществления горноспасательного обслуживания опасных производственных объектов на территории Российской Федерации, в первую очередь в крупных городах и мегаполисах;

приведение структуры горноспасательной службы в соответствие с делением Российской Федерации по федеральным округам;

снижение удельных затрат в долевом содержании горноспасательной службы предприятиями и организациями, имеющими опасные производственные объекты, за счёт увеличения числа обслуживаемых предприятий и организаций.

В порядке реализации федеральной целевой программы «Пожарная безопасность в Российской Федерации на период до 2012 года», концепция которой утверждена распоряжением Правительства Российской Федерации от 31.10.2007 № 1532-р, предусматривается реконструкция и строительство служебно-технических зданий для горноспасательных подразделений ФГУ «УВГСЧ в строительстве» в ряде городов, в которых строятся метрополитены.

В ближайшей перспективе, на основе взаимодействии с организуемой государственной корпорацией «Российские автомобильные дороги», намечается расширение горноспасательного обслуживания строящихся и эксплуатируемых автодорожных тоннелей в районах дислокации подразделений ФГУ «УВГСЧ в строительстве».

Осуществление указанных выше и решение иных вопросов горноспасательного обслуживания строящихся объектов в подземном пространстве крупных городов и мегаполисов позволит существенно снизить производственные риски и обеспечит более высокий уровень безопасности работ.

Гидрогеология мегаполисов

В.А. Кирюхин, Л.П. Норова

Санкт-Петербургский государственный горный институт (технический университет) им. Г.В. Плеханова, Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: На территориях крупных городов, занимающих площадь тысячу и более квадратных километров, создаются различного рода аномалии. Аномальными являются и условия формирования подземных вод, их ресурсов, состава и свойств. Биохимические процессы, происходящие в подземных водах на городских территориях, способствуют ухудшению несущих свойств грунтов. Весьма сложно решается проблема водоснабжения за счет подземных вод, особенно для крупных городов. Значимую роль играет вода в различных процессах (подтоплении, образовании карста, плывунов, суффозии и др.), что существенно усложняет освоение городских территорий. Гидрогеологическая обстановка во многом сказывается на условиях строительства и эксплуатации сооружений и жизнеобеспечения людей.

1. ВВЕДЕНИЕ

Число городов, население которых превышает 1 млн. человек, в настоящее время составляет 440, а количество городов с населением более 4 млн. человек насчитывает более 90. Города, в которых численность населения превышает 10 и даже 25 млн. человек занимают площади несколько тысяч квадратных километров.

С геологических позиций территории городов представляют собой наведенные геофизические поля: электромагнитные, радиоактивные, тепловые, гравитационные, геохимические, акустические, вибрационные и др. Территории городов представляют собой своеобразные острова, на которых активно проявляется человеческая деятельность и разнообразные виды техногенных процессов. Для этих территорий характерна высокая степень загрязнения атмосферы, растительного и почвенного покрова, поверхностных и подземных вод.

2. УСЛОВИЯ ПИТАНИЯ И ДИНАМИКА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Почти 90% территорий городов закрыто от непосредственного поступления атмосферных осадков. Причины затрудненного питания подземных вод разнообразны: асфальтовое покрытие, здания и сооружения, водоупорные искусственные грунты и др. Инфильтрационное питание, обусловленное климатической обстановкой, сохранилось только на территории лесопарковой зоны и садовых участков. В остальных местах атмосферное питание затруднено, пополнение ресурсов подземных вод происходит за счет проникновения ливневых стоков, потерь из канализационных и водопроводных сетей, инфильтрации поверхностных вод (речных, озерных, водохранилищ и др.). По этой причине зона аэрации выполняет свою естественную буферную роль лишь на небольшой части территории мегаполиса, где колебания уровня грунтовых вод имеют сезонный характер. На остальной территории мегаполисов, где связь с атмосферным питанием потеряна, подземные воды имеют спорадическое и концентрированное питание за счет коммунально-бытовых, техногенных и поверхностных вод. Это нередко приводит к образованию куполов подпора, предопределяющих значительную дифференциацию абсолютных отметок уровня грунтовых вод, подтоплению зданий и сооружений, интенсификации перетекания и разгрузки подземных вод.

Подъем уровня подземных вод на одних участках нередко сочетается с глубоким понижением уровня водоносных систем на других, что связано с их дренированием в результате осушительных работ, проходкой подземных коммуникаций и метро. В итоге создается мозаичная картина распределения участков питания и разгрузки подземных вод, часто непрогнозируемые колебания их

уровня. Все это создает неблагоприятные условия для строительства и эксплуатации зданий и сооружений, фундаменты которых располагаются в верхней части зоны насыщения.

Интересный материал был получен по наблюдениям за изменением пьезометрического уровня в нижнекотлинском (гдовском) водоносном горизонте Санкт-Петербурга. Первые скважины, пробуренные на этот горизонт в конце 19 века, оказались самоизливающими. Затем в результате эксплуатации этого горизонта уровень подземных вод постепенно понижался, и к 1941 году образовалась депрессионная воронка с понижением уровня в ее центре до 22 м. Во время блокады города эксплуатация водоносного горизонта была прекращена, что привело к восстановлению первоначального уровня воды в скважинах. В послевоенные годы отбор вод был продолжен с большей интенсивностью. Максимальное его значение (30-38 тыс.м^3/сут) было достигнуто в 1965-1977 гг., что привело к снижению уровня от первоначального положения около 70 м и созданию глубокой депрессионной воронки площадью около 20 тыс. км^2 (рис.1).

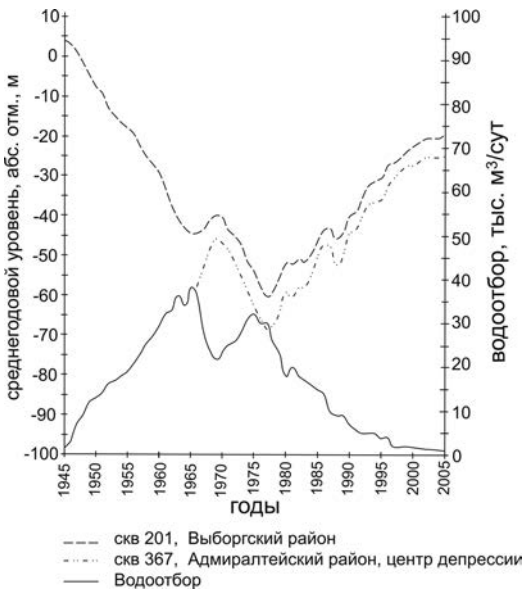


Рис. 1 Динамика водоотбора и изменений пьезометрического уровня подземных вод нижнекотлиноского (гдовского) водоносного горизонта в Санкт-Петербурге (по А.С. Николаеву, 2006).

В дальнейшем вследствие спада промышленного производства водоотбор значительно сократился, в 1995 году он был равен 5-2 тыс.м^3/сут, а в 2007 году – 1,32 тыс.м^3/сут. Снижение водоотбора сопровождалось повышением пьезометрического уровня, к 2007 году его абсолютная отметка составила минус 18,6 м и продолжает подниматься дальше.

Повышение уровня в нижнекотлинском водоносном горизонте негативно сказывается на условиях эксплуатации объектов метрополитена, канализационных коллекторов и приводит, иногда, к авариям при строительстве подземных сооружений. Кроме того, подъем уровня отражается на изменении деформационных свойств горных пород и понижении устойчивости самих инженерных сооружений в пределах депрессионной воронки.

3. ГЕОХИМИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Влияние антропогенных условий на гидрогеологическую обстановку весьма велико. Оно сказывается, прежде всего, в образовании наложенных геофизических полей. Формирование химического состава подземных вод начинается в атмосфере. Выбросы в атмосферу газов и аэрозолей промышленных предприятий, автотранспорта, электростанций на территории городов значительны. Атмосферные осадки, промывая воздушную оболочку городов, обогащаются разнообразными компонентами, нередко образуя кислотные дожди с величиной pH<5. Они отличаются повышенной минерализацией (40-50 до 100-150 мг/л и более) с преобладающей ролью сульфатной составляющей.

Преобразование химического состава атмосферных вод начинается в почвенном слое. Во многих местах он имеет техногенное происхождение. Уже на небольшой глубине, вследствие слабой проницаемости почв, наличия водоупорных покрышек, слабого водообмена, наблюдается восстановительная обстановка. Использование для борьбы с гололедными явлениями соли приводит к образованию солончаковых почв. По этой причине в придорожной зоне наблюдается угнетение кустарниковой и древесной растительности.

Загрязнение почв обычно связано с расположенным вблизи промышленным производством. Так, например, тяжелые металлы накапливаются в почвах вблизи предприятий, занимающихся металлообработкой,

машиностроением и производством радиотехники. Свинец, олово, кадмий поставляют в почву предприятия полиграфической промышленности. Вблизи тепловых электростанций в почвах накапливается ванадий, никель, хром, молибден. Весьма богатый спектр металлов дает почвам гальваническое производство. Почвы весьма быстро реагируют на различные виды загрязнения окружающей среды (химическое, нефтяное, радиоактивное, микробиологическое) и могут использоваться как надежный индикатор техногенных процессов.

Весьма загрязненной в пределах крупных городов оказалась зона аэрации. Исследования Регионального геоэкологического центра в г. Санкт-Петербурге показали следующие результаты: среднегодовое загрязнение зоны аэрации, например, нефтепродуктами в г. Санкт-Петербурге составляет 614 мг/кг, жилые зоны - 797 мг/кг, пустыри - 330 мг/кг, промзоны – 719 мг/кг, свалки – 829 мг/кг; по городу наблюдается превышение ПДК в 6 раз содержания в грунтах бенз(а)пиренов, более чем в 10-15 раз диоксиноподобных соединений и др. (Горький А.В.,1999).

Верхняя часть разреза городских территорий обычно сильно нарушена и загрязнена. Наряду с фундаментами сооружений и различными инженерными коммуникациями встречаются разнообразные инородные образования: насыпные грунты, неконтролируемые свалки, кладбища, погребенные долины, засыпанные болота, русла рек и ручьев. Чем дольше существование города, тем мощнее так называемый культурный слой, разнообразнее компоненты, его образующие. Поэтому инфильтрационные воды, просачивающиеся через зону гипергенеза, обогащаются различными химическими соединениями, часто представляющими опасность для здоровья человека. Самые неблагоприятные условия для этого возникают на участках проникновения коммунальных и промышленных стоков. Канализационные стоки содержат: взвешенных веществ - 300-416 мг/л, азота аммонийного - 58-67 мг/л, хлоридов – 67-75 мг/л, фосфатов (P_2O_5) – 12,5-16 мг/л, калия (K_2O) – 25 мг/л. Окисляемость (O_2) составляет 42-58 мг/л. Содержание минеральных веществ во взвесях составляет 42 %, органических – 58 %. 1 мл фекальных стоков содержит 10^7 – 10^8 бактериальных клеток, присутствуют также грибные культуры и микроскопические водоросли (Кармазинов Ф.В. и др., 1999).

Из сказанного становится понятным, почему грунтовые воды в крупных городах характеризуются пестрым составом и минерализацией. На участках, близких к природным, состав вод мало отличается от фоновых. В грунтовых водах гумидных областей преобладают гидрокарбонаты кальция. На участках техногенного воздействия появляются хлориды, сульфаты, нитраты, фосфаты. Минерализация вод возрастает до 3 и более г/л. Несколько хуже эколого-гидрогеологическая обстановка в пределах погребенных долин, которые выполняют роль дрен примыкающих водосборов (Кирюхин В.А, Норова Л.П. 2009).

Окислительно-восстановительная обстановка на этих участках характеризуется низкими положительными и даже отрицательными значениями Eh (Дашко Р.Э., 2001). В составе подземных вод отмечается присутствие аммония, тяжелых металлов, нефтепродуктов, органических веществ.

Особенно сложная ситуация возникла на Полюстровском месторождении железистых вод на севере Санкт-Петербурга. Месторождение имеет протяженность около 3км и ширину до 800 м, приурочено к верхнему межморенному водоносному горизонту. Верхний водоупор на территории месторождения не выдержан, на отдельных участках мощность лужской морены сокращается до 1,5-2,0 м. В естественном состоянии на территории месторождения наблюдался самоизлив с избыточным напором до 0,5 МПа. В результате строительных работ и интенсивных водопонижений в непосредственной близости от месторождения самоизлив прекратился, произошло проникновение «чужеродных» грунтовых вод и изменение химического состава минеральных вод. За последние 40 лет минерализация вод возросла с 220 до 550 мг/л; содержание железа увеличилось с 20 до 60 мг/л, хлор-иона – с 15 до 70 мг/л, сульфат-иона – с 39 до 220 мг/л; величина Eh уменьшилась с +280 mV (1966 г.) до +201 mV (1996 г). Таким образом, произошли уже серьезные изменения состава и бальнеологических свойств Полюстровских вод и сохраняется опасная ситуация возможного загрязнения уникального месторождения железистых минеральных вод, расположенного на территории города Санкт-Петербурга.

4. ГАЗОВЫЙ СОСТАВ ЗОНЫ ГИПЕРГЕНЕЗА

Наличие асфальтовых и других покрытий, различного рода препятствий в верхней части разреза вызывают условия затрудненного водо- и газообмена. Процессы газохимической генерации наблюдаются на территории большинства мегаполисов, в том числе и в разрезе Санкт-Петербурга. В указанном регионе этому способствует обогащенность разреза органическим веществом, в том числе наличие в нем погребенного торфа, литориновых отложений, обогащенных органикой, проникновение коммунальных стоков, нефтяное загрязнение, аккумуляция различных видов человеческой деятельности, погребенные свалки и др. Участие в его разложении различных видов бактерий – метанобразующих, денитрифицирующих, сульфатредуцирующих, водородобразующих приводит к образованию различных газов (метана, азота, углекислого газа, сероводорода и др.).

Наличие на поверхности земли газоводоупорной покрышки не позволяет газам улетучиваться, а наоборот приводит к газонасыщению четвертичных отложений и подстилающих их пород. Об этих процессах свидетельствуют водно-грязевые выбросы, проявляющиеся при бурении скважин в различных районах города. Длительность этих выбросов может наблюдаться в течение 5-6 часов. Интересно отметить, что в накоплении биогаза появляется некоторая пульсационность, которая считается связанной с активностью солнца (Дверницкий Б.Г., 2006).

Уменьшение количества газа в растворенной форме и соответственно увеличение его количества в свободном состоянии обусловлено повышением температуры подземной среды под влиянием хозяйственной и производственной деятельности человека. Среднегодовая температура воздуха в районе Санкт-Петербурга равна 4,2ºС, температура подземных вод в различных районах города значительно превышает эту величину и достигает 10º, а в некоторых местах 20º и более. Газонасыщенность подземной среды ухудшает несущую способность грунтов и их физико-механические показатели.

Наряду с газами биохимического происхождения нередко встречаются газы радиоактивного (радон), глубинного (гелий) генезиса. Повышенной радиоактивностью в районе Санкт-Петербурга характеризуются воды кристаллического фундамента и диктионемовых сланцев (более 100 Бк/л); радононосность вод четвертичных отложений обычно не превышает 2-5 Бк/л. Особо следует упомянуть о роли тектонических нарушений, которые могут служить проводниками радиоактивных газов. Такие зоны могут быть обнаружены на территории любого мегаполиса. Через них радиоактивные газы проникают в подвалы и нижние этажи зданий, вызывая угрозу для здоровья людей.

Гелий характеризует глубинное дыхание недр. С помощью водно-гелиевой съемки устанавливается положение «живых» разломов, оценивается геодинамическая обстановка в районе исследований.

5. ВЛИЯНИЕ МИКРОБИОТЫ НА ИЗМЕНЕНИЕ ХИМИЧЕСКОГО СОСТАВА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Микроорганизмы активно участвуют в преобразовании геологической среды (Дашко Р.Э., 2000), в том числе и подземных вод в зоне гипергенеза. В зоне окисления важное значение имеют процессы нитрификации, которые приводят к образованию нитратов, сернокислых солей кальция и натрия. Окисление серы приводит к образованию сульфат иона и свободной серной кислоты. Железоокисляющие бактерии способствуют выводу трехвалентного железа из раствора. В аэробных условиях аммиак окисляется до азотистой и азотной кислот. Микроорганизмы активно участвуют в других окислительных процессах, способствуя переходу в растворенное состояние органических веществ, металлов, комплексных соединений. Таким образом, в аэробных условиях микроорганизмы обеспечивают формирование первого, второго и третьего типов загрязненных подземных вод по С.Р. Крайнову (2004).

В анаэробных условиях микроорганизмы участвуют в формировании четвертого и пятого типов по этой же классификации. Наибольшее значение при этом имеют процессы денитрификации, нитратредукции и сульфатредукции. С денитрификацией связано образование нитритов, с нитратредукцией – свободного азота. Процессы сульфатредукции связаны с образованием большого количества сероводорода. Выде-

ляемый сероводород играет важную роль в формировании восстановительной обстановки, создает высокий уровень агрессивности подземной среды.

Особая роль среди анаэробных бактерий принадлежит аммонифицирующим. Они разлагают белки и переводят органический азот в минеральный. Распад белков приводит к образованию аминокислот, которые при дальнейшем разложении превращаются в аммиак и органические кислоты.

Микроорганизмы участвуют в разрушении, трансформации и новообразовании минеральных веществ, гумификации и консервации органического вещества. Они способны разрушать главные породообразующие минералы – силикаты, алюмосиликаты и карбонаты. В этих процессах участвуют не только бактерии, но и грибы, водоросли и дрожжи. В результате их деятельности образуются щелочи, органические кислоты, а при разложении сульфидов – свободная серная кислота.

Микроорганизмы создают условия для биокоррозии и электрохимического растворения. Это приводит к нарушению прочности строительных материалов.

6. ПРОБЛЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ МЕГАПОЛИСОВ И КАЧЕСТВА ПИТЬЕВЫХ ВОД

Общие ресурсы пресных подземных вод в нашей стране оцениваются в 350 км^3 в год, из них для водоснабжения населения используется примерно 8 км^3 в год. Поэтому перспективы использования пресных подземных вод в нашей стране весьма обширны. В 50% Субъектов Федерации нашей страны подземные воды в питьевом водоснабжении составляют 90-100%, в 10% Федерации эта доля составляет 70-90%.

По оценке Л.С. Язвина (2003) в России 68% поселков и городов снабжаются на 90-100% за счет подземных вод. Только 20 % городов снабжаются преимущественно поверхностными водами. К числу таких городов относятся Москва, Санкт-Петербург, Нижний Новгород, Волгоград, Ростов, Челябинск и другие мегаполисы России.

Из сказанного видно, что чем крупнее город, тем меньше шансов решить проблему его водоснабжения за счет подземных вод, поскольку для этой цели требуется несколько млн. м^3 воды в сутки. Такие ресурсы можно найти только в хорошо обводненных структурах: предгорных шлейфах, карстовых бассейнах, некоторых вулканогенах, речных долинах и в некоторых артезианских бассейнах (Кирюхин В.А., 2005). Рассматриваемые условия реализуются в Вене, Цюрихе, Риме, Ереване, Минске и других местах. В преобладающем большинстве мегаполисов подземные воды в балансе водоснабжения составляют не более нескольких процентов от количества потребляемой воды, редко достигая 10-15%. В Москве, например, для этой цели используются воды каменноугольных отложений, в Санкт-Петербурге – за счет межморенных и ордовикского водоносных горизонтов, в Лондоне используются подземные воды писчего мела мелового возраста, в Нью-Йорке этим целям служат воды плиоценового и мелового водоносного горизонтов на острове Лонг-Айленд.

Основу водного питания городов обычно обеспечивают реки и водохранилища. Последние располагаются на расстоянии десятков и даже нескольких сотен километров от потребителя. Проблемы водоснабжения городов мира решаются различными способами. В Гонгконге, например, снабжение ведется за счет водохранилища, созданного на территории бывшего морского залива, отгороженного от моря плотиной; в Гибралтаре - на склоне, сложенном массивными породами, организовали сбор ливневого стока. На морских побережьях нередко бурят систему поглощающих скважин для предотвращения проникновения морских вод к водозаборным сооружениям. Нередко во вторичный оборот выпускают канализационные стоки при соответствующей обработке (Телль-Алив, Лос-Анжелес и др.) (Леггет Р.,1976).

Воды, используемые для водоснабжения, не всегда удовлетворяют требованиям стандартов питьевого назначения. По данным ВСЕГИНГЕО в нашей стране в 2500 водозаборов, эксплуатирующих воды питьевого назначения, наблюдается техногенное загрязнение. В 70% случаев такое загрязнение наблюдается в грунтовых водах. Оно зафиксировано в централизованных водозаборах таких городов как Чита, Хабаровск, Комсомольск на Амуре, Оренбург, Калуга, Сызрань и др. В городах, водоснабжение которых происходит за счет поверхностных вод, риск загрязнения питьевых вод весьма

велик, особенно в периоды весенних снеготаяний и дождевых паводков. Нередко в этих случаях требуются специальные мероприятия по очистке и обеззараживанию вод. Существующая в нашей стране водопроводная сеть вследствие плохого своего состояния не всегда обеспечивает подачу потребителям воды необходимого качества.

7. УЧАСТИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В СОЗДАНИИ НЕБЛАГОПРИЯТНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ И ЯВЛЕНИЙ

На экологическое состояние города оказывают воздействие многие опасные природные и техногенные процессы, которые могут способствовать разрушению различных сооружений, объектов проживания и эксплуатации. Среди этих процессов наибольшие негативные последствия вызывают подтопление, карстообразование, суффозия, плывуны, просадки, оврагообразование, оползни. В большинстве из перечисленных явлений наиболее важную роль играет вода.

Рассмотрим последствия некоторых из указанных явлений.

Подтопление. Большинство городов возникало вблизи воды. Это были реки, морские или озерные побережья, различные водоемы и водохранилища. Многочисленные технические мероприятия при строительстве и эксплуатации сооружений приводят к изменению положения уровня грунтовых вод. Этому способствует планировка местности, образование слоя техногенных отложений (иногда мощностью до 10-25 м), засыпка оврагов, долин ручьев, понижение рельефа, прокладка подземных коммуникаций, строительство метро, фундаментов сооружений, устройство свай, шпунтовых заграждений и многое другое. Городской рельеф становится более удобным для проживания, но это не всегда спасает город от угрозы наводнения, подтопления или заболачивания территории.

Примером периодического колебания уровня грунтовых вод, связанных с воздействием сгонно-нагонных явлений на реке Неве, является островная часть города Санкт-Петербурга. С одной стороны, каждый остров представляет собой изолированный бассейн грунтовых вод с условиями затрудненного водообмена. Эти условия связаны с ограниченностью инфильтрационного питания, поскольку основная часть территории застроена и заасфальтирована, а компенсация этого дефицита обеспечивается многочисленными протечками из водопроводных и канализационных сетей. Разгрузка грунтовых вод в речные артерии сдерживается гранитными набережными и берегоукрепительными сооружениями. С другой стороны островные бассейны грунтовых вод имеют не только внутреннее, но и внешнее питание, происходящее на береговом контуре во время неоднократных наводнений реки Невы. Нередко вода в реке поднимается на 1,5 - 2,5 м выше ординара, чем обеспечивает подпор грунтовых вод в прибереговой зоне. Пример такого подпора приведен на рис. 2, на котором волна добегания после максимального подъема уровня воды в реке пришла через 6 часов.

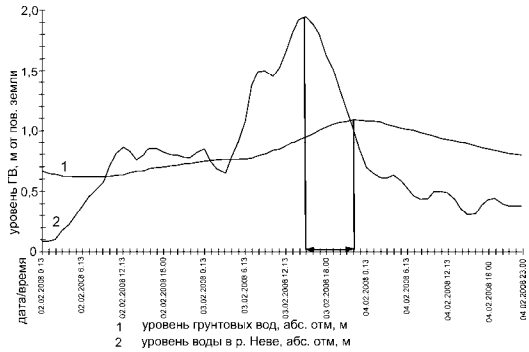


Рис. 2 График колебания уровня грунтовых вод и уровня поверхностных вод р.Невы на период наводнения с 02.02.2008 по 04.02.2008 (Петроградский район) (по данным ГГУП «Минерал»).

На реке Неве наблюдается ежегодно 3-5 сгонно-нагонных явлений, иногда имеющих катастрофический характер. Так, в 1777 году подъем воды в реке составил 2,8 м, в 1824 г.- около 4,0 м, в 1924 г. – 3,5 м, в 1955 г.- 2,9 м, 1975 г. – 2,7 м. Ход уровня воды в реке при наводнениях весьма изменчив. В среднем продолжительность спада в 1,1-1,3 раза превышает продолжительность подъема. Чем больше нагон, тем, как правило, дольше держится высокий уровень. Все это сказывается на режиме грунтовых вод прибрежных территорий – на дальности и высоте добегания волны подпора. Резкие и многочисленные колебания уровня грунтовых вод весьма негативно сказываются на устойчивости подземных частей зданий и сооружений.

Территория города Москвы относится к более благополучным в отношении подтопления, но и здесь это явление встречается, хотя и мозаично, но во многих местах. Во-первых, оно характерно для территорий, где глубина залегания грунтовых вод колеблется в пределах 1-3 м (например, на западе города в пределах Мещерской низменности). Во-вторых, во многих районах города широко распространены техногенные отложения, на которых могут образовываться как водоупорные зоны, так и небольшие водоносные пласты с неглубоким залеганием грунтовых вод. Такие условия характерны для небольших долин и оврагов, засыпанных техногенным материалом. В-третьих, значительные статические и динамические нагрузки приводят к образованию мульд проседания и осадки зданий и сооружений. Техногенному опусканию зданий способствует также и строительство подземных сооружений. Все это в совокупности приводит к повышению уровня грунтовых вод.

Иная ситуация, связанная с подтоплением территории, возникла в Волгограде. Здесь в послевоенные годы проводились масштабные работы по намыву песка и засыпке крупных оврагов. Их на правобережье Волги насчитывалось более 20, глубина эрозионного вреза в них достигала 30 м, а протяженность - 10 км. Эти мероприятия привели к значительному изменению подземного и поверхностного стока (Шубин М.А., 1986). Бывшие овраги перестали быть дренами и уровень подземных вод в них поднялся на 15-18 м. Подъем уровня в этих и других местах города был связан с интенсивным поливным земледелием, с водоемким производством и потерями воды в водопроводных и канализационных сетях. Тенденция подъема уровня подземных вод нередко приводит к деформации и разрушению фундаментов зданий.

Образование вблизи города Волгоградского водохранилища привело к значительному подпору подземных вод. Их уровень поднялся на 18-19 м. Подпор уровня подземных вод прослеживается на расстояние до 20 км от водохранилища.

Карстово-суффозионные процессы. Указанные процессы характерны для города Москвы. Их проявление обусловлено двумя причинами: наличием исходного материала (карбонатные породы каменноугольного возраста, разнозернистые пески) и значительные скорости движения подземных вод, возникающие в результате осушительных работ, проходки горных выработок, строительства различных сооружений и коммуникаций. Карст в районе Москвы, по мнению Е.М. Сергеева (1982), имеет многоэтажный характер, что связано с изменением во времени положения базиса дренирования водоносных систем. Карст проявляется на участках, где известняки не перекрыты водоупорной толщей юрских глин. Мощность закарстованных пород достигает 60 м, в них вскрываются полости размером до 4-8 м (Кофф Г.Л. и др., 2006).

Примеры активного участия воды в различного рода геологических процессах и явлениях можно было бы продолжить. Важно отметить, что во многих городах гидрогеологические условия создают обстановку повышенного риска для зданий, сооружений и людей. Более 60% территории Москвы опасны в гидрогеологическом отношении и могут служить причиной возникновения разного рода катастроф (Николаев А.П., 2008).

8. ВЫВОДЫ

Все сказанное выше позволяет придти к заключению, что гидрогеология мегаполисов требует постоянного и глубокого изучения. Эта информация необходима для определения условий строительства и эксплуатации зданий и сооружений. В связи с этим следует обратить внимание на важность решения таких проблем:

1) *мониторинг*. Изучение *режима* подземных вод, измененного городскими постройками, проникновением вод из водопроводных и канализационных сетей, сгонно-нагонными явлениями, протекающими на территории города, требует проведения как разномасштабных наблюдений (детального, локального или регионального уровня), так и комплексности исследований (гидро-, лито-, атмо- и экологических). Все это позволит обеспечить пространственно-временной контроль за всеми компонентами геологической среды городов, в тесной взаимосвязи с эксплуатирующимися и строящимися инженерными объектами подземного и наземного размещения.

2) *физико-геологические явления.* Для каждого мегаполиса характерны свои особенности проявлений физико-геологических

явлений. В Москве – это карст и суффозия, в Санкт- Петербурге – подтопление, в Якутске – многолетняя мерзлота, в Мехико – просадка лессов и др. С участием подземных вод образуются такие явления как оползни, заболачивание, плывуны и др. Каждый из них требует специального изучения и проведения необходимых мероприятий для защиты от негативного их воздействия и нормальных условий функционирования города.

3) *мульды проседания.* В Калифорнии мульда проседания в результате интенсивного водоотбора воды, нефти и газа дала осадку поверхности земли 10-12 м; наиболее заметные последствия возникают при дренировании напорных водоносных горизонтов. Это показывает пример, приведенный выше, по нижнекотлинскому (гдовскому) водоносному горизонту в Санкт- Петербурге, когда в результате интенсивной эксплуатации наблюдалось снижение уровня от первоначального положения на 70 м, а затем при сокращении водоотбора его поднятие на 50 м выше минимального. Все это сопровождалось нарушениями в подземном пространстве города, в том числе изменением напряженно-деформированного состояния водонасыщенных песчано-глинистых пород и другими негативными последствиям для эксплуатирующихся и строящихся коммуникаций, в том числе для условий эксплуатации объектов метрополитена. Подсчитать ущерб от колебания уровней водоносных систем не всегда возможно, так как это воздействие часто затушевывается другими явлениями техногенного и тектонического происхождения.

4) *химия подземных вод.* Она может определять возможность использования подземных вод для водоснабжения и лечебных целей, но в еще большей степени химия воды сказывается на разрушительном воздействии на строительные материалы, бетон и металлоконструкции, которые используются для возведения фундаментов зданий, различных инженерных коммуникаций, метро, водопроводных и канализационных сетей и др. Из сказанного видно разнообразие задач, решаемых при гидрогеохимических исследованиях территорий мегаполисов, в интерпретации их результатов, и прогнозировании изменений гидрогеохимической обстановки под влиянием природных и техногенных факторов.

9. ЛИТЕРАТУРА

Горький А.В. 1999. Химическое загрязнение почво-грунтов//Охрана окружающей среды. Природопользование и обеспечение экологической безопасности в Санкт-Петербурге. СПб, с. 37-43.

Дашко Р.Э. 2000. Микробиота в геологической среде: ее роль и последствия//Сергеевские чтения. Материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии (23-24 марта 2000). М: ГЕОС, с.72-78.

Дашко Р.Э., Норова Л.П. 2001. Техногенная эволюция подземного пространства Санкт-Петербурга: причины и последствия //Записки горного института. Том 147. СПб: изд-во РИЦ СПГГИ (ТУ), с.71-85.

Дверницкий Б.Г. 2006. Геологические опасности подземного пространства Санкт-Петербурга по неотектоническому фактору//Материалы международной конференции «Город и геологические опасности» 17-21 апреля 2006 года, часть II.- СПб.: ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева, с. 169-173.

Кирюхин В.А. 2005. Региональная гидрогеология: Учебник для ВУЗов. СПб.:СПГГИ (ТУ). 344 с.

Кирюхин В.А, Норова Л.П. 2009. Роль погребенных палеодолин в изменении гидрогеологических и инженерно-геологических условий //Инженерная геология. №1, с. 56-59.

Кофф Г.Л. (отв. ред), *Лихачева Э.А., Тимофеев Д.А.* 2006. Геоэкология Москвы: методология и методы оценки состояния городской среды.- М.: Медиа-Пресс.200 с.

Крайнов С.Р., Рыженко Б.Н., Швец В.М. 2004 Геохимия подземных вод. Теоретические и прикладные аспекты/отв. ред. Ак. Н.П. Лаверов.- М.: Наука.

*Леггет Р.*1976. Города и геология. – М.: Мир.

Николаев А.П. 2008. О мониторинге гидрогеологических условий на участках высотных зданий и комплексов в г. Москве/ Проектирование и инженерные изыскания. №2, с. 50-55.

Шубин М.А., 1986. Охрана природы – наш долг: Проблемы защиты геосреды Нижнего Поволжья.- Волгоград: Нижн.-Волж. кн.изд-во, 1986.-142с.

Язвин Л.С. 2003 Оценка прогнозных ресурсов питьевых подземных вод и обеспеченность населения России подземными водами хозяйственно-питьевого назначения /Разведка и охрана недр. №10, с. 13-19.

О притоке подземных вод в строительный котлован на территории г. Тбилиси

М.Л. Мардашова, У. И. Звиададзе
Грузинский Технический Университет

АННОТАЦИЯ: Ведению стрительных работ в пределах крупных урбанизованных центров в ряде случаев серьёзное препятствие создаёт приток подземных вод в котлован фундамента. В работе на примере Столицы Грузии рассмотрены гидрогеологические условия расположенного в центре города крупного строительного объекта – «Саканела» в связи с притоком подземных вод в предусмотренный здесь строительный котлован больших размеров. Соответствующим расчётом определены интенсивность и количество притока подземных вод в котлован.

Наша древняя Столица переживает период строительного бума (к сожалению, часто непланомерного). Одним из крупных строительных объектов является территория, расположенная в центре города, а именно, улицы Джавахишвили (бывший спуск Элбакидзе) и Саканела, а также прилегающая с северо-востока к улице Саканела территория до правой набережной р. Мтквари (р. Кура), начиная от моста Марджанишвили до здания станции скорой помощи. Площадь строительного участка составляет 3 га. Проектом строительства предусмотрен полный демонтаж расположенных на указанной территории древних (более 100 лет) двух- и трёхэтажных жилых домов и строительство на их месте современного многоэтажного коммерционного и жилого комплекса. Демонтажу не подлежит дом №21, в котором проживал известный грузинский писатель Михаил Джавахишвили, поскольку дом представляет собой историческую достопримечательность. В предлагаемой статье авторы не рассматривают детально инженерно-геологические условия строительного участка, так-как в данном случае задача конкретизирована и ставит целью выявление и характеристику подземных вод, как мешающего фактора для строительства. Необходимость вызвана тем, что под каждое строение предусмотрено устройство 3-х подземных этажей, что связано с сооружением строительного котлована больших размеров [3]. В целом на территории Тбилиси приток подземных вод в строительные котлованы проблематичный вопрос, вызывающий осложнение условий строительства, продление сроков и удорожение работ [2]. Для решения поставленной задачи на передный план выдвыгаются изучение гидрогеологических условий участка и определение фильтрационных характеристик развитых на участке грунтов, что осуществляется путём проведения специальных опытно-фильтрационных работ.

Откачка проведена из так называемого «гидрогеологического куста», оборудованного на равнинной части исследуемой территории. Выбрана упрощённая схема гидрогеологического куста, состоящая из расположенных на прямой линии одной центральной (опытной) и двух наблюдательных скважин [5].

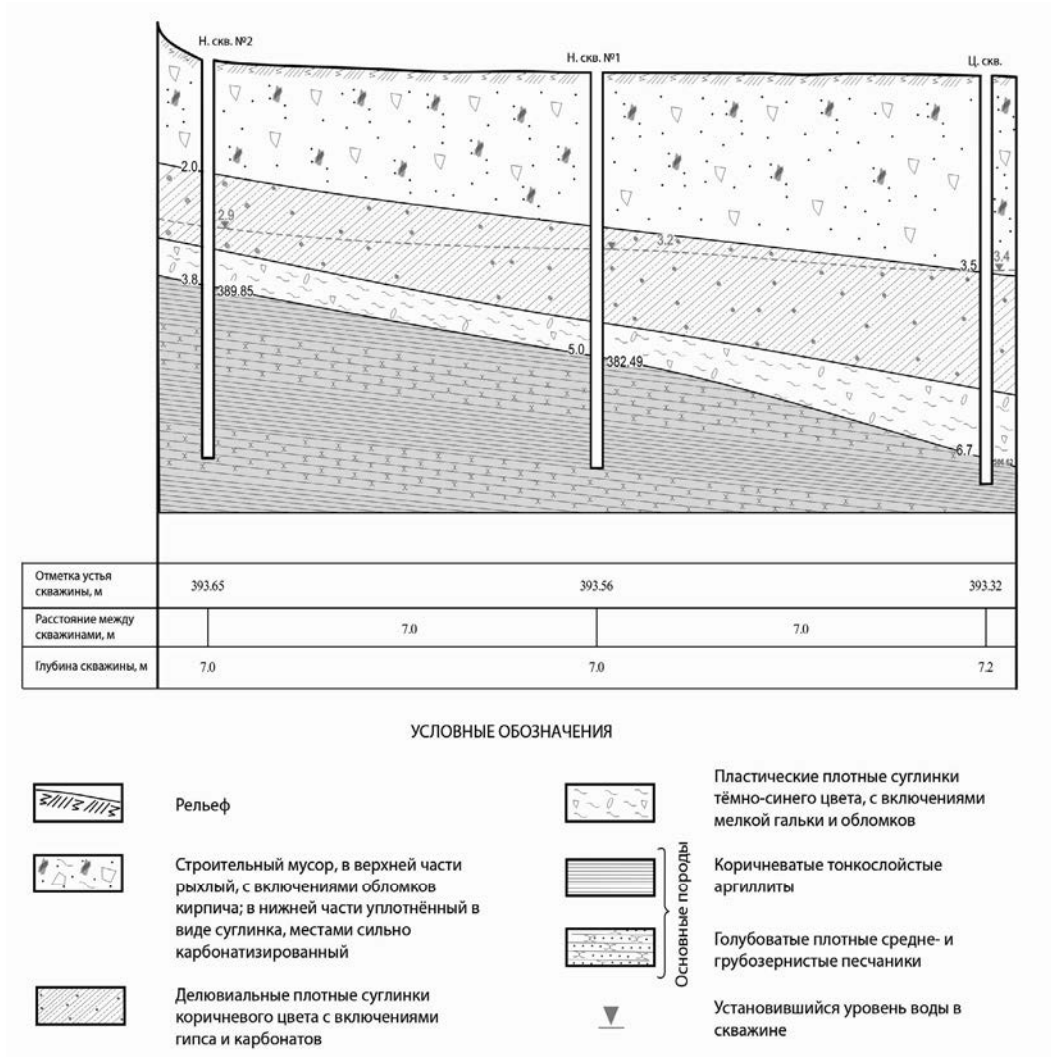


Рис.1. Гидрогеологический разрез по скважинам опытного куста

Из разреза видно, что на участке Сакенела грунтовые воды залегают на глубине порядка 3.0 м, а глубина контакта основных пород с четвертичным покровом (включая искусственную насыпь) составляет приблизительно 6 метров. Это важные параметры для расчета водопритока в будущий строительный котлован. Горизонтом грунтовых вод считается верхняя, интенсивно выветрелая зона аргиллитов (коренная порода), мощностью 2.5 – 3.5 м. Сравнение интервала залегания горизонта грунтовых вод с установившимися в скважинах уровнями воды показывает, что вода обладает незначительным локальным напором в пределах 0.1 – 0.2 атм.

Опытная кустовая откачка периодически продолжалась в течение 10 дней и ставила целью сравнение различных вариантов. После выбора оптимального варианта, когда в процессе откачки был достигнут квазистационарный режим фильтрации, полученные результаты оформлены в виде сводной таблицы.

Таблица 1. Результаты опытной кустовой откачки на участке Саканела

##	Время после начала откачки (мин)	Понижение уровня в опытной скважине (м)	Понижение уровня в наблюдательных скважинах в условиях установившейся фильтрации (м)		Дебит откачки в условиях установившейся фильтрации ($м^3$/сутки)
			Скважина #1	Скважина #2	
1	2	3	4	5	6
1	1	0.29			
2	2	0.32			
3	3	0.35			
4	4	0.36			
5	5	0.37	0.01		
6	10	0.42			
7	15	0.47	0.02		
8	20	0.5			
9	25	0.53	0.03		
10	30	0.53			
11	35	0.55	0.04		
12	40	0.56		0	75.13
13	45	0.58	0.05		
14	50	0.99			
15	55	0.6	0.06		
16	60	0.61			
17	120	0.61	0.06		
18	180	0.61			
19	240	0.61	0.06		
20	300	0.61			
21	360	0.61	0.06		
22	420	0.61			
23	480	0.61	0.06		

Заслуживает внимания тот факт, что в наблюдательной скважине №2, отстоящей от опытной скважины на 14 метров, влияние откачки не распространилось (S_2=0), что указывает на незначительную величину радиуса влияния откачки (R). Этот фактор должен быть учтён при пректировании работ по осушению котлована. Из данных таблицы 1 видно, что уровень в опытной скважине стабилизировался после 60 минут и составил 4.01 м., т.е. понижение уровня равно S_0=0.61 м. С момента начала откачки до её окончания продолжительность составляет 8 часов (480 мин.). В первой наблюдательной скважине после стабилизации понижение уровня равно 0.06 м., а на вторую скважину влияние откачки вовсе не распространилось и первоначальный уровень – 2.92 м остался неизменным в ходе полного периода откачки.

Интерпретация результатов. При квазистационарном режиме фильтрации, после достижения стабилизации уровней в скважинах, расчет коэффициента фильтрации производится с использованием формул Дюпюи [1]. Здесь должны быть рассмотрены следующие варианты:

I вариант – по данным центральной и первой наблюдательной скважин:

$$K_{ц-1} = \frac{0.73Q\lg\frac{r_1}{r_0}}{(2H - S_0 - S_1)(S_0 - S_1)} \qquad (1)$$

II вариант – по данным центральной и второй наблюдательной скважин:

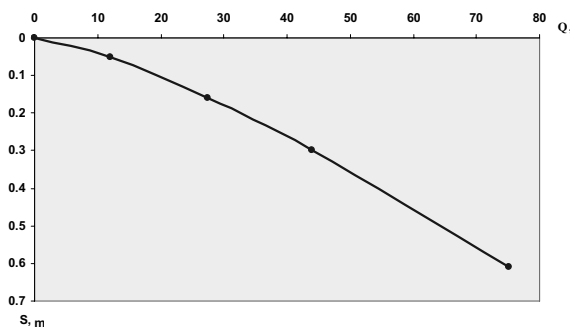
$$K_{ц-2} = \frac{0.73Q\lg\frac{r_2}{r_0}}{(2H - S_0 - S_2)(S_0 - S_2)} \qquad (2)$$

III вариант - по данным наблюдательных скважин:

$$K_{1-2} = \frac{0.73Q\lg\frac{r_2}{r_1}}{(2H - S_1 - S_2)(S_1 - S_2)} \qquad (3)$$

В формулах приняты следующие обозначения: K - коэффициент фильтрации, м/сутки; Q -дебит откачки в условиях установившейся фильтрации, Q=75.13 м^3/сутки; H -мощность горизонта грунтовых вод, H =5.5м; r_0 -радиус центральной (опытной) скважины, r_0=0.064м; S_0 -понижение уровня в центральной скважине, S_0=0.61 м; S_1 -понижение уровня в первой наблюдательной скважине, S_1=0.06 м; S_2 - понижение уровня во второй наблюдательной скважине, S_2 = 0 м; r_1 -расстояние от централной до первой наблюдательной скважины, r_1=7м; r_2 -расстояние от централной до второй наблюдательной скважины, r_2 =14 м.

Ниже приводится график зависимости дебита откачки от понижения уровня $Q = f(s)$, построенный с использованием фактических данных, полученных в процессе откачки.



Понижение уровня, м	Дебит, м3/сутки
0	0
0.05	12
0.16	27.42
0.3	43.91
0.61	75.13

Рис. 2. График зависимости $Q = f(s)$

Внесением соответствующих числовых значений в формулы (1), (2) и (3) получим:

$$K_{ц-1} = \frac{0.73 \times 75.13 \times \lg\frac{7}{0.064}}{(2 \times 5.5 - 0.61 - 0.06)(0.61 - 0.06)} = 19.7$$

м/сутки;

Аналогичным расчётом: $K_{ц-2} = 20.2$ м/сутки; $K_{1-2} = 25.01$ м/сутки;

В результате откачки среднее значение коэффициента фильтрации, вычисленное по данным понижения уровня, составляет:

$$K_{ср} = \frac{19.7 + 20.2 + 25.01}{3} = 21.6 \approx 22 \text{ м/сутки;}$$

Кроме условий стационарной фильтрации, расчёт выполнен также методом неустановившейся фильтрации. Лимитированный объём статьи не позволяет осветить этот вопрос, поэтому ограничимся замечанием, что величина коэффициента фильтрации, расчитанная отмеченным методом, составляет $K = 24.0$ м/сутки.

Среднее значение коэффициента фильтрации горизонта грунтовых вод на рассматриваемой территории расчитано как среднеарифметическое величин, полученных как по понижению, так и по восстановлению уровня воды: $K_{ср} = \frac{22.0 + 24.0}{2} = \frac{46}{2} = 23$ м/сутки;

Из результатов опыта видно, что развитый на территории Саканела горизонт грунтовых вод характеризуется довольно высокими фильтрационными свойстами и по этому показателю литологически соответсвтвует переходному от среднезернитых к грубозернистому типу песков.

Для устройства 3-х подземных этажей понадобится выемка строительного котлована больших размеров, со следующими параметрами: длина – 250 м, ширина – 50 м, глубина – 12 м.

Котлован устраивается на равниной территории, прилегающей к правой набережной р. Мтквари. Исходя из этого, данный случай надо рассмотреть как карьер, расположенный близко к руслу реки. Приток подземных вод в указанном варианте расчитывается по формуле:

$$Q = \frac{1.36KH^2}{\lg 2l - \lg r_0} \qquad (4)$$

где l - расстояние условного центра

карьера от русла реки, l=200 м; r_0 - приведённый радиус котлована, который эквивалентен радиусу кругового колодца, величина которого зависит от размеров карьера в плане (ширина - a = 50 м, длина - b =250м) и вычисление которого производится по графику Б. Аравина [4]. Использованием указанного графика получаем r_0 =87.5 м.

Остальные параметры известны из вышеприведённых расчётов.
Внесением числовых значений в расчётную формулу (4) получим:

$$Q = \frac{1.36 \times 23.0 \times 5.5^2}{\lg 2 \times 200 - \lg 87.5} = 1433.4 \text{ м}^3\text{/сутки};$$

Полученная расчётным путём величина притока грунтовых вод в будущий строительный котлован довольно точно отражает гидрогеологическую ситуацию на участке Саканела. При рассмотрении вопроса водопритока в строительные котлованы в пределах города следует предусмотреть, что это явление не может быть объяснено природным интенсивным обводнением территории, так-как г. Тбилиси и его окрестности характеризуются отрицательным балансом увлажнения, что практически исключает возможность формирования более или менее значительных подземных потоков. В большинстве случаев основная часть водопритока связана с потерями из водопроводной и канализационной сетей города. Этим обусловлено в ряде случаев затопление подвальных помещений на многих участках городской территории и деформации зданий, в том числе, новых построек. Заслуживает внимания также тот факт, что распространённые на участке Саканела грунтовые воды характеризуются довольно высокой сульфатной агрессивностью, что должно быть предусмотрено при выборе типа строительных конструкций.

Заключение. Развитые на исследуемом объекте грунты характеризуются довольно высокими фильтрационными свойствами (K =23 м/сутки), соответственно, высока интенсивность притока подземных вод в котлован и составляет 16,6 л/сек. Большая часть расчитанной величины водопритока приходится на потери из водопроводной и канализационной сетей, а доля грунтовых вод составляет примерно 50% и связана с фильтратами р. Мтквари. Кроме количественной оценки, изучен химический состав распространённых на участке грунтовых вод, установлен факт их сульфатной агрессивности и в виде рекомендации отмечено, что этот фактор должен быть учтён при выборе металлических и неметаллических строительных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Биндеман Н.Н., Язвин Л.С. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод (методическое руководство). Издательство «Недра», Москва, 1970, стр. 214
2. Джапаридзе Г.В. Инженерная геология Тбилиси. Издательство «Сабчота Сакартвело». Тбилиси, 1984;
3. Звиададзе У.И., Мардашова М.Л. Инженерно-гидрогеологические условия строительства и эксплуатации сооружений в пределах урбанизованных центров. Ж. «Наука и технологии» № 10-12, Тбилиси, 2007, 72-75 с.
4. Справочник гидрогеолога. Госгеолтехиздат, Москва, 1962, стр. 402;
5. U. Zviadadze, M. Mardashova. Ground waters as a powerful factor of constructions and exploitation of buildings in Tbilisi. Proceedings of GTU #4(450), Tbilisi, 2003, p. 123-127;

Геоэкологические проблемы

Микробная контаминация подземного пространства Санкт-Петербурга как фактор формирования геотехнических условий

Р.Э. Дашко, О.Ю. Александрова
Санкт-Петербургский государственный горный институт (технический университет)

Проанализированы особенности формирования геотехнических условий в подземном пространстве Санкт-Петербурга, связанные с развитием погребенных болотных отложений, высокой обводненностью разреза и длительным загрязнением подземных вод и грунтов органическими и неорганическими поллютантами, что создает благоприятные условия для активного развития различных микробных сообществ. Показано, что биохимическая деятельность, сопровождающаяся ростом численности микроорганизмов и продуктов их метаболизма, определяет снижение прочности песчано-глинистых грунтов, газогенерацию, развитие плывунов, тиксотропию грунтов, глубокую деградацию бетонных, металлических и деревянных строительных конструкций.

1. ВВЕДЕНИЕ

На территории Санкт-Петербурга формирование и специфика геотехнических условий связана с особенностями размещения города в дельтовой зоне реки на низких абсолютных отметках земной поверхности, что способствует развитию болот и заболачиванию на большей части территории. Высокая степень обводненности разреза подземного пространства города и прогрессирующее загрязнение (контаминация) подземных вод и грунтов органическими и неорганическими поллютантами за счет утечек из различных инженерных коммуникаций создают предпосылки для активного развития природных биоценозов, обитающих в болотных отложениях, а также привнесенной микробиоты из различных техногенных источников. Микроорганизмы в подземной среде способны развиваться в различных условиях их обитания: варьирование температур (от отрицательных значений до 90ºС и выше); режим аэрации (от аэробного до глубоко анаэробного); микробиота достаточно толерантна и к изменению давления.

Необходимым условием для жизнедеятельности микроорганизмов в грунтах является наличие воды, содержащей питательные и энергетические субстраты, в состав которых должны входить следующие основные элементы: C, O, H, N, P, S, K, Na, Mg, Ca, Fe и др.. Для построения клетки наибольшее значение имеет углерод, которого в сухом веществе клетки содержится до 50%, азот и фосфор.

Становление и развитие новой междисциплинарной науки «Подземная микробиология» (Давос, 1996) предполагает необходимость внедрения ее основных принципов в теорию и практику геотехнических и инженерно-геологических исследований для повышения степени достоверности прогноза по обеспечению устойчивости наземных и подземных сооружений в сложных условиях мегаполиса.

2. ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ МИКРОБИОТЫ В ПОДЗЕМНОМ ПРОСТРАНСТВЕ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

Микроорганизмы в болотных отложениях, в том числе торфах и сапропелях, имеют свою специфику жизнедеятельности, величину микробной массы, включая количество клеток в 1 грамме субстрата. Активность микробиоты зависит от степени разложения органического материала и климатических условий, в которых развивается биота болот. Наибольшая активность микроорганизмов характерна для торфов средней степени разложения. По мере повышения разложенности органики интенсивность жизнедеятельности микроорганизмов убывает, так же как их численность и разнообразие физиологических групп. Аномально высокие значе-

ния микробной массы выявлены нами в сапропелях, которые редко присутствуют в болотных отложениях Санкт-Петербурга. Большинство погребенных болотных отложений – торфяников города относятся к категории со средней степенью разложения и, соответственно, характеризуется разнообразием физиологических групп и высокой численностью микроорганизмов. В верхней части таких торфяников, где прослеживается переходная обстановка – от окислительной к восстановительной (Eh ≈ +50 mV, реже ниже) выявлены основные группы нитрифицирующих бактерий численностью от 10^2 до 10^4 клеток в 1 г субстрата, в средней части разреза торфяников (Eh = 0 ÷ +50 mV) развиты денитрифицирующие бактерии – 10^6 клеток в 1 г субстрата, в восстановительных условиях глубоких зон (Eh<0 mV) активно действуют сульфатредуцирующие, анаэробные формы целлюлозоразлагающих, аммонифицирующие и метанобразующие бактерии. Число клеток в анаэробных условиях может варьировать от10^3-10^4 до 10^6-10^7 клеток в 1 г субстрата. Эти данные были получены профессором Л.Ю. Рубенчиком путем посевов на питательные среды в чашечках Петри. Однако современные исследования микробиологов показали, что реальная численность микроорганизмов, полученная с помощью люминисцентной микроскопии в 10^5-10^6 раз превосходит количество клеток микробиоты, которое было подсчитано при посевах на питательные среды. Следует отметить, что при захоронении торфов, с использованием малопроницаемых образований аэробные и переходные зоны болотных отложений трансформируются в анаэробные, что способствует повышению общей численности микроорганизмов – строгих анаэробов. В болотных отложениях активно развиваются также актиномицеты, микромицеты, микроводоросли. Исследования, проведенные в МГУ А.В. Головченко (1993) подтвердили наличие существенной биомассы в торфах, достигающей десятки килограмм на 1 $м^2$ площади торфяной залежи в зависимости от ее мощности.

Таким образом, захороненные болотные отложения, а также заторфованные грунты следует рассматривать как постоянно действующие площадные «биореакторы» в верхней части разреза подземного пространства города, из которых при нисходящей фильтрации грунтовых вод происходит микробная контаминация подстилающих песчано-глинистых грунтов. В инфильтрационном потоке переносятся живые и мертвые клетки микроорганизмов, а также продукты их метаболизма. Кроме того, вторичное «заселение» микроорганизмами подстилающих грунтов происходит за счет их самостоятельного передвижения в пористых средах и при диффузионном переносе вещества.

Вторым весьма важным источником поступления микроорганизмов в подземной пространство служат утечки из систем водоотведения, в первую очередь, канализационной, свалок хозяйственно-бытовых отходов, ликвидированных и действующих кладбищ. Влияние всех вышеназванных линейных, площадных и точечных контаминантов можно проследить до глубины 50-70 м в подземном пространстве города. В 1 мл канализационных стоков содержится 10^7-10^8 клеток микроорганизмов, причем патогенные формы и вирусы составляют менее 10 % от общего числа микробного сообщества. Кроме того, канализационные стоки привносят в подземную среду питательные и энергетические субстраты, которые легко утилизируются микроорганизмами, способствуя развитию и росту их численности. Среди них основное значение имеют органические соединения (белки, липиды, углеводы), а также неорганические компоненты, содержащие азот, серу, фосфор, щелочные и щелочноземельные элементы, без которых невозможна жизнедеятельность микробиоты.

Следует также отметить, что подавляющая часть микроорганизмов обладает высокой адаптационной способностью к изменению окислительно-восстановительных и кислотно-щелочных условий, а также преобразованию термобарической обстановки. Повышение температуры подземных вод при поступлении канализационных стоков, отепляющее действие теплоцентральных сетей способствует интенсификации деятельности микроорганизмов в подземной среде.

Санкт-Петербург относится к городам IV степени опасности по эксгаляции радона в подземной среде. Низкоактивное облучение также положительно влияет на активизацию деятельности микроорганизмов и роста их биомассы.

Дополнительным природным источником поступления микробиоты в подземное пространство города служат газогенерирующие межледниковые песчано-глинистые отложения (Q_{III}-Q_{IV}) микулинского моря, содержащие битуминозную органику до 20-22 %. Микробиологические исследования этих образований показали наличие высокого числа анаэробных форм микроорганизмов, которые участвуют в природной биохимической газогенерации малорастворимых газов – метана, азота, растворимых – диоксида углерода, сероводорода. Депонирование малорастворимых газов в подземной среде приводит к формированию высокого газодинамического давления, за счет которого происходит перенос микроорганизмов в газовом потоке. При вскрытии битуминозных микулинских отложений буровыми скважинами, либо подземными выработками, наблюдаются газогрязевые выбросы, сопровождающиеся самовозгоранием метана. В зоне газогенерирующих грунтов и газопотоков наблюдаются активное разрушение несущих обделок тоннелей метрополитена. Микулинские газогенерирующие грунты распространены локально в пределах территории Санкт-Петербурга: в юго-восточной части, в пригородах восточной зоны, а также на северо-западной окраине города.

Исследование перераспределения количества микроорганизмов в водонасыщенных песчано-глинистых грунтах показало, что в водной фазе присутствует менее 10% от общей численности микробиоты исследуемой толщи, большая часть живых и мертвых клеток микроорганизмов и продуктов их жизнедеятельности сорбирована на дисперсных частицах, образуя биопленки, имеющие сложную слоистую структуру на наноуровне.

В глубоких частях разреза подземного пространства города активность деятельности микроорганизмов следует анализировать со следующих позиций: перенос микробиоты при восходящем перетекании высоконапорных минерализованных хлоридно-натриевых вод нижнекотлинского водоносного горизонта через трещиноватую толщу глинистых водоупоров (верхнекотлинские глины верхнего венда) и поступление микрофлоры за счет переноса из верхних наиболее загрязненных горизонтов, а также локальных источников в зонах с газовыми потоками.

3. ОСОБЕННОСТИ ТРАНСФОРМАЦИИ ПОДЗЕМНЫХ ВОД И ПЕСЧАНО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ УЧАСТИИ МИКРОБИОТЫ

Присутствие органических соединений приводит к формированию восстановительной обстановки в подземном пространстве, существование которой подтверждается результатами многолетнего опробования грунтовых вод (рис. 2).

В Санкт-Петербурге определяющую роль в снижении Eh грунтовых вод, играет биохимическое образование сероводорода,

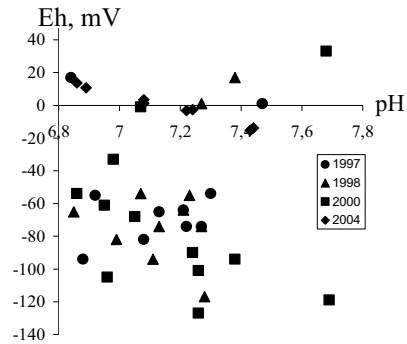


Рис.2. Окислительно-восстановительная обстановка грунтовых вод Санкт-Петербурга в координатах Eh-pH по результатам опробования режимной сети.

который фиксируется в грунтах до глубин 15-20 м.

Образование сероводорода наблюдается при анаэробном разложении органического вещества с участием сульфатредуцирующих бактерий. Особенно большое их количество отмечается в бытовых сточных водах и грунтовых водах, содержащих поллютанты канализационных стоков. Эти бактерии получают энергию за счет окисления неорганического субстрата (SO_4^{2-}), и для своего роста нуждаются в готовых органических веществах (органические кислоты и их соли, спирты, аминокислоты, углеводы, отдельные нефтяные углеводороды).

Жизнедеятельность микроорганизмов сопровождается накоплением биомассы живых и мертвых клеток, а также продуктов метаболизма белковой природы.

Общее содержание белковых соединений выражается с помощью показателя – бактериальной массы (БМ), определяемого нами по методу Дж. Брэдфорд:

$$БМ=Бжмо+Бммо+Бпм, \quad (3.1)$$

где Бжмо и БМммо – белок живых и мертвых клеток микроорганизмов, соответственно; БМпм – белок продуктов их метаболизма (Т.Н. Нижарадзе, Е.А. Пушнова, 1988).

Накопление БМ зависит от наличия питательных субстратов, pH и Eh среды, температурного и влажностного режимов, а также сорбционной активности грунта и интенсивности газообразования.

Оценка накопления микробной деятельности по величине БМ в четвертичных и верхнекотлинских глинах венда, выполнена по результатам многочисленных определений в зависимости от приуроченности разреза грунтов к источникам загрязнения (табл. 2).

Микробные процессы, сопровождающиеся ростом бактериальной массы, приводят к преобразованию структурных связей в глинистых грунтах за счет снижения интенсивности взаимодействия частиц между собой при экранирующем действии сорбированных клеток, что определяет уменьшение их прочности. Тенденция уменьшения прочности глинистых грунтов $\tau(t)$ может быть представлена в виде уравнения:

$$\tau(t) = A_1A_2A_3A_4\tau_0, \quad (3.2)$$

где τ_0 – начальная прочность глинистых грунтов; А – коэффициенты снижения прочности глинистых грунтов во времени за счет: разрушения цементационных связей в восстановительных условиях (A_1); накопления биомассы (A_2); разрыхления грунтов при биохимическом газообразовании (A_3); деградации глинистой составляющей (A_4).

Особого внимания заслуживают моренные глинистые отложения при оценке устойчивости сооружений на свайных фундаментах, несущим горизонтом которых служат вышеназванные грунты. Кажущаяся надежность моренных отложений обычно связывается с высокими значениями плотности и устойчивых форм консистенций. Однако в зависимости от условий формирования морен, приуроченности к зонам загрязнения их консистенция может меняться на менее устойчивые (табл. 3).

Таблица 2. Изменение бактериальной массы (БМ) в четвертичных и коренных породах в зависимости от интенсивности их контаминации канализационными стоками и нефтепродуктами.

Тип грунта	Содержание бактериальной массы (БМ), мкг/г в зонах:		
	Отсутствия загрязнения	Загрязнение стоками (>200 лет) и нефтепродуктами (>60 лет)	
Отложения литоринового моря mIVlt			
Супеси с органикой	25-30	75-151/114(14)	
Пески с органикой		99-144/105(19)	
Озерно-ледниковые отложения Балтийского ледникового озера $lgIIIvd_3^b$			
Суглинки	20-38	40-89/63(10)	
Ленточные глины		95-188/135(17)	
Отложения лужской морены $gIIIvd_3lz$			
Суглинки	10-20	72-129/94(12)	
Межморенные отложения f,lg II-III			
Суглинки	15-10-35	80-125/98(5)	
Отложения московской морены gIIms			
Суглинки	20	90-98/93(8)	
Верхнекотлинские глины верхнего венда Vkt_2^2			
Глины	≤ 10	Вне палеодолин	В склоновой части
		101-275/183 (15)	97-234/160 (12)

Таблица 3. Показатели физико-механических свойств глинистых морен в зависимости от окислительно-восстановительных условий в толще морены.

Разрез	W, д.е	I_L	Параметры прочности		E_o,МПа
			С,МПа	φ,град.	
I	0,08-0,14	<0,25	>0,15-0,32	>15-25	≥40-50
II	0,14-0,17	0,25-0,45	0,04-0,07	6-10	2,4-4,3
III, IV	0,16-0,19	0,25-0,50	0,03-0,05	0-7	2,1-3,6
I – морена окислительной зоны; II – морена в переходных либо восстановительных условиях перекрыта озерно-ледниковыми отложениями; III – морена в восстановительных условиях под толщей литориновых, озерно-ледниковых отложений; IV – морена в восстановительных условиях под болотами.					

При условии загрязнения разреза стоками, содержащими органические соединения, микробиоту, наиболее заметное снижение параметров прочности и модуля общей деформации происходит в разрезах морен окислительной зоны (табл. 4).

Микробная контаминация определяет преобразование песчано-глинистых грунтов и сопровождается повышением тонкодисперсных фракции гранулометрического состава, ростом влажности и показателя консистенции, уменьшением плотности.

При загрязнении морен переходной и восстановительной зоны наблюдается более медленное снижение их прочности. На многочисленных объектах в исторической части Санкт-Петербурга эти отложения обнаруживают склонность к развитию пластических деформаций.

Высокий уровень микробной пораженности характерен и для песчаных литориновых грунтов при их загрязнении (табл.5).

Таблица 4. Изменение показателей сопротивления сдвигу (С, φ) и модуля общей деформации (Ео) морен при загрязнении органикой и микробитой.

Показатели	Ео, МПа	φ, град	С, МПа
В окислительной обстановке при фоновом содержании БМ<30мкг/г	> 25	>15	0,15-0,22
В восстановительной среде при БМ 65-136 мкг/г	2,0-8,0	<10	0,03-0,11

Повышение содержания БМ в песках приводит к возрастанию их гидрофильности наряду с резким снижением водоотдачи и проницаемости. Как показали полевые и лабораторные исследования, при наличии сорбированной биомассы на зернах песка и кольматирующих поровое пространство тонких взвесей, коэффициент фильтрации средне- и мелкозернистых песков снижается до $n*10^{-2}$ и до $n*10^{-4}$ м/сут (при градиентах напора 20). Удаление органики и биоты при высушивании песков приводит к росту коэффициента фильтрации до 4–20 м/сут.

При снижении фильтрационной способности пески проявляют ярко выраженные свойства плывунов, отмечается возникновение «пробок», мгновенное оплывание стенок при проходке скважин.

Значительному разуплотнению песков и их переходу в плывунное состояние способствует накопление в толще песчаных грунтов малорастворимых биохимических газов, таких как азот, водород, метан, генерируемых микроорганизмами. Газообразование в сочетании с увеличением содержания тонких фракций в песках снижает водо- и газопроницаемость песков, ускоряя их переход в подвижное состояние при вскрытии подземными выработками. Важным фактором увеличения подвижности песков служит снижение угла внутреннего трения и водоотдачи. Активизация микробной деятельности и постепенное накопление биомассы в глинистых грунтах переводит их в квазипластичное состояние.

Таблица 5. Параметры прочности (С, φ) и деформируемости (E_o) четвертичных отложений в зонах интенсивного загрязнения.

Тип отложений	Параметры свойств	Петровский стадион	Невский пр., 29	Владимирский пр.
М/з пески, супеси пылеватые с органическими остатками (mIVlt)	С, МПа	0,009-0,012	-	0,02-0,03
	φ, град.	10-12	-	0
	E_o, МПа	-	-	1,0 – 1,5
	БМ, мкг/г	225,5-282,6	111,4-152	183 – 215,6
Пылеватые супеси, суглинки и ленточные глины ($lgIIIvd_3^b$)	С, МПа	0,014-0,018	0,015-0,024	0,02 – 0,025
	φ, град.	0-2	0-3	0-6
	E_o, МПа	-	2 - 6	1,3 – 2,0
	БМ, мкг/г	250-280	151,6-177	175-180,2
Суглинки и супеси пылеватые с содержанием гравия и гальки ($gIIIvd_3lz$)	С, МПа	0,015-0,02	0,017-0,028	0,02-0,04
	φ, град.	3-4	0-4	3-6
	E_o, МПа	-	6,6 – 11,4	5 – 10
	БМ, мкг/г	-	84,0-106,4	115,1-135,0

4. БИОКОРРОЗИЯ В ПОДЗЕМНОМ ПРОСТРАНСТВЕ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

Биокоррозионная агрессивность подземной среды формируется за счет накопления продуктов метаболизма бактерий – углекислого газа, сероводорода, минеральных и органических кислот, а так же ферментов. Кроме того, микроорганизмы обладают способностью извлекать недостающие элементы для их жизнедеятельности из кристаллической решетки минералов. Как показывают проведенные исследования, процессы биокоррозии затрагивают все виды

строительных материалов в том числе: бетоны, железобетоны, металлы, древесина.

К основным деструкторам строительных материалов относятся бактерии, микромицеты, актиномицеты, воздействующие на материалы различными способами.

Возникновение кислых сред связано с деятельностью нитрифицирующих бактерий (Nitrosomonas и Nitrobacter), которые окисляют аммиак или аммоний, поступающие в подземное пространство в достаточном количестве с канализационными стоками до азотистой или азотной кислоты: NH_4^- + $1^1/_2O_2 \rightarrow NO_2^- + 2H^+ + H_2O$, $NO_2^- + {}^1/_2O_2 \rightarrow NO_3^-$. Эти кислоты приводят к разрушению цементов и карбонатов, некоторых глинистых минералов.

Среди бактерий, развивающихся в аэробной среде и создающих кислые среды, особое деструктивные свойства имеют тионовые бактерий (род Thiobacillus). Тионовые бактерии играют основную роль в окислении сульфидов до серной кислоты ($HS^- + 2O_2 \rightarrow H^+ + SO_4^{2-}$, $S_2O_3^{2-} + 2O_2 + H_2O \rightarrow 2H^+ + 2SO_4^{2-}$), которая в случае воздействия на металлы, становится электролитом на их поверхности, и активирует процессы электрокоррозии с последующим окислением Fe^{2+} до Fe^{3+}. Тионовые бактерии развиваются при низких значениях pH, но могут продолжать свою деятельность и в щелочных условиях. Наибольшую опасность для пористых материалов представляют бактерии вида Thiobacillus thiooxidans, которые способны генерировать серную кислоту.

В процессе коррозии металла принимают участие железобактерии различных видов, которые развиваются и поселяются на стенках увлажненных железных конструкций, часто с образованием слизистых скоплений. Благодаря росту железобактерий, на поверхности металла создаются дифференцированно аэрируемые ячейки, в которых вентилируемые участки имеют более высокий потенциал и функционируют как катод; менее аэрируемые участки действуют как анод, что способствует развитию процессу электрокоррозии и образованию гидрооксида железа. Излишек ионов водорода, образующийся при коррозии железа на его поверхности, вызывает подкисление среды до pH 5-6.

Выделяемый в процессе жизнедеятельности сероводород определяет повышение коррозионной агрессивности грунтов и подземных вод. На стальной поверхности этот процесс интенсифицируется, так как железо, подвергшееся электрохимической коррозии, является источником водорода, который бактерии используют для восстановления SO_4^{2-}. Процесс образования сульфидов при участии сульфатредуцирующих бактерий на поверхности может быть дан в виде уравнения: $4Fe + 2H_2O + Na_2SO_4 + 2H_2CO_3 \rightarrow 3Fe(OH)_3+FeS+2NaHCO_3$. Сульфатредуцирующие бактерии активируют процесс соединения кислорода сульфатов с водородом на поверхности металла, образуя сероводород: ($SO_4^{2-} + 10H^+ \rightarrow H_2S+4H_2O$).

В анаэробной обстановке с помощью аммонифицирующих бактерий из родов Bacillus и Pseudomonas происходит разложение белков. Распад белков сопровождается образованием аминокислот, которые в дальнейшем деградируют с образованием аммиака, органических кислот, углекислоты и сероводорода. В аэробных условиях сероводород окисляется до серной кислоты, а аммиак - до азотистой и азотной. При достаточной аэрации может происходить деградация органических кислот до CO_2 и H_2O.

В разрушении пористых строительных материалов активно участвуют также денитрифицирующие бактерии в переходной (микроаэрофильной обстанове) окислительно-восстановительной обстановке, основным представителем которых является Pseudomonas denitrificans. Процесс денитрификации протекает в две стадии: 1) восстановление нитратов до нитритов; 2) восстановление нитритов до свободного азота. Обычно в строительных конструкциях этот процесс завершается первой стадией. Источником энергии для этих бактерий служит органическое вещество. Помимо нитритов и N_2, в процессе биохимических реакций образуются также NH_3 и агрессивно действующий CO_2 как продукт дыхания микроорганизмов.

Биокоррозия материалов значительно усиливается, если совместно с бактериями развиваются грибные культуры, которые разлагают древесину, состоящую из целлюлозы (главный компонент), лигнина, пектинов, смол, танинов, белков и других соединений. Наиболее часто разложение древесины происходит под воздействием следующих микромицетов: Chaetomium, Stachybotrys, Stysanus Trichoderma, Cladosporium, Stemphyllium, Fusarium.

Возбудители грибной коррозии способны расти и развиваться при высокой влажности древесины, в аэробных, реже в анаэробных условиях и разрушать цементы, металлы в результате формирования кислых сред.

Микроорганизмы в большинстве случаев воздействуют на материал совместно, образуя сложные и весьма агрессивные микробные сообщества в виде биопленок на поверхности материала. На разрушающихся строительных конструкциях численность микроорганизмов может достигать 10^6 - 10^7 клеток в грамме субстрата.

Исследования фундаментов сооружений в исторической части Санкт-Петербурга, где широко развиты погребенные болота, а интенсивность загрязнения насчитывает более 300 лет, показали их неудовлетворительное состояние. Например, при обследовании фундаментов Нового Эрмитажа, практически 90 % деревянных лежней в основании плиты известняка оказались разрушенными либо до состояния черной обуглившейся массы, смешанной с песком и обломками известняка, либо в древесине фиксировалось изменение цвета - на светло-зеленые, серые, синеватые и красновато-бурые оттенки, менялась структура древесных фрагментов. Кирпичная кладка фундаментов всех обследованных корпусов ансамбля Нового Эрмитажа отличалась плохой сохранностью. Более 40 % керна, извлеченного при бурении скважин, было представлено кирпичной кладкой, дезинтегрированной до тонкодисперсного состояния. В составе водной вытяжки из разрушенного кирпича присутствовали нитраты, нитриты, сульфаты и др.

Влияние биокоррозии на разрушение строительных материалов было обнаружено при обследовании перегонных тоннелей метрополитена, пройденных как в коренных глинах, так и в четвертичных отложениях. Особенно интенсивно биокоррозия конструкционных материалов проявляется при неглубоком заложении подземных выработок, в условиях длительного загрязнения вод и грунтовой толщи за счет свалок хозяйственно-бытовых отходов, утечек из канализационных сетей, ликвидированных кладбищ. Высокие значения ХПК и $БПК_5$ в водных вытяжках из деградированных конструкций свидетельствует о значимой роли органического вещества и микробиологических процессов в разрушении обделок, вмещающей средой которых служат водонасыщенные грунты четвертичной толщи (табл.6,7).

Таблица 6. Результаты анализа водной вытяжки из выщелоченного тампонажного раствора на перегоне «Автово-Ленинский проспект».

Анионы	CO_3^{2-}, мг/л	NO_3^-, мг/л	SO_4^{2-}, мг/л	Cl^-, мг/л	HCO_3^-, мг/л
Содержание	13,7	8,2	1363	2765	4904
Катионы	NH_4^+ ,мг/л	Ca^{2+}, мг/л	Mg^{2+}, мг/л	Na^++K^+, мг/л	Примечание: pH =10
Содержание	72000	1562	85,8	30062	

Таблица 7. Значения химического потребления кислорода (ХПК), биологического потребления кислорода ($БПК_5$) и перманганатной окисляемости в водных вытяжках проб разрушенных конструкционных материалов на перегоне «Автово-Ленинский проспект».

Компоненты	Тип пробы		
	Тампонажный раствор	Натечные образования со слизью	Сталактиты
ХПК, $мгO_2$/л	921,5	213,4	164,9
Окисляемость, $мгO_2$/л	722,7	118,8	92,1
$БПК_5$, $мгO_2$/л	450,8	75,7	51,9

Накопленные данные говорят о том, что постепенное разрушение строительных материалов является следствием процессов биохимической и физико-химической коррозии. Своевременное установление агрессивности подземной среды позволяет найти эффективные средства защиты конструкционных материалов. Следовательно, обеспечение устойчивости строительных материалов должно решаться на основе проведения специализированных исследований для проверки длительной стойкости конструкций в ненапряженном и напряженном состоянии при воздействии химически и биохимически агрессивных сред.

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Воздействие микроорганизмов на компоненты подземного пространства необходимо исследовать с двух позиций:

- негативные последствия за счет роста численности клеток микроорганизмов и продуктов их метаболизма, биохимической деятельности , приводящей к негативному преобразованию состояния и свойств грунтов, газогенерации, формированию газодинамического давления, развитию плывунов, тиксотропии грунтов, глубокой деградации бетонов, строительных растворов, металлов (чугун, сталь), дерева;
- позитивная роль микроорганизмов, проявляющаяся в самоочищении и саморегуляции состава загрязненных подземных вод, особенно при их контаминации нетоксичными органическими соединениями – нефтяными углеводородами (НУ); при наличии богатого биоценоза наблюдается полная деградация НУ; наиболее активное самоочищение подземных вод от НУ наблюдается при их содержании не более 50-80 мг/л.

Микробиологический фактор при изучении геотехнических условий в подземном пространстве городов и промышленных регионов в процессе их освоения и использования не отражен в действующих нормативных документах, а также при прогнозировании длительной устойчивости наземных и подземных сооружений. Это положение должно быть отражено в последующих нормативных документах и рекомендациях.

6. ЛИТЕРАТУРА

Дашко Р.Э. Микробиота в геологической среде: ее роль и последствия. *Сергеевские чтения*. М:ГЕОС, 2000, с.72-77.

Дашко Р.Э. Проблемы геоэкологии в геотехнике. *Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство.* Санкт-Петербург, Т.1, 2003, с. 95-106.

Дашко Р.Э., Шидловская А.В., Александрова О.Ю. Роль микробиоты в инженерной геологии и геоэкологии: история вопроса и результаты экспериментальных исследований. *Сергеевские чтения.* М., ГЕОС, 2004, вып.6., с.48-52.

Современная микробиология. Прокариоты: В 2-х томах. Пер с англ./ Под ред. Й. Ленгелера, Г. Древса, Г. Шлегеля. – М.: Мир, 2005. – 656 с.

Применение геосинтетических материалов в изолирующих системах хранилищ низкоактивных производственных отходов

В.Г. Офрихтер
Пермский Государственный Технический Университет, Пермь, Россия

АННОТАЦИЯ: Добыча полезных ископаемых связана с необходимостью решения разнообразных проблем охраны окружающей среды. В ходе производственного процесса приходится выполнять значительные мероприятия по хранению, переработке или безопасному удалению различных загрязнителей. Среди этих загрязнителей, наряду с «традиционными» шламами, загрязненными осадками, оборудованием встречаются и специфические - радиоактивные.

В общем случае различаются два типа радиоактивных производственных отходов – природные и техногенные. Соответственно, существуют и два подхода к организации хранения.

1. ХРАНЕНИЕ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ

1.1. Введение

В 60-х годах XX века на некоторых участках была применена так называемая «взрывная технология». В результате отдельные участки добычи оказались радиоактивно загрязненными выше безопасных для здоровья критериев. Радиоактивно загрязненные грунты и шламы относятся к категории низкоактивных радиоактивных отходов.

Для защиты окружающей среды выполняется комплекс мероприятий.

1.2. Описание проекта

Принятая стратегия заключается в очистке территории и закладке загрязненного грунта и отложений в приповерхностные герметичные хранилища траншейного типа.

Вместимость одной траншеи-хранилища составляет 300м^3 и была принята с учетом климатических, технологических и эксплуатационных факторов. Это позволяет очистить территорию, безопасно разместить радиоактивные отходы, полностью экранировать и изолировать траншею в сухой период года. Обычно, за четыре теплых месяца с июня по сентябрь выдаются два 20-25 дневных периода без дождей. Сооружение траншей в теплом и обычно сухом мае невозможно в связи с промороженной грунтовой толщей и явлением сезонной «верховодки».

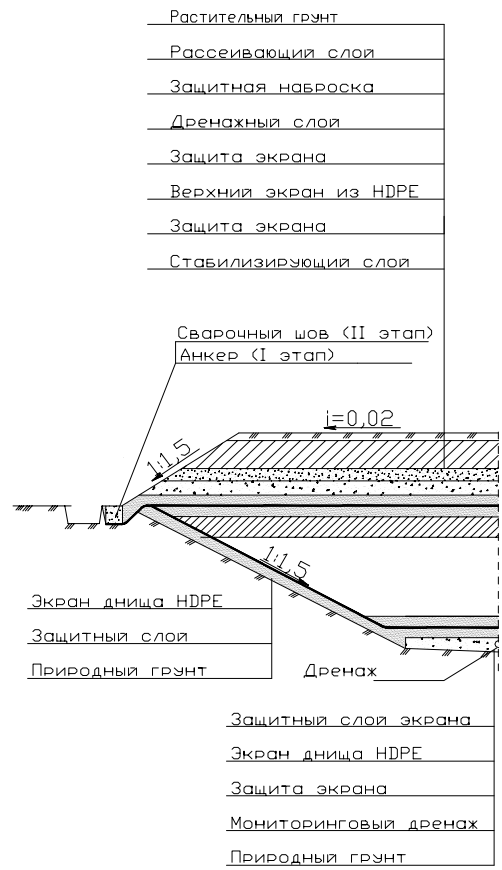


Рис. 1. Схема приповерхностного хранилища

Основным сооружением является герметичное приповерхностное хранилище траншейного типа. Площадка расположена на толще природных глин толщиной не менее 10м. Хранилище запроектировано как траншея, полностью изолированная от окружающей среды. Основным изолирующим элементом, за исключением природного слоя глины, является герметичная оболочка из полиэтиленового листа HDPE, в которую заключены загрязненные отходы (рис. 1). Капсула сооружается в два этапа: сначала днище, а затем, после загрузки отходов – покрытие.

Обычно процесс закладки отходов на хранение состоит из трех этапов.

Первый этап – сооружение траншеи. Как правило, он занимает один месяц (рис.2).

Рис. 2. Траншея перед укладкой экрана HDPE

Сначала, после экскавации грунта выполняется мониторинговая дренажная система, состоящая из дренажного коллектора в дренажной траншее и мониторингового колодца. Затем выравнивается и уплотняется основание из природного связного грунта. Поверх природного грунта по защитному слою укладывается и сваривается экран днища из листов HDPE толщиной 2мм. Значительно усложняет работы нагревающаяся в солнечную погоду поверхность экрана. После окончания работ по укладке, сварке, тестированию и анкеровке экрана днища выполняется асфальтированный круговой проезд вокруг траншеи. Асфальтовое покрытие обеспечивает полную очистку прилегающей к траншее территории после закладки отходов. Для перехвата и отвода поверхностного стока на случай дождливой погоды выполняется дренажная нагорная канава (рис. 3).

Рис. 3. Траншея перед закладкой отходов

На втором этапе выполняется заполнение траншеи. Низкоактивные радиоактивные отходы доставляются и укладываются в хранилище. Эта часть технологического процесса выполняется очень интенсивно и заканчивается укладкой и уплотнением стабилизирующего слоя связного грунта поверх отходов. Основной целью является выполнение этого этапа в сухой период. В соответствии с многолетними наблюдениями наиболее оптимальный период для выполнения этих операций 15-20 дней в третьей декаде июля – первой декаде августа.

Немедленно после заполнения траншеи начинается третий этап – укрытие траншеи (рис. 4).

Рис. 4. Укладка верхнего экрана HDPE

Наиболее ответственной технологической операцией на этом этапе является устройство верхнего защитного экрана. Полиэтиленовая геомембрана укладывается поверх заполненной траншеи, сваривается в

верхний защитный экран и приваривается к нижнему защитному экрану периметральным сварным швом, образуя своеобразный «кокон» вокруг загрязненных отходов. Выполнение защитной геосинтетической оболочки вокруг загрязненных отходов в сжатые сроки очень принципиально, поскольку обеспечивает надежную и безопасную эксплуатацию вновь построенного хранилища радиоактивных отходов и позволяет гарантированно закончить оставшийся комплекс работ, несмотря на изменяющиеся погодные условия.

Изолирующая оболочка защищается дренажным слоем, который, в свою очередь, перекрывается рассеивающим слоем связного грунта, поверх которого укладывается слой плодородного грунта, засеиваемый травой. Верхний слой плодородного грунта перед посевом трав дополнительно защищается противоэрозионным геосинтетическим матом (рис. 5).

Рис. 5. Законченное хранилище

Параллельно выполняется система перехвата и отвода поверхностного стока. Помимо индивидуальной дренажной системы, выполняемой для каждой траншеи, вся территория пункта хранения защищается нагорной канавой.

2. ПУНКТ ВРЕМЕННОГО ХРАНЕНИЯ

2.1. Введение

Иной тип отходов представлен использованным оборудованием и трубами. Время от времени, утилизируемые металлические части оказываются загрязненными, сверх допустимых пределов, природными радионуклидами, прочно сцепленными с внутренними поверхностями.

2.2. Описание проекта

Поскольку безопасная технология извлечения радиоактивных веществ из отработанного оборудования и труб недоступна в полевых условиях, наиболее приемлемым решением является накопление и временное хранение загрязненного оборудования и труб на промежуточном пункте в специальных контейнерах. По мере накопления, загрязненное оборудование и трубы доставляются специальным транспортом на специализированное предприятие для очистки и переработки.

Защита окружающей среды обеспечивается бетонным поддоном по самозалечивающемуся противофильтрационному экрану. Такая конструкция обеспечивает не только надежность и безопасность технологических, регламентных и сервисных операций, но также гарантирует и полную очистку территории от небольших количеств радиоактивных загрязнителей, которые теоретически могут случайно просыпаться на поверхность при эксплуатации, в соответствии с аварийными сценариями.

При проектировании бетонного поддона в качестве основного элемента конструкции были приняты сборные железобетонные дорожные плиты заводского изготовления. Выбор сборных элементов был продиктован необходимостью устройства бетонного покрытия непосредственно по противофильтрационному экрану.

Площадка расположена на слое природных суглинков толщиной 5м с коэффициентом фильтрации $8x10^{-5}$ см/с. Уровень грунтовых вод в паводок был зафиксирован на глубине 5м.

Первоначально был спланирован и уплотнен природный грунт. Самозалечивающийся противофильтрационный экран был принят двухслойным – нижний слой, толщиной в сухом состоянии 6мм, с коэффициентом фильтрации $3x10^{-11}$м/с из геобентонитового полотна на пленочном основании, верхний слой из полиэтиленового листа толщиной 2мм. Геобентонитовый экран был уложен на природное основание по защитному слою из нетканого геотекстильного полотна (рис.6). Экран из полиэтиленового листа толщиной 2мм был уложен непосред-

ственно поверх геобентонитового экрана (рис. 7). В качестве защитного слоя поверх самозалечивающегося экрана был применен нетканый геотекстиль.

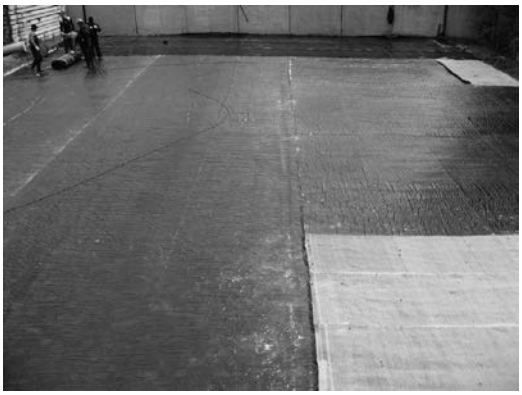


Рис. 6. Геобентонитовый нижний экран

Рис. 7. Верхний экран из геомембраны

Покрытие из сборных железобетонных плит монтировалось автокраном непосредственно поверх геотекстильного защитного слоя верхнего экрана, начиная с ближнего угла. Для монтажа следующих рядов плит кран устанавливался на ранее смонтированные плиты. Такой метод обеспечил полную защиту геосинтетического экрана от механических повреждений при достаточной скорости монтажных операций (рис. 8-10). После окончания монтажных работ и замоноличивания шпонок, швы между плитами были загерметизированы мастикой

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение противофильтрационных экранов из геосинтетических материалов в конструкциях хранилищ радиоактивных производственных отходов значительно повышает надежность защитных систем. Это позволяет сократить сроки выполнения работ, расход природных строительных материалов и применить различные подходы к сооружению пунктов хранения, обеспечивающие полную защиту окружающей среды.

Рис. 8. Верхнее покрытие из бетонных плит

Рис. 9. Контейнеры с оборудованием

Рис. 10. Законченный пункт хранения

Геоэкологические проблемы высотного строительства в прибрежной зоне Амура

Т.И. Подгорная
Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск, Россия

И.И. Сац
ОАО Дальневосточный институт инженерно-строительных изысканий, г. Хабаровск, Россия

АННОТАЦИЯ: При выборе площадок под высотные сооружения в прибрежной зоне р. Амур возникает немало проблем геоэкологического, культурно-исторического и социального характера. На примере ряда объектов Хабаровска, рассмотрены проблемы оценки состояния и изменений геологической среды в условиях длительного освоения, проанализировано влияние геоэкологической ситуации на строительство современных высотных зданий в исторической части города.

1. ВВЕДЕНИЕ

Градостроительство в прибрежных районах крупных рек России активно развивается на протяжении многих столетий. Для дальневосточных городов главной рекой всегда был и останется Амур. Его низкие берега и высокие утесы весьма привлекательны для архитекторов, специалистов транспортного строительства при решении различных задач. Для Хабаровска – столицы Дальневосточного федерального округа – характерной особенностью последнего десятилетия является строительство высотных зданий. Это – административные и офисные здания, гостиницы, жилые комплексы, высота которых достигает 22-27 этажей. Многие из них украшают "речной фасад" Хабаровска. При выборе площадок под высотные сооружения возникает немало проблем геоэкологического, культурно-исторического и социального характера, так как прибрежная зона осваивается наиболее активно уже в течение 150 лет.

Ряд объектов, возведенных в прибрежной зоне Амура в Хабаровске, позволяет рассмотреть актуальные проблемы оценки состояния и изменений геологической среды в условиях длительного освоения, проанализировать влияние геоэкологической ситуации на строительство современных высотных зданий в исторической части города (рис. 1).

Рис.1. Речной "фасад" Хабаровска

Применяемые в процессе инженерных изысканий для строительства методы комплексных инженерно-геологических исследований включают горно-буровые работы, полевые исследования прочности грунтов, лабораторное изучение физико-механических свойств грунтов, анализ и систематизацию результатов предшествующих и современных исследований на площадках строительства жилых домов, офисных и административных зданий. Таким образом, обеспечивается полноценная информация о состоянии геологической среды и ее изменениях.

2. ЧЕМ ВЫЗВАНЫ ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ

Состояние геологической среды, характер техногенных воздействий современного города и вызванных изменений природной среды обусловили комплекс геоэкологических проблем в прибрежной зоне Амура. Они связаны со спецификой рельефа и гидрографической сети на правобережье Амура и на островах, входящих в черту города. Геолого-литологическое строение на холмистой и равнинной территории, резко отличается по составу и условиям залегания грунтов, требует внимания при обосновании типов фундаментов и принятии решений о возможности строительства подземных сооружений. Наличие нескольких типов подземных вод на глубине от 0,5 м до 20-30 м создает реальную опасность подтопления в процессе строительства и эксплуатации зданий, нейтрализовать которую бывает очень сложно. Кроме того, для прибрежной зоны характерно развитие комплекса активных природно-техногенных геологических процессов. Наибольшую опасность для строительства представляют оползни, овраги, подтопление, речная эрозия.

Длительное освоение привело к значительным изменениям геологической среды. Многократные преобразования рельефа на участках погребенных оврагов и водотоков установлены в результате ретроспективного анализа топографических планов, фотодокументов, материалов инженерных изысканий разных лет. Вследствие засыпки оврагов и заболоченных земель сформировались многослойные массивы техногенных отложений мощностью до 10-15 м. Нарушают ландшафт прибрежной зоны карьеры, где велась добыча грунтовых строительных материалов, а также обширные золоотвалы. Террасирование склонов при застройке сопровождается образованием неустойчивых оползнеопасных откосов в глинистых грунтах.

Интересным примером в оценке современных геоэкологических проблем для строительства высотных зданий в Хабаровске может быть площадка проектируемого «Бизнес-центра с группой жилых домов по Уссурийскому бульвару, набережной р. Амур в районе пл. Славы». Это – многофункциональный комплекс из шести высотных зданий. В результате детальных инженерных изысканий, проведенных специалистами ОАО ДальТИСИЗ, выявлены изменения рельефа, сложности геолого-литологического строения и наличие специфических грунтов на участке каждого из объектов.

2.1. Особенности современного состояния и изменений геологической среды

Территория проектируемого бизнес-центра с группой жилых домов расположена в историческом центре г. Хабаровска на склоне холма (историческое название Артиллерийская гора) и в устье бывшей р. Плюснинки (рис. 1, 2).

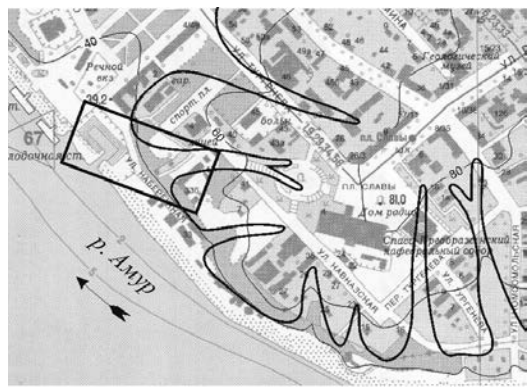


Рис. 2. Территория размещения бизнес-центра

Целью исследований являлось изучение инженерно-геологических условий площадки размещения комплекса зданий, в состав которого входят офисное здание 18-этажное (сооружение № 1), офис-отель класса VIP – 24-этажное здание с подземными этажами до глубины 9 м (сооружение № 2), жилые дома 12 – 22-этажные здания с подвалами, подземными гаражами глубиной 6 м (сооружения №№ 3-6).

1.1.1. Характер изменений рельефа

В природных условиях крутые склоны холма были изрезаны оврагами, вершины которых достигали водораздела (местоположение современной пл. Славы и ул. Ленина). Сток атмосферных осадков осуществлялся по оврагам на запад в р. Амур и на северо-запад в р. Плюснинку. В устье этой речки был широкий залив, где находился рыбный рынок, и заходили маломерные суда.

На склонах Артиллерийской горы в 20 столетии велось активное гражданское строительство, об этом свидетельствуют архивные исторические документы и фондовые материалы ОАО ДальТИСИЗ. Были построены многочисленные 1-2-этажные жилые дома, гимназия, детская больница, электроподстанция, проложены подземные коммуникации и ЛЭП-35 кВ.

На вершине холма к празднованию 30-летия и 40-летия Победы были сооружены мемориальный комплекс и площадь Славы.

У подошвы северо-западного склона в конце 50-х начале 60-х годов были построены 5-6 этажные жилые дома и проектный институт ФГУП «Хабаровскпромпроект», расширена территория МУП «Горводоканал». В конце 90-х годов на рассматриваемом склоне построены гаражи, а в начале 2000-х годов возведен многоэтажный жилой комплекс «Орлово поле».

В период строительства сооружений на склоне природный рельеф существенно изменялся. В северо-западной части исследуемой территории производилась подрезка склона и срезка грунта. Овраг в основном засыпан, его естественное состояние к 2009 г. сохранилось лишь в устьевой части на протяжении 50 – 80 м, где еще существуют частные 1-этажные жилые дома.

Природный водоток в 60-х годах был заключен в коллектор; вдоль него произведены планировочные работы и создан Уссурийский бульвар, а территория вблизи речного вокзала благоустроена с возведением набережной. В устье водотока был сделан «ковш» для лодочной станции. В 2008-09 гг. лодочная станция ликвидирована, началась засыпка «ковша» и планировка территории.

Выполненный ретроспективный анализ топографических планов (рис. 2) показывает, что изменения характера застройки и использования территории привели к значительным преобразованиями рельефа склона и природных дрен и формированию техногенного микрорельефа (рис. 3).

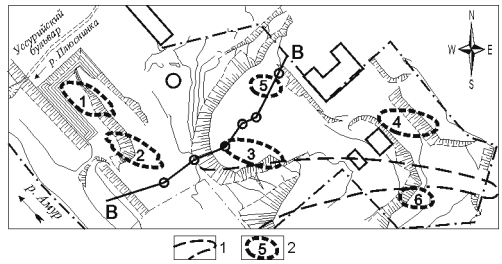


Рис. 3. Техногенный рельеф на склоне холма.
1 – погребенный овраг; 2 – проектируемые сооружения

Этот фактор имеет большое значение для принятия правильных проектных решений по организации поверхностного стока.

1.1.2. Геологическое строение территории застройки

В геолого-литологическом строении территории застройки в интервале глубин 0-25 м установлены следующие генетические комплексы грунтов (рис. 4): техногенные отложения (tQ_4), делювиальные отложения четвертичного возраста (dQ), терригенные отложения палеоген-неогенового возраста (P_3-N_1), элювиальные образования (eP_1) и осадочные породы нижне-пермского возраста утанакской свиты (P_1).

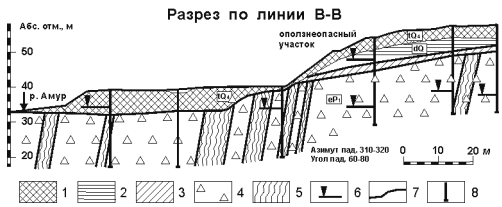


Рис. 4. Схематический геологический разрез.
Геолого-генетические комплексы: 1 – техногенные отложения: отвалы грунтов, строительные и бытовые отходы (tQ_4); 2 – делювиальные отложения: глины, суглинки (dQ); 3 – терригенные отложения: глины, суглинки с дресвой, щебнем (P_3 - N_1); 4 – элювиальные образования: дресва, щебень, супесь, суглинки, глины, (eP_1); 5 – алевролиты, глинистые сланцы, углисто-глинистые сланцы, песчаники и др. (P_1).: Прочие знаки: 6 – уровень подземных вод; 7 – границы инженерно-геологических комплексов; 8 – скважина.

Повсеместно с поверхности распространены техногенные отложения – насыпные грунты. В западной и северо-западной части

площадки в пределах поймы Амура техногенные отложения имеют неоднородный состав. В верхней части разреза они представлены рыхлыми насыпными грунтами, состоящими из глинистых и крупнообломочных грунтов с примесью строительных отходов. Нижняя часть толщи состоит из насыпных суглинков мягкопластичной и текучепластичной консистенции, смешанных с песчано-гравийным аллювием, содержащим бытовые отходы, остатки древесины и др. примеси. Мощность насыпных грунтов на участке набережной и ковша лодочной станции достигает 8-9 м.

На склоне холма техногенная толща представлена преимущественно перемещенными крупнообломочными и глинистыми грунтами (щебень, галька, гравий, песок, суглинок), содержащими примеси строительных и бытовых отходов, древесины, металлолома.и др. Мощность насыпных грунтов на склонах и на участках погребенных оврагов изменяется от 1,5 м до 9,0 м.

В составе делювиальных отложений на склоне холма преобладают глины и суглинки темно-коричневые, коричневые и серо-коричневые (мощность от 0,4 м до 6,1 м), имеющие твердую и полутвердую консистенцию и содержащие редкие включения дресвы и щебня. Кроме того, в районе погребенного оврага отмечены прослои суглинка тугопластичной консистенции мощностью 0,4-4,3 м и линзы глины тугопластичной (мощность 0,2-1,7 м). Общая мощность делювиальных отложений на изученной территории колеблется от 2,0 м до 9,5 м. Слои залегают пологонаклонно.

Под делювием существуют терригенные отложения в виде толщи неравномерной мощности от 1,2 м до 5,5 м. Наибольшее распространение имеют пестроцветные оранжево-коричневые глины и желто-коричневые суглинки твердой консистенции, в которых содержатся грубоокатанные крупнообломочные включения от 5 до 45 %. Мощность слоев глины изменяется от 1,3 м до 4,6 м, мощность суглинка – от 0,5 м до 5,5 м. Дресвяные и щебенистые грунты с суглинистым заполнителем до 40-50 % обнаружены в виде редких линз мощностью от 0,3 м до 0,6 м. Обломки осадочных пород имеют разную степень выветрелости.

Осадочные скальные породы нижнепермского возраста представлены глинистыми и углисто-глинистыми сланцами, алевролитами темно-серого цвета, редко серыми окварцованными песчаниками. Породы малопрочные, средней прочности и прочные – сильно трещиноватые. Слои залегают под углом 60-80º и чередуются друг с другом. Азимут падения составляет 310-320°. Кровля осадочных пород имеет неровную поверхность, которая погружается на запад – северо-запад. Абсолютные отметки кровли изменяются от 48,3 м – в верхней части склона до 30,6м – у подошвы склона.

Элювиальные образования зоны выветривания осадочных пород изучены до глубины 20-25 м. Элювий глинистых и углисто-глинистых сланцев представлен дресвой и щебнем с супесчаным твердым заполнителем до 50 %, либо супесью и суглинком твердым дресвянистым. Зона выветривания имеет линейную структуру. На площадках высотных жилых домов №№ 3 – 6 вскрытая мощность элювиальных образований составила 5-9 м. На площадках проектируемых у подошвы склона офисных зданий №№ 1 и 2 вскрытая мощность элювия достигает 7,4-15,5 м.

Специфические условия залегания и состав грунтов в сфере взаимодействия каждого из проектируемых высотных и подземных сооружений отражены на детальных инженерно-геологических разрезах. Неоднородный литологический состав природных грунтов и наличие техногенных слоев создадут немало проблем при разработке глубоких котлованов на каждой площадке.

1.1.3. Подземные воды

Подземные воды четырех типов распространены в интервале глубин 0 – 25 м: техногенный водоносный горизонт в насыпных грунтах; верховодка, периодически развитая в глинистых грунтах делювиальных отложений; водоносный горизонт палеоген-неогеновых терригенных отложений и трещинные воды зоны выветривания осадочных пород.

Техногенные воды зафиксированы в насыпных грунтах в северной и северо-западной части изученной территории у подошвы склона и в пойме Амура на глубине от 0,9 м до 6,2 м, а также на участке погребенного оврага в центральной части территории на глубине от 1,0 м до 3,3 м

Верховодка развита спорадически в делювиальных глинах и суглинках полутвер-

дой и тугопластичной консистенции на участке погребенного оврага на глубине от 1,1 до 7,7 м.

Эпизодически в южной части площадки на глубине 10,5 – 12,3 м развит водоносный горизонт палеоген-неогеновых отложений. Водовмещающими слоями являются суглинки и глины с дресвой и щебнем.

Трещинные воды зафиксированы в элювиальных дресвяных и щебенистых грунтах в интервале глубин 4,9-19,8 м. Воды при вскрытии обладают напором до 1,5-3 м.

Питание всех видов подземных вод осуществляется за счёт инфильтрации атмосферных осадков, а питание техногенного горизонта, кроме того, – за счет утечек из многочисленных водонесущих сетей, проложенных в интервале глубин 2-3 м. В пойме Амура питание техногенных и трещинных вод связано также с инфильтрацией речных вод. Движение подземного потока направлено в соответствии с уклоном водовмещающих слоев и в целом в бассейн р. Амур. Разгрузка техногенных вод отмечается у подошвы насыпи. Верховодка разгружается в овраге и на береговом склоне.

Негативное влияние на подземную часть проектируемых сооружений будут оказывать водоносные горизонты, развитые в интервале глубин 0 – 10 м. Важно учитывать направление движения подземных вод на каждом участке. Так при проходке котлованов и траншей для зданий, расположенных на склоне холма, в процессе строительства ожидается водоприток с юго-востока и северо-востока, что потребует применение водоотлива и укрепления откосов. На участках сооружений, размещаемых в пойме реки, подземные воды в выемки будут поступать от реки с запада и со склона – с северо-востока.

Установлено, что все виды подземных вод обладают слабой степенью агрессивного воздействия на бетон нормальной проницаемости (W4) по содержанию агрессивной углекислоты и не агрессивны по другим показателям. По содержанию хлоридов они обладают слабой степенью коррозионной агрессивности по отношению к арматуре железобетонных конструкций.

1.1.4. Специфические грунты

На рассматриваемой территории в соответствии с ГОСТ 20522-95 выделены техногенные грунты, природные глинистые, крупнообломочные грунты и скальные осадочные грунты, и (табл. 1).

Таблица 1. Физико-механические свойства грунтов

Вид грунта		Показатели свойств грунта						
		W %	Ip	IL	ρ г/см^3	e	C, КПа	φ ◦
Техногенные отложения (tQ_4)								
Щебень и дресва с сугл. зап.		16	10	<0	2,15	0,45	-	-
Суглинок	мягкопласт.	31	14	0,51	1,89	0,90	-	-
	текучепласт.	33	14	0,79	1,87	0,94	-	-
Делювиальные отложения (dQ)								
Глина с включ.	твердая	23	20	<0	1,98	0,72	84	25
	тугопл.	31	20	0,34	1,95	0,85	40	17
Суглинок с включ.	твердый	20	15	<0	2,02	0,62	73	25
	тугопл.	25	13	0,37	1,99	0,70	43	22
Терригенные отложения (P_3-N_1)								
Глина твердая		21	21	<0	2,00	0,70	74	23
Суглинок твердый		15	12	<0	2,10	0,51	52	27
Элювиальные образования (eP_1)								
Супесь твердая дресвяная		13	6	<0	2,10	0,61	45	37
Щебень и дресва с сугл. зап. до 50%		12	8	<0	2,15	0,44	36	31

К специфическим грунтам на площадках проектируемых сооружений следует отнести техногенные и элювиальные грунты.

Техногенные насыпные грунты образованы в результате строительной деятельности на склоне холма и в пойме реки. Они представляют собой неоднородную по составу, давности отсыпки и степени самоуплотнения толщу, которая подразделена на три инженерно-геологических элемента.

– перемещенные природные глинистые и крупнообломочные грунты, в составе которых встречаются примеси строительных

отходов и др.

– суглинки и глины тугопластичные и мягкопластичные, содержащие примеси древесины, строительных и бытовых отходов.

– суглинки текучепластичные иловатые, с примесью песка, гравия, древесины, и бытовых отходов.

Техногенные отложения на склонах являются, маловлажными и влажными, а на дне погребенных оврагов и в пойме Амура они насыщены водой. По степени самоуплотнения насыпные грунты на участке погребенного оврага в районе мемориала Славы относятся к слежавшимся. В других случаях, где земляные работы производились в последние 1-3 года, отвалы и насыпи относятся к неслежавшимся. В зоне сезонного промерзания и оттаивания они обладают морозной пучинистостью. Техногенные отложения неоднородного состава и плотности не рекомендуются в качестве оснований фундаментов и вмещающей среды для подземных сооружений.

Элювиальные грунты, слагающие линейную зону (кору) выветривания осадочных пород, представлены продуктами выветривания дресвяно-щебенистого и глинистого состава. Эти образования сохраняют сланцеватую текстуру и структуру исходных пород и залегают в виде крутопадающих слоев. Обломочный материал непрочный, и при увлажнении щебень и дресва подвергаются размоканию и дезинтеграции Специфической особенностью элювиальных образований в зоне выветривания линейной структуры является также незакономерная изменчивость их состава и свойств в плане и по глубине, возможность снижения их структурной прочности при переувлажнении и выветривании во время длительного пребывания в открытых котлованах и в искусственных откосах. Это качество элювия непременно должно быть учтено при проектировании строительных работ, и предусмотрена их защита от воды и атмосферных воздействий. В откосах котлованов и траншей, сложенных элювиальным щебнем и дресвой, из-за соскальзывания обломков по напластованию часто образуются осыпи.

1.1.5. Геологические процессы и явления

На территории размещения бизнес-центра и группы жилых домов на склонах холма и в пойме р. Амур в современных условиях существуют природно-техногенные геологические процессы и явления различной активности: техногенный литогенез, оползни, овраги, струйчатая эрозия, подтопление подземными водами, речная эрозия.

Эрозионные процессы – овражная и струйчатая эрозия – были развиты в природных условиях на склонах холма южной, западной и северо-западной экспозиции. Причинами их возникновения является большая крутизна склона и наличие глинистых легкоразмываемых грунтов на поверхности склона. Непосредственно на исследуемой территории в 1966 г. склон холма был пересечен оврагом, форма которого в плане изогнутая – в верховье овраг направлен с востока на запад, затем на юго-запад. Ширина оврага достигала 25-30 м, глубина – 4-5 м, длина – около 300 м. Крутизна продольного профиля оврага составляет 7-9º. Вершина оврага достигала водораздела. Базисом эрозии являлась пойма р. Амур. Овражные склоны были поражены мелкими оползнями. Естественное состояние оврага и его склонов к настоящему времени сохранилось незначительно только в устьевой части. Струйчатая эрозия в существующих условиях наиболее интенсивна на поверхности незадернованных искусственных откосов насыпей, на которых образуются промоины различной глубины, пересекающие откосы от бровки до подошвы. Активизация эрозионного процесса приурочена к теплому безморозному периоду года и интенсивным ливневым дождям.

Техногенный литогенез – накопление техногенных отложений мощностью до 9 м рассматривается как современный геологический процесс. Насыпные грунты, представленные неоднородной по составу, сложению и плотности толщей, являясь специфическими грунтами, требуют специального обоснования типов фундаментов для каждого сооружения. На участке погребенного оврага насыпные грунты являются благоприятной средой для циркуляции техногенных подземных вод и создают условия для развития подтопления.

Подтопление развито на участке погребенного оврага, на склонах и дне которого происходит разгрузка верховодки, а по насыпным грунтам идет инфильтрация

дождевых вод и сточных вод из водонесущих сетей. При подпоре подземного стока и повышении уровня подземных вод был нанесен значительный ущерб зданию городской электроподстанции, расположенной на склоне. В связи с этим потребовались меры специальной защиты объекта в виде дренажно-ливневой сети.

Подтопление проектируемых подземных сооружений также может быть вызвано формированием техногенного водоносного горизонта и верховодки в интервале глубин 1,0-12,2 м, повышением их уровня при подпоре подземного потока фундаментами и подземными конструкциями. Риск подтопления заключается в необходимости применения эффективной комплексной защиты сооружений от воды.

Оползни в природных условиях развиты на береговом склоне Амура и склонах оврагов. Согласно карты районирования и прогноза оползней г. Хабаровска (Подгорная, 2000 г.), исследуемая территория расположена в пределах II оползневого района, к которому относятся склоны холмов, сложенные делювиальными отложениями на породах палеозоя. Это определяет характер проявления оползней, структуру и механизм оползневого процесса на склонах холма. К югу от площадки на склоне холма существует периодически активный циркообразный оползень, площадью около 500 м^2, глубиной 3-4 м.

В существующих условиях склон холма и склоны оврагов, сложенные глинистыми грунтами, являются условно устойчивыми, но оползнеопасными при техногенных воздействиях. Оползнеопасными считаются также искусственные откосы насыпей к югу от проектируемого дома № 3, к западу от дома № 5, откосы на площадках домов № 4 и № 6, на площадке подземного гаража.

По результатам выполненных инженерно-геологических исследований следует, что для прогноза нарушения устойчивости склонов и откосов и образования оползней на исследуемой территории наибольшее значение будет иметь ряд факторов (табл. 2), подготавливающих смещения грунтов и непосредственно вызывающих оползневые деформации.

Таблица 2. Факторы оползневого процесса на исследуемой территории

Факторы оползневого процесса	
подготавливающие смещение грунтов	вызывающие смещение грунтов
1. Наличие наклонно залегающих слоев глин и суглинков на поверхности природного склона 2. Крутизна склонов и откосов до 15-35^o 3 Разгрузка техногенных подземных вод и верховодки на склонах и в откосах 4. Формирование техногенных отложений мощностью до 4,5-9 м 5. Статическая нагрузка от насыпей и сооружений 6. Снижение прочности насыпных и природных глинистых грунтов при увлажнении атмосферными осадками, подземными водами	1. Подрезки склона при проходке котлованов в период строительства 2. Статические и динамические нагрузки и изменение напряженного состояния в массиве грунтов в процессе строительства сооружений 3. Гидродинамическое и гидростатическое давление при разгрузке воды в котлованах

Речная эрозия представляет опасность в период наводнений для размещаемых в пойме реки 18-24-этажных офисных зданий. Повышения уровня воды в р. Амур и наводнения связаны с продолжительными осадками в летне-осенний период времени. Во время наводнений отмечается активная донная и боковая эрозия, при которой происходит размыв поймы и насыпной техногенной гравийно-галечниковой толщи, отсыпанной ранее вдоль берега на освоенных участках. Очевидно, что риск активной эрозии при высоких паводках 10%, 5%, 1 % обеспеченности должен быть учтен в проекте инженерной защиты и устранен с применением надежного берегоукрепления.

3. ВЫВОДЫ

Рассмотрение специфических особенностей состояния и изменений геологической среды в прибрежной зоне Амура дает возможность всесторонне оценить степень сложности природно-техногенных условий для проектирования и строительства комплекса высотных зданий и подземных со-

оружений на объекте «Бизнес-центр с группой жилых домов в районе пл. Славы».

В наиболее неблагоприятных условиях III категории сложности (сложные) для строительства согласно СП 11-105-97 оказались площадки 18-24-этажных офисных зданий №№ 1 и 2. Вполне приемлемы для строительства площадки 12-22-этажных жилых домов №№ 3 – 6, которые находятся в условиях II категории (средней) сложности.

Неоднородность геологического строения площадок в интервале глубин 0-25 м с различными уклонами и неравномерной мощностью разновозрастных слоев глинистого и крупнообломочного состава со скальными прослоями обусловила большую изменчивость физико-механических свойств грунтов в сфере взаимодействия с подземной частью сооружений.

Основаниями фундаментов зданий и вмещающей средой для подземных сооружений будут служить: делювиальные и терригенные глинистые грунты, специфические элювиальные глинистые и крупнообломочные грунты и скальные осадочные грунты.

Специфические техногенные грунты не рекомендуются в качестве оснований сооружений.

Подземные воды, периодически развитые в насыпных грунтах, делювиальных отложениях, элювиальных образованиях на разных глубинах от 0,9 м до 12 м, будут оказывать неблагоприятное влияние на фундаменты и подземные конструкции, нарушать устойчивость откосов.

Опасность и риск для сооружений в существующих условиях представляет комплекс таких природно-техногенных геологических процессов, как техногенный литогенез, оползни, подтопление, струйчатая и речная эрозия. Для предупреждения развития геологических процессов и обеспечения устойчивости склонов и откосов на участках проектируемых сооружений необходимо применение специальных защитных мероприятий в соответствии со Схемой инженерной защиты г. Хабаровска и СНиП 22-02-2003 с применением современных геосинтетических материалов и удерживающих конструкций.

Учитывая расположение г. Хабаровска в 6-балльной зоне сейсмической интенсивности (согласно ОСР-97, карты А и В) и II категорию грунтов площадки по сейсмическим свойствам (табл. 1 СНиП II-7-81*), расчетная сейсмичность площадок может быть принята 6 баллов.

Рассмотренный пример сочетания сложных инженерно-геологических условий и весьма существенных преобразований природной геологической среды за длительный период освоения территории в исторической части Хабаровска отражает многообразие геоэкологических проблем, которые все чаще требуют обстоятельного изучения и разрешения на современном градостроительном и техническом уровне.

4. ЛИТЕРАТУРА

Подгорная Т.И. 2000. Геоэкологические факторы градостроительства на Дальнем Востоке/ “Геоэкология”, № 6, С. 502-514

Подгорная Т.И. 2008. Комплексная оценка состояния геологической среды как основа безопасности при высотном и подземном строительстве в условиях Дальнего Востока России /*Развитие городов и геотехническое строительство. Труды международной конференции по геотехнике*. Санкт-Петербург, 2008. Том 4. С. 525-530.

Геоэкологические исследование «неудобных» городских территорий, основанные на теории экологического риска, в целях градостроительного планирования

А.Д.Потапов, И.М.Сенющенкова
Московский государственный строительный университет, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Рассмотрены вопросы геоэкологических исследований неудобных городских территорий в целях градостроительного планирования. Для определения функциональной принадлежности участков применен метод экологических рисков, основанный на определении физических и химических показателей качества среды.

1. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ НЕУДОБНЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Градостроительное планирование для многих городов осложняется наличием в их структуре «неудобных» территорий. К ним относятся различные объекты, происхождение которых связано как с природными процессами, так и с антропогенной деятельностью. Примером таких территорий, в которых симбиотично сплелись и первые, и вторые факторы являются городские овраги. В связи с чем, основная цель работы заключалась в изучении геоэкологических показателей оврагов с позиции экологического риска с целью градостроительного планирования. Теория экологического риска предполагает получение как качественных, так и количественных характеристик вероятностного события – причинение ущерба окружающей природной среде, человеку, или какому – либо другому объекту. Поэтому в работе были применены методы изучения компонентов окружающей среды и получены количественные характеристики экологического риска для городских оврагов. С точки зрения системного подхода в основу градостроительного планирования неудобных территорий должен быть положен синтез планировочно - градостроительных, транспортных и экологических характеристик городской среды. Необходимым этапом экологического изучения является оценка антропогенной нагрузки на окружающую среду, которая включает следующие этапы:

1) предварительная группировка оценок объектов;
2) определение показателей оценки качества средовых систем;
3) ранжирование показателей оценки по уровню их значимости для градостроительных и экологических условий устойчивого развития территории.

В целях разработки наиболее эффективных вариантов по улучшению санитарно-гигиенического режима использования городских оврагов сопоставлены оценки состояния территории с их функциональным назначением. Анализ неудобных территорий города приведен на рисунке 1. Схема комплексной оценки состояния территории приведена на рисунке 2.

2. АЛГОРИТМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЭКОЛОГИЧЕСКОГО РИСКА

Алгоритм экологического изучения территории городских оврагов с учетом

экологического риска. Территория оврагов разбивается на характерные участки (в зависимости от их предполагаемого использования). Для каждого характерного участка определяется средневзвешенные значения СО, уровни шума (*Уш*i) и средняя площадь данного участка (*Si*). Определяются значение условного экологического риска.

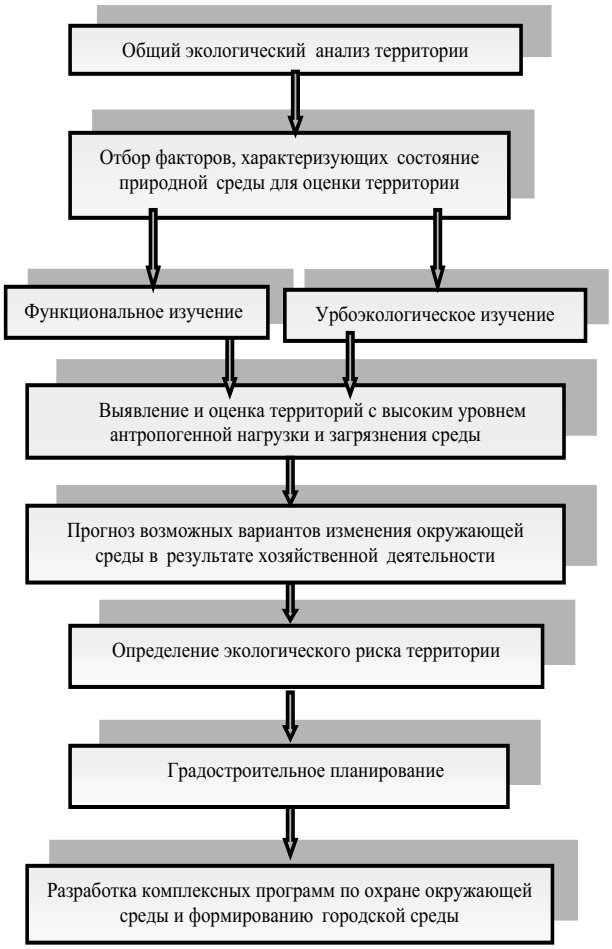


Рис. 1. Этапы градостроительного планирования неудобных городских территорий

Для каждого характерного участка определяются значения интегрального коэффициента техногенной нагрузки. Интегрированный показатель нагрузки на атмосферу в результате токсического загрязнения позволяет выявить суммарный относительный эффект от совместного действия загрязнителей, поступающих в воздушную среду с учетом их покомпонентной значимости. Производится анализ относительного экологического благоприятствования проживания, отдыха или работы в каждом характерном участке территории по критериям экологического риска. Заключительный анализ экологического состояния исследуемой территории, и даются рекомендации по градостроительному планированию.

Таблица 1. Допустимые уровни антропогенной нагрузки на территорию с учетом экологического риска

Характеристика территории	Допустимые уровни антропогенной нагрузки	
	$Сco_п$, мг/м^3	$Уш_п$, дБА
Рекреационная территория	4	45
Селитебная территория	5	55
Промышленная территория	20	60

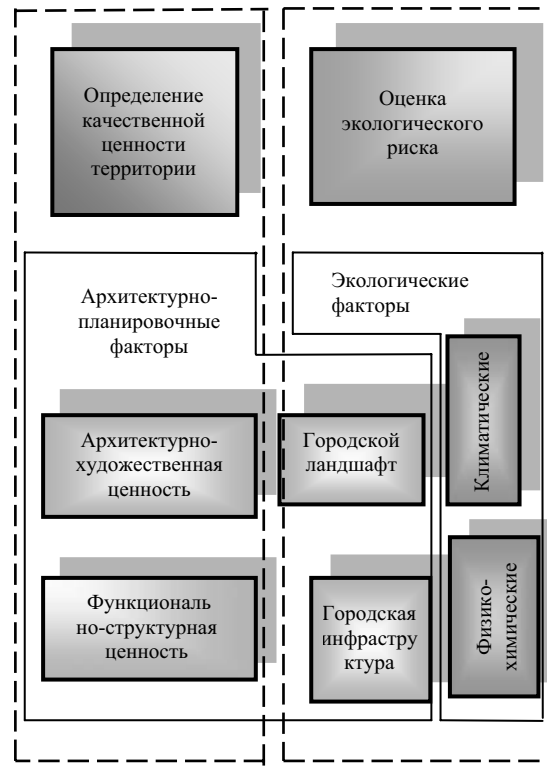


Рис.2. Схема комплексной оценки состояния городской неудобной территории

Следовательно, предложенный метод исследования территорий городских

оврагов, основанный на теории экологических рисков позволяет использовать результаты для градостроительного планирования.

3. ХИМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ЭКОЛОГИЧЕСКОГО РИСКА ГОРОДСКИХ ОВРАЖНО – БАЛОЧНЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Для определения загрязняющих веществ в воздухе использовался маршрутный метод. Исследование проводились в зимнее время года при отсутствии растительного покрова для оксида углерода, и в весеннее время после снеготаяния для метилмеркаптана и сероводорода.

Продолжительность следования по одному маршруту не превышает двух часов. Исследования проводились в рабочие дни с 11.00 до 13.00. Одновременно фиксировались температура, относительная влажность воздуха и скорость ветра в соответствии с РД 52.04.186 – 89. Разовое содержание CO определялось саморегистрирующим прибором ОКА-Т-СО.

Метод определения среднесуточной концентрации метилмеркаптана основан на улавливании его из воздуха пленочным хемосорбентом и фотометрическом определении соединения, образующегося в результате взаимодействия метилмеркаптана с диметил-n-фенилендиамином и хлорным железом в кислой среде.

Определению метилмеркаптана в атмосферном воздухе мешает присутствие сероводорода, поэтому производился последовательный одновременный отбор и метилмеркаптана, и сероводорода.

Содержание изучаемых примесей в атмосферном воздухе и рассчитанные комплексные индексы загрязнения атмосферы (ИЗА) приведены в таблице 2. Комплексные индексы загрязнения атмосферы I рассчитываются по уравнению 1.

$$I_i = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{C_{м.р.}}{ПДК_{м.р.}}\right)^m, \qquad (1)$$

где i – количество загрязняющих веществ; $C_{м.р.}$- максимально разовая концентрация i – го загрязняющего вещества, мг/м^3; $ПДК_{м.р.}$ – максимальная разовая предельно допустимая концентрация, мг/м^3; m – безразмерная константа (для оксида углерода – 0,9; для метилмеркаптана и сероводорода – 1,3).

Таблица 2. Содержание загрязняющих веществ в атмосферном воздухе городских оврагов

Район отбора проб	Точка отбора проб	Содержание компонента, доли ПДК			ИЗА
		Оксид углерода	Метилмеркаптан	Сероводород	
Удаленность от автомагистрали менее 150м	1	0,2	0,5	0,1	0,69
	4	0,4	-	-	0,44
	5	0,6	0,0	0,0	0,63
	6	0,8	-	-	0,82
	16	1,3	0,8	0,5	2,43
	17	1,4	-	-	1,35
	18	1,4	-	-	1,35
	19	1,0	0,0	0,0	1,0
	23	1,1	-	-	1,09
	27	0,8	-	-	0,82
	38	1,5	-	-	1,44
	39	1,3	0,1	0,0	1,32
	46	1,2	0,2	0,1	1,35
Удаленность от автомагистрали более 150м	2	0,4	0,3	,2	0,77
	3	0,4	0,0	0,5	0,85
	7	0,1	-	-	0,13
	8	0,6	-	-	0,63
	9	0,7	-	-	0,73
	10	0,2	-	-	0,23
	11	0,9	-	-	0,91
	12	0,7	-	-	0,73
	13	0,8	0,1	0,6	1,38
	14	0,7	0,5	0,5	1,55
	15	0,6	0,4	0,5	1,34
	20	0,9	0,0	0,1	0,96
	21	0,9	0,1	0,6	1,41
	22	1,2	0,8	0,5	2,34
	24	0,8	-	-	0,82
	25	0,6	-	-	0,63
	26	0,4	-	-	0,44
	28	0,7	-	-	0,73
	29	0,6	-	-	0,63
	30	0,4	,0	0,5	0,85
	31	0,1	0,3	0,5	0,75
	32	0,1	0,1	1,1	1,31
	33	0,3	0,6	0,9	1,72

	34	0,7	-	-	0,73
	35	0,6	-	-	0,63
	36	0,7	0,1	0,3	0,99
	37	0,8	0,0	0,5	1,23
	40	1,0	-	-	1,0
	41	0,7	-	-	0,73
	42	0,4	0,2	0,2	0,68
	43	0,3	0,0	0,1	0,39
	44	0,6	0,0	0,3	0,84
	45	0,9	0,1	0,2	1,08

В соответствии с рассчитанными значениями ИЗА уровень загрязнения атмосферного воздуха на территории городских оврагов можно классифицировать как низкий.

3. ФИЗИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ЭКОЛОГИЧЕСКОГО РИСКА ГОРОДСКИХ ОВРАЖНО – БАЛОЧНЫХ ТЕРРИТОРИЙ

В современных городских условиях одним из наиболее ощутимых негативных факторов воздействия является шум. По источнику возникновения транспортному шуму принадлежит ведущая роль. Рассматривая данную проблему в контексте пересеченного рельефа (овраги, балки, насыпи, карьерные выработки), встает вопрос о разработке методик измерения, получения закономерностей распространения звука, выявление отличий в распространении с равнинным рельефом, отображения шумовых характеристик, а также разработке способов его снижения в контексте теории экологического риска.

В качестве исследуемого параметра принят эквивалентный уровень шума $La_{экв}$ (дБА) транспортных потоков.

Регулируемыми факторами в исследовании также приняты расстояние от источника шума до объекта защиты. Как известно, при выявлении закономерностей формирования шума от транспортных потоков требуется большое количество натурных измерений. Наиболее точным является сплошное одномоментное измерение шума во всех точках измерения. Однако, в связи с необходимостью в этом случае привлечения большого количества измерительной аппаратуры и квалифицированных работников, в работе принят выборочный метод обследования, позволяющий значительно сократить затраты времени и трудовых ресурсов на проведение обследования. Помимо этого транспортной магистрали свойственна изменчивость во времени и пространстве, нестабильность вкладов, составляющих его транспортных средств. В связи с этим, даже при применении сплошного одномоментного обследования, объема репрезентативной выборки для осуществления выборочной корректировки обследования не достаточно.

Измерение шумовых характеристик транспортных магистралей (линейный источник) выполнялось по ГОСТ 20444 – 85 «Шум. Транспортные потоки, методы измерения шумовой характеристики».

В качестве объектов были выбраны следующие типы участков городских оврагов и балок по положению к линейным источникам шума.

1. Участки с прохождением автомагистрали поперек более протяженного направления оврага на высоте 25, 30, 35м.
2. Участки оврага, находящиеся на удалении от линейных источников шума.
3. Участок с прохождением автомагистралей вдоль более протяженного направления оврага по террасированному склону или присклоновому участку.
4. Участок с прохождением автомагистрали по дну оврага, или его отвершка с глубиной оврага на участке исследования 15 – 20м.
5. Участок автомагистрали с равнинным рельефом местности, идентичный по составу и интенсивности транспортного потока.

Измерения шумовых характеристик в овраге проводились по ГОСТ 23337-78 (СТ СЭВ 2600-80) «Шум. Методы измерения шума на селитебной территории и в помещениях жилых и общественных зданий». В частности отсчет уровней звука производился с интервалом 5 – 6с. В каждой точке произведено не менее 360 отсчетов уровней звука. В качестве измеряемого параметра выбирается эквивалентный уровень. Согласно п. 2.12 ГОСТ 23337-78 измерения на селитебной территории производятся не менее чем в трех точках, расположенных на ближайшей к источнику шума границе площадок (вне звуковой тени)

на высоте 1,2 – 1,5 м от уровня поверхности площадок на расстоянии 2м от ограждающих конструкций.

Участки оврагов тип 1.

Участки оврагов и балок, примыкающие к дамбам с расположенными на них линейными источниками шума. Высота дамбы 30м. Грунт задернённый, кустарниковая растительность фрагментарная на склонах и густая на дне оврага. Древесная растительность фрагментарная. Препятствия в виде крупных зданий и сооружений отсутствуют (рисунок 3, 4).

Участки оврагов тип 2.

Участки оврага с нечетко выраженными источниками шума, либо, находящие на значительном удалении от автомагистралей. Застройка свободная разреженная малоэтажная. Грунт задерненный, растительность густая, представлена в основном кустарниками и фрагментарно древесной. Измеряемый параметр – фоновый городской шум в овраге (рисунок 5).

Участки оврагов тип 3.

Участок оврага, примыкающий к линейному источнику шума, расположенного вдоль протяженного направления оврага. Застройка многоэтажная. Грунт – заасфальтированное покрытие, частично газоны, редкая кустарниковая и древесная растительность вдоль автомагистрали. Часть исследуемой территории, переходящая на склон оврага, занята малоэтажной селитебной застройкой. Грунт задерненный, густая древесная и кустарниковая растительность на склонах (рисунок 6).

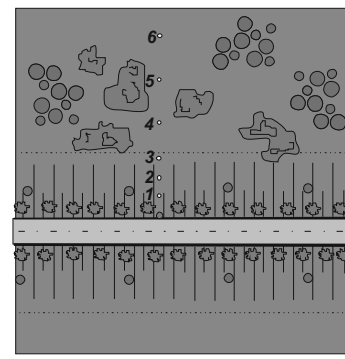
Участки оврагов тип 4.

Участок оврага с расположенным на его дне линейным источником шума. Застройка склонов отсутствует, на бровках и присклоновых участках – малоэтажная селитебная. Фрагментарная кустарниковая растительность (рисунок 7).

Участки тип 5.

Равнинный участок с линейным источником шума по составу и интенсивности потока идентичный участкам на овражно – балочном рельефе. Покрытие – асфальтобетонное, частично газон. Разреженные посадки древесной и кустарниковой растительности. Селитебная застройка строчная, расположенная вдоль автомагистрали, мало и среднеэтажная с разрывами, соизмеримыми с высотой зданий (рисунок 8).

Положение точек измерений на местности, если позволяло покрытие, маркировалось металлическими трубами, забитыми в грунт. На асфальтобетонном покрытии – краской в виде точки. Эксперименты производились сериями по пять раз для минимизации погрешностей, связанных с сезонностью, составом и скоростью автомобильных потоков.



Точка измерения эквивалентного уровня транспортного шума в источнике

Точка измерения эквивалентного уровня транспортного шума в точке

Рядовая посадка низкорослого кустарника вдоль автомагистрали

Свободная посадка низкорослого кустарника

Рядовая посадка деревьев вдоль автомагистрали

Свободная посадка деревьев

Рис. 3 План – схема с точками измерения участка оврага тип 1

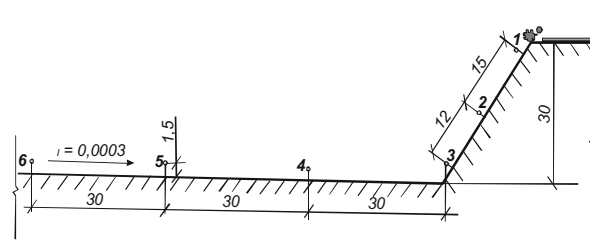


Рис. 4 Разрез с точками измерения шума участка оврага тип 1 (размеры даны в метрах)

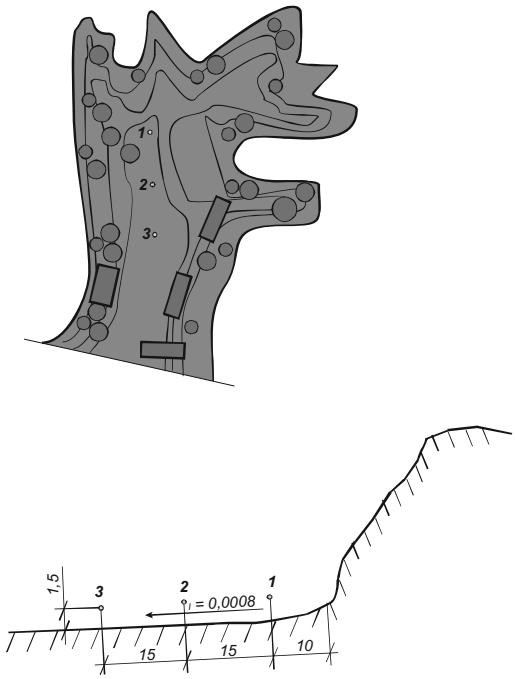
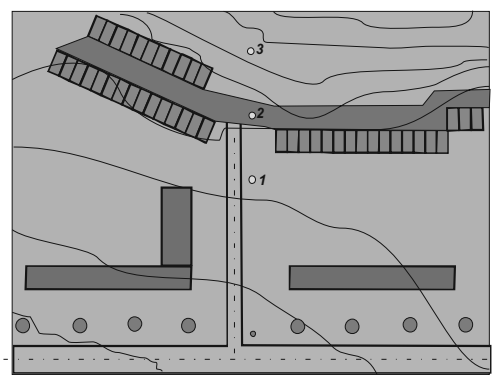


Рис. 5. План – схема и разрез с точками измерения шума участка оврага тип 2 (размеры даны в метрах)



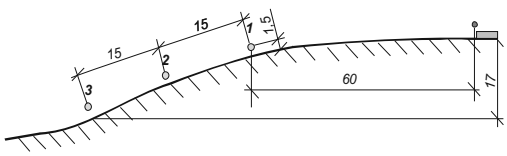
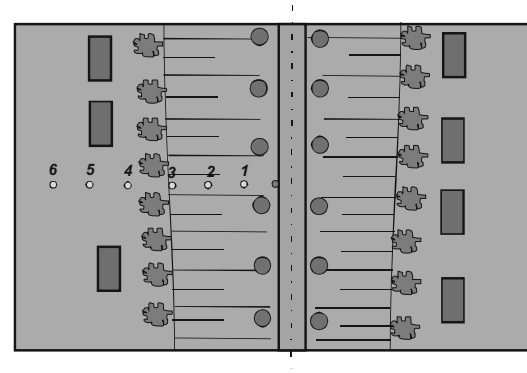


Рис. 6. План – схема и разрез с точками измерения шума участка оврага тип 3 (размеры даны в метрах)



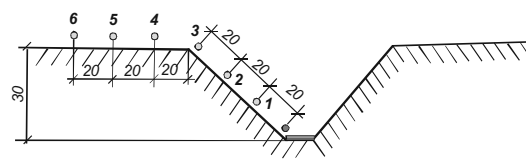


Рис. 7. План – схема и разрез с точками измерения шума участка оврага тип 4 (размеры даны в метрах)

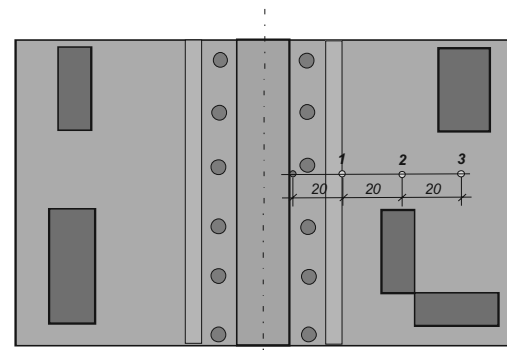


Рис. 8. План – схема и разрез с точками измерения шума равнинного участка тип 5 (размеры даны в метрах)

Обработка результатов измерений проводилась согласно ГОСТ 20444-85 и ГОСТ 2337-78 (СТ СЭВ 2600-80). Данные представлены в таблице 3.

За период с 2002 – 2009 ежегодные исследования проводились на первом типе участка городских оврагов – а именно, для линейных источников, проходящих по дамбе (кроме 2006 года). Для прослеживания динамики изменения уровня шума и возможности использования экспериментальных данных различных лет была составлена таблица 4.

Таблица 3. Результаты измерений транспортных шумов

№ участка	Тип участка	Среднее значение $L'_{экв}$, дБА
1	Линейный источник расположен на высоте 25-30м, поперек протяженной оси оврага	78,2±2,168
2	Линейный источник, проходящий по дну оврага	80,4±2,074
3	Линейный источник, расположенный на террасированных склона, или присклоновых участках	71,4±2,074
4	Линейный источник на равнинном рельефе	79,8±0,837

Таблица 4. Эквивалентный уровень транспортного шума от линейного источника, проходящего по дамбе

Годы	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
$L'_{экв}$, дБА	77,0	78,3	75,1	-	80,9	79,5	78,2

Таблица 5 – Результаты измерения эквивалентного уровня шума для участков городских оврагов

№ уч.	Экв. ур. шума в источнике, дБА	Экв. ур. шума в точках измерения, дБА			Расчетный экв. ур. шума, дБА		
		1	2	3	1	2	3
1	78,2	Точки на склоне дамбы			70,2	55,7	55,2
		74 73 69 71 68	69 70 68 68 69	60 59 58 59 60			
		71,0 ±2,55	68,8 ±0,84	59,2 ±0,83			
		Точки на дне оврага			53,7	53,7	53,7
		4	5	6			
		56 55 53 54 55	45 50 46 48 49	40 43 41 40 42			
		54,6 ±1,14	47,6 ±2,07	41,2 ±1,30			
2	-	40 39 38 40 38	35 39 40 38 39	35 36 35 32 30	-	-	-
		39,0 ±1,0	38,2 ±1,92	33,6 ±2,51			
3	71,4	70 69 71 70 70	68 67 68 66 65	56 62 65 59 60	64,4	52,9	48,9
		70,0 ±0,70 7	66,8 ±1,30 4	60,4 ±3,36 2			
4	80,4	Точки на склоне оврага			78,0	75,2	71,3
		1	2	3			
		76 77 76 74 75	70 72 74 75 74	72 70 69 70 68			
		75,2 ±1,14	73,0 ±2,00	69,8 ±1,48 3			
		Точки на присклоновом участке			67,3	59,8	54,3
		4	5	6			
		59 61 58 60 59	55 56 54 52 50	49 53 48 51 48			
		59,4 ±1,14 0	53,4 ±2,41 0	49,8 ±2,17 0			

Анализируя экспериментальный данные, можно сделать следующие выводы относительно изменения эквивалентного уровня шума от линейного источника, расположенного на дамбе.

1. Характер изменения эквивалентного уровня шума описывается кривой, уменьшающие свои значения по мере удаления от источника

$$y=0{,}0048x^2-0{,}6508x+78{,}358 \quad (2),$$

где y – эквивалентный уровень шума, *дБА*;

x – расстояние от линейного источника шума, расположенного на дамбе, *м*.

2. Существующие методики определения экранирующих свойств рельефа не позволяют получать точные данные об уровне шума на расстояниях, удаленных от источника более, чем на 90м (в плане). Кривая рассчитанных характеристик выходит на плато 53,7 дБА.
3. Измеренный эквивалентный уровень шума в точках, расположенных на склоне дамбы выше, чем рассчитанный (точка с максимальными значениями расположена на расстоянии 24м от источника ей соответствует 13,1 дБА). В точках, расположенных на дне оврага, наоборот, рассчитанные характеристики превышают измеренные (максимум на расстоянии 120м от источника 12,5 дБА).

На территориях городских оврагов с нечетко выделенным источником шума (тип участка №2), либо с внутриквартальными источниками складываются акустически комфортные с санитарно – гигиенической точки зрения условия шумового загрязнения соответствуют фоновым параметрам 33,6 - 39,0 дБА.

Анализ акустической ситуации для участка типа №3, примыкающего к линейному источнику шума показывает, что в отличие от участков оврага типа №1 с линейным источником шума, расположенным на дамбе, в данном случае происходит более плавное снижение эквивалентного уровня шума по мере удаления от источника, как в случае рассчитанных, так и в случае измеренных данных.

Рассчитанная и измеренная кривые имеют тенденцию к плавному понижению, причем фактическая зависимость эквивалентного уровня шума по мере удаления от источника имеет вид:

$$y = 0{,}0088x^2 - 0{,}2182x + 71{,}4, \quad (3)$$

где y – эквивалентный уровень шума, дБА; x – расстояние от источника, м.

Динамика изменения эквивалентного уровня шума на участке оврага, с расположенным на дне линейным источником шума, соответствует кривой, уменьшающие свой значения по мере удаления от линейного источника и описывается функцией:

$$y = 0{,}0012x^2 - 0{,}4623x + 80{,}727, \quad (4)$$

где y – эквивалентный уровень шума, дБА; x – расстояние от линейного источника, м.

Тип участка оврага №4, с расположенным на дне линейным источником шума выполняет экранирующую роль на присклоновых участках, но расположение на них селитебных объектов в данном случае затруднено высоким эквивалентным уровнем шума 80,4 – 71,3 дБА. На равнинном участке экспериментальные и рассчитанные данные эквивалентного уровня шума сопоставимы и имеют тенденцию к плавному уменьшению по мере удаления от источника.

Теория экологического риска для градостроительного планирования была применена на практике для г.Брянска. Это позволило выделить следующие функциональные зоны оврагов: ландшафтный заповедник; транспортная зона; историко-археологический парк музей; рекреационные зоны; “буферные” зоны торгово-делового центра города с организацией кратковременного отдыха и вспомогательных территорий для обслуживания расположенных вдоль оврага учреждений; зоны, подлежащие экологическому восстановлению и застраиваемые территории.

ЛИТЕРАТУРА

Глазовская, М.А. Геохимия природных и техногенных ландшафтов СССР.- М.: Высш. школа, 1988. – 238с.

Колтунов, Н.М. Эколого-ландшафтная организация территорий. – М.: ИК «Родник», 1998. – 128с.

Новиков, В.Г., Дударев А.Я. Санитарная охрана окружающей среды современного города. – Л.: Химия, 1987. – 208с.

Румянцев, Г.И., Новиков С.М. Проблемы прогнозирования токсичности и риска воздействия химических веществ на здоровье населения. // Гигиена и санитария, №6, 1997. – с.13-18.

The correlation of the CO and NO concentration with the traffic volume. Ardelean P., Cuna C., Dunca F. Rom. Repts Phys. 1999. 51, №7-10, p.935-939.

Геотехника и устойчивое развитие

Развитие оползневых процессов в «парковой» зоне города Баку и инженерные методы их стабилизации

Ф.Г.Габибов, Ф.Ш. Мамедов, К.С. Махмудов
Д.А.Кулиев, А.Т.Амрахов
«ГРУНТ GEO -Ltd», г. Баку, Азербайджан

АННОТАЦИЯ: Подробно излагается история развития оползневых процессов в «парковой» зоне г.Баку. Выявлено, что основной причиной оползней является уменьшение прочностных параметров глин из-за техногенного увлажнения. Произведен расчет склона с учетом строящегося здания. Запроектировано свайное противооползневое сооружения и предложена композиционная конструкция фундамента здания

1. ОПОЛЗНИ В «ПАРКОВОЙ» ЗОНЕ

Катастрофические оползневые процессы по склоновых территориях г. Баку наносят ощутимый ущерб бюджету мегаполиса. Оползни в городе Баку не только приводили к разрушениям и повреждениями сооружении, но также приводили к гибели людей.

Исторически связанные с многими геологическими катаклизмами склоновые территории г. Баку ныне подвергаются интенсивному антропогенному и техногенному нагружению, что в отдельных случаях приводит к выходу склонов из равновесного состояния, и следствием этому проявлению катастрофических оползней.

Согласно архивным материалам Министерства Экологии Азербайджанской Республики первые оползневые подвижки в районе ул. М. Гусейна (в то время эта улица называлась Парковая и с тех пор в инженерно-геологической карте г. Баку эта территория отмечается как «парковая» оползневая зона) были зафиксированы еще в 1943 году. Затем после временной стабилизации повторные, более значительные оползневые смещения повторились в 1946 году. Следствием этих оползней явились повреждения здании на ул. М. Гусейна, разрушения подгорной стенки над тротуаром, повреждение канализационного коллектора вдоль улицы и образование вала выпирания на ней.

Причиной оползневых смещений 1943-1946 гг. явилась переувлажнение грунтов склона, вызванное поливом огородов, расположенных на склоне, и неканализированным сбросом воды воинской частью, которая в те годы располагалось на рассматриваемом склоне. Специалисты, проводившие исследования и наблюдения за склоном а «парковом» зоне отмечают, что после ликвидации вышеуказанных источников увлажнения с 1946 по 1952 годы новых оползневых смещений на склоне не отмечалось. Это свидетельствовало о том, что основной причиной явилось техногенное увлажнение грунтов и подрезка склона в процессе расширения ул. Парковая (ныне М. Гусейна) и производство на территории строительных работ.

Потенциальная угроза оползневых процессов на рассматриваемом склоне существовала всегда благодаря крутизне склона (25^0-30^0), падению пород по напрявлению склона под углом 9^0-14^0, сложенности склона с дневной поверхности слоистыми глинистыми грунтами значительной мощности , склонными к потере устойчивости при благоприятных условиях (замочка, подрезка склона, природная и техногенная динамика, нагрузки от сооружений).

3 февраля 1979 г. было зафиксировано значительное оползневое смещение на территории больницы №1, занимающей в юго-восточной краевой части Бакинской мульды выровненную поверхность, которая

является верхней частью «парковой» оползневой зоны. 4 и 5 февраля 1979 г. стали оконтуриваться нижние языковые границы оползня в виде бугров выпирания заасфальтированной поверхности на ул. М. Гусейна, протяженностью 50-80 м.

Следует отметить почти полное совпадение границ выпирания оползней сороковых годов и оползня 1979 г. Это говорит о том, что нижняя языковая граница оползня на расширилась, не продвинулась вниз по склону. За период с 1943 года оползень продвинулся только вверх.

На оползневом участке, начиная с 5 февраля 1979 г, были проведены инженерно-геологические исследования, выразившиеся в проходке скважин на оползневом теле и вне его на значительной площади, оконтуривающей оползень выше бровки срыва на 100-150 м и ниже языковой части на 20-50 м всеми скважинами на оползневом теле были установлены глубины линии скольжения и глубины известняка , который в некоторых случаях выступал в качестве плоскости по которой смещался оползень.

Вследствие активизации оползня в 1979 г. на всем склоне ниже больницы №1 и до ул. М. Гусейна появились трещины шириной от 1-3 см до 30-40 см, глубинной 7-11 см и длиной от десятков метров до 100 м и более. В 40 м ниже больницы произошел провал (бровка срыва оползня) глубиной до 2,5 м при ширине 3-4 м. Здесь же, в верхней стенке срыва, образовался выход верховодки с расходом 2,5-3,0 $м^3$/сут.

В нескольких местах на стенах северо-восточного крыла здания больницы наблюдались трещины (от волосяных до 3-4 мм шириной). В трех местах обрушился забор больницы в суммарном протяжении до 20 м, а остальная часть забора (кроме южной и западной) была покрыта сетью трещин различного направления и ширины. По ул. М. Гусейна трещиноватостью были поражены стены более 20 домов, была сильно деформирована подпорная стена вдоль оползневого склона. Наблюдались значительные деформации асфальта.

Исследования, выполненные на оползневом склоне в 1979 г. позволили установить, что основной причиной активизации оползня явилось переувлажнение грунтов склона за счет чрезмерного полива зеленных насаждений как на самом склоне, так и на участках, расположенных гипсометрически выше, утечек из водопроводного–канализационных сетей из резервуаров пресной воды больницы №1.

Мощность глинистых образований верхнеапшеронского подъяруса, в которых происходят оползневые процессы, колеблется в пределах 2,0-20,0 м, однако, в пределах оползневого тела до подстилающих известняков колеблется в пределах 11,5-19,3 м.

В коленках и разрезах основная масса оползневых, надоползневых и подползневых образований показывается как глины, однако, лабораторные исследовании показали ,что они остаются к суглинкам тяжелым и чаще даже к легким. Такое несоответствие объясняется значительными присутствием нелегко песка в виде волосных прослойков.

Лабораторные исследование глинистых грунтов на срез показали высокие значения угла внутреннего трения 30^0-36^0, но в ряде образцов угол внутреннего трения был ниже 16^0-22^0. Такая же картина наблюдалась и в значениях силы щекления, изменяющейся в пределах 0,1-0,85 кг/$см^2$.

Большие колебания прочностных параметров являются, возможно, следствием структуры глинистого пласта, в котором чередуются мелкие прослойки песков. В сдвиговом приборе, если линия среда попадает в песчаную прослойку прочностные параметры получаются высокие, если же линия среда попадает в глину, то здесь прочностные показатели минимально.

Кроме этого надо отметить тот факт, что апшеронские глины имеют склонность при длительном увлажнении резко терять прочность. При лабораторных исследованиях этот факт надо учитывать, и увлажнять образцы грунта не менее 30 суток.

По 12 монолитам после основного сдвига производились повторные сдвиги методом «плашка по плашке». Здесь угол внутреннего трения колебался в пределах 16^0-31^0, а сила сцепления колебалась в пределах 0,08-0,5 кг/$см^2$.

Глинистые грунты оползневого района по данным опытных наливов в шурфы обладают коэффициентом фильтрации, равным 0,72м/сут., а согласно лабораторным

определениям на монолитах выражается 0,12-0,31м/сут. в горизонтальном направлении (параллельно слоистости) и 0,008-0,07м/сут. в вертикальном направлении (перпендикулярно слоистости).

2. РАСЧЕТ ОПОЛЗНЕОПАСНОГО СКЛОНА

В настоящее время склон в «парковой» зоне имеет укрепление в виде подпорной стенки из каменной кладки (см. фото на рис. 1). На этой стенке имеются в основном вертикальные трещины (см. фото на рис. 2) в количестве около 20, что характеризует нахождение склона на пределе устойчивости.

В 2007 году в продолжении «паковой» зоны на склоне ниже ул. М. Гусейна было принято решение о строительстве 11 этажного здания (2 этажа подземных). В связи с этим в зоне строительства были проведены необходимые инженерно-геологические изыскания. На основе объединения исследований проведенных в 1979г. и 2007г. были построены два расчетных профиля, для определения коэффициента устойчивости склона с учетом нагрузки от строящегося здания, принятым равным 2 кг/см^2.

При переходе на расчетные профиля уровень грунтовых вод на ул. М. Гусейна был преднамеренно поднят до нижней части, предрасположенного к потере устойчивости, глинистого слоя.

Рис. 1. Фотоснимок подпорной стенки с ул. М. Гусейна.

Рис. 2. Фотоснимок одной из трещин подпорной стенки.

Расчетные характеристики грунтов приведены в таблице 1.

Расчеты устойчивости и оползневого давления склона по профилям 1-1 и 2-2 проводились по методам GLE и конечных элементов. Результаты расчетов при 8 балльной сейсмике приведены в таблице 2.

Как видно наименьший показатель коэффициента устойчивости склона наблюдается в расчетном профиле 1-1 по методу GLE. Расчетная схема показана на рис.3.

Таблица 1.

Название грунтового слоя	Объемный вес, г/см^3	Сила сцепления, кг/см^2	Угол внутреннего трения, град.
Песок мелкий, пылеватый (ИГЭ-1)	1,62	0,01	35
Техногенная насыпь (щебень, галька, песок) (ИГЭ-2)	1,80	0,01	30
Супесь легкая (ИГЭ-3)	1,85	0,13	24
Суглинок местами пылеватый (ИГЭ-4)	1,90	0,20	18
Глина песчанистая с тонкими прослоями песка и известняка (ИГЭ-5)	2,06	0,08	16
Известняк детрусовый,крепкий (ИГЭ-6)	2,30	10,6	44

Таблица 2.

Расчетный профиль	Метод расчета	Коэффициент устойчивости	Оползневое давление
1-1	GLE	0,741	1324,27
2-2	GLE	0,981	874,14
1-1	МКЭ	0,845	421,24
2-2	МКЭ	1,060	527,17

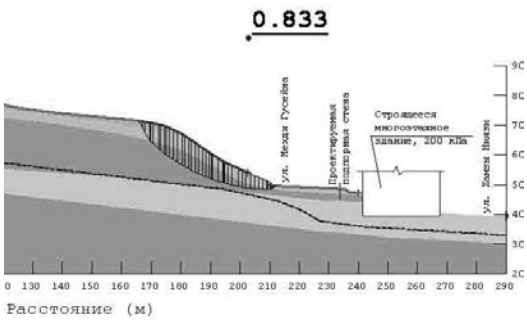


Рис. 3. Расчетная схема склона (профиль 1-1) по методу GLE.

Самое большое значение давления набухания получено в профиле 1-1 по методу GLE. Усредняя показатели максимальных оползневых давлении и учитывая принятые запасы как по расчетным коэффициентам, так и по прочностным показателям, значение максимального оползневого давления можно принять в пределах 100 кН/м (100 тонн на 1 погонный метр)

3. РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ СТАБИЛИЗАЦИИ СКЛОНА

На основании анализа состоянии оползнеопасного склона и состояния существующей подпорной стены было решено запроектировать новое противооползневое сооружение. конструкция в виде свайного противооползневого сооружения располагается на месте старой подпорной стеки. расчеты максимальных напряжений перемещений и усилий по выбранной оптимальной схеме и модели противооползневого сооружения выполнены по программе PLAXIS. противооползневое сооружение состоит из двух рядов свай, расположенных в шахматном порядке и заглубленных в известняковый слой. длина свай 8 м, диаметр 1,2 м, шаг свай в ряду 3,0 м и расстояние между рядами свай – 2,5 м. толщина ростверка 1,2 м, а высота козырька сооружения 3,0 м.

Для строящегося здания авторами была разработана нетрадиционная конструкция фундамента. здесь для предотвращения значительной срезки, армирующего склон, известнякового слоя и выполнения условий защемления здания в грунтовом основании было сделано следующее. железобетонный верхний слой фундамента соединяется сваями шпонами с нижним скальным слоем. получается композиционный фундамент в виде слоеной конструкции из соединенных железобетонного и известнякового монолитного скального слоя. за основание здания принимается глинистый массив, расположенный ниже известняка. как показали расчеты устойчивость сооружения с вышеуказанной конструкцией фундамента обеспечена.

Разработка конструкций фундаментов с использованием утилизированных покрышек

Ф.Г. Габибов, Р.А. Мамедли
Азербайджанский НИИ строительства и архитектуры
г.Баку, Азербайджан

АННОТАЦИЯ: Приводятся конструкции круглых многоступенчатых и ленточных фундаментов, выполненных из утилизированных покрышек. Приводится контактная задача взаимодействия полукруглого фундамента с основанием. Обосновывается эффективность фундаментов, изготовленных с помощью утилизированных покрышек.

1. ВВЕДЕНИЕ

Основным, наиболее массовым видом отходов общественного потребления являются утилизированные автомобильные покрышки. В мире на производство автомобильных покрышек расходуется половина производимых синтетических и натуральных каучуков (более 15 млн. тонн в год) и в конечном итоге все производимые покрышки через определенное время попадают в отходы. Время эксплуатации автомобильных шин меньше, чем время эксплуатации большинства резиновых изделий.

Объем образования утилизированных автомобильных покрышек огромен, например в США их образуется до 18 млн. тонн, в Японии 750 тыс. тонн в год.

В мире применяют различные технологии по переработке утилизированных автомобильных покрышек. В этих технологиях предусмотрено исследование утилизированных автомобильных покрышек для получения энергии путем сжигания, измельчения покрышек для получения резиновой крошки, порошка и регенерата.

Доля утилизированных покрышек с металлокордом в настоящее время превышает 50% от их общего количества.

В мега-городах утилизированные покрышки составляют значительную часть отходов. Полигоны, на которых их содержат, занимают большие площади. В связи с этим рациональное использование утилизированных металлокордных покрышек позволяет решить одну из актуальных экологических проблем мега-городов.

Целые утилизированные покрышки используются при устройстве искусственных рифов, служащих местом обитания рыб и устриц. Морская вода при этом не загрязняется.

Утилизированные покрышки также используются при укреплении склонов от эрозионных процессов. Имеется много изобретений, в которых целые и расписанные утилизированные покрышки используются при конструировании различных гидротехнических, дорожных и природоохранных сооружений.

Очень интересны разработки, связанные с использованием утилизированных покрышек при проектировании и конструировании фундаментов различных сооружений. В этих случаях используются трудноперерабатываемые утилизированные покрышки с металлокородом.

2. ИЗВЕСТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

Первые конструкции фундаментов из утилизированных покрышек были разработаны более 20 лет назад в Азербайджанском

научно-исследовательском институте инженером Ф.Г.Габибовым.

Конструкция сейсмостойкого фундамента (1989) для зданий 1 жесткой конструкционной схемы, состоящей из основных свай 2, объединенных поверху высоким ростверком 3 с помощью шарниров 4 и дополнительных свай 5, выполняющих роль упругих ограничителей колебаний (см. рис.1). Оголовки свай располагаются в полости жесткоприкрепленных одной из торцевых сторон к нижней части ростверка утилизированных металлокордных покрышек 6.

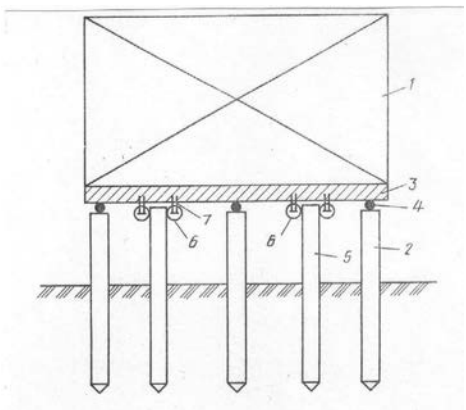


Рис.1. Сейсмостойкий фундамент.

При попадании конструкции здания в зону резонансных колебаний возрастает амплитуда и в работу включаются дополнительные сваи 5. Конструкция за короткий промежуток времени, за счет наличия прочных резиноармированных стаканов 6 и отсутствия зазора между элементами ограничителей, амортизационно меняет свою жесткость и автоматически выходит из резонансного режима. Амортизационный выход из резонансного режима, а также дополнительное упругое сопротивление горизонтальному перемещению конструкции не только предупреждает развитие недопустимых деформаций в основных связях, но и предотвращает возможность возникновения ударных воздействий в конструкциях ограничителей.

Конструкция виброизолированного фундамента с использованием утилизированных покрышек (1992) включает заполненную сыпучим материалом 2 оболочку 1 и башмак 3, размещенный в оболочке с зазором относительно ее боковых стенок и частично заглубленный в сыпучий материал (рис.2). Боковая поверхность башмака в зоне его заглубления в сыпучий материал выполнена скошенной под углом, не превышающим угла внутреннего трения сыпучего материала. Оболочка 1 выполнена из утилизированной покрышки, имеющей на внутренней поверхности щель 4, причем диаметр башмака 3 равен внутреннему диаметру оболочки 1.

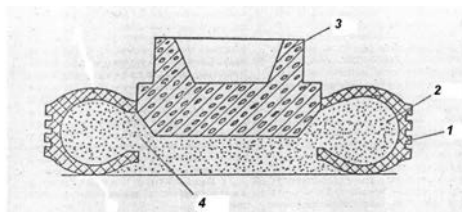


Рис.2. Виброизолированный фундамент.

Передаваемая от башмака 3 нагрузка, благодаря его скошенной боковой поверхности, через сыпучий материал 2 передается на фланцы и на боковую поверхность оболочки – покрышки 1. За счет этого значительно повышается несущая способность фундамента, а также достигается демпферное гашение динамических нагрузок.

В способе возведения арочного фундамента (1992) в траншею 1 с полукруглой поверхностью устанавливается кондуктор 2, выполненный из распиленной пополам утилизированной покрышки от большегрузных автомобилей (см.рис.3). Сверху кондуктор 2 покрывается гибким полотнищем 4, выполненным из протекторной обрезки утилизированной покрышки. Полотнище 4 закрепляется на упорах 3, роль которых выполняют концы кондуктора 2. Грунт 5 обратно засыпается на гибкое полотнище 4 с уплотнением, а образовавшаяся полость внутри кондуктора 2 заполняется бетоном.

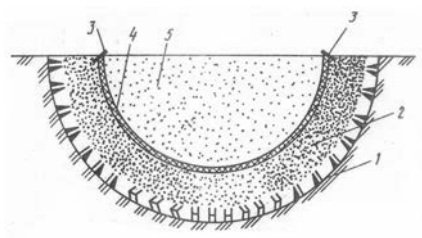


Рис.3. Арочный фундамент.

Эффективность указанного способа заключается в удешевлении и упрощении производства работ путем выполнения несъемного кондуктора из отходов, специфические свойства которых также обеспечивают гидроизоляцию и сейсмоизоляцию арочного фундамента.

Монолитный ленточный фундамент повышенной гибкости (1992) состоит из укладываемых в предварительно подготовленную полуцилиндрическую траншею 1 утилизированных покрышек 2, разрезанных пополам, в которые установлена арматура 3 и заливается бетон 4 (см. рис.4). Боковины 5 полупокрышек образуют разрезы 6 в теле фундамента., которые заполнены прокладками из резиноармированного упругого материала.

Полученный ленточный фундамент обладает повышенной упругой гибкостью при любых видах осадки или набухания основания и сейсмических воздействиях. Также достигается гидроизоляция фундамента.

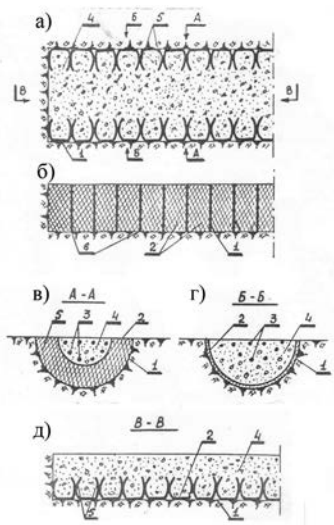


Рис.4. Ленточный фундамент повышенной гибкости: а) вид сверху; б) вид с боку; в) разрез А-А; г) разрез Б-Б; д) разрез В-В.

Ю.Ф.Боданов (2005) предлагает для малоэтажных жилых домов использовать упругие амортизирующие фундаменты из утилизированных покрышек от грузовых автомобилей. Покрышки укрепляют на бетонной плите, как это показано на рис. 5. Они гасят колебания грунта, не пропуская сильных толчков.

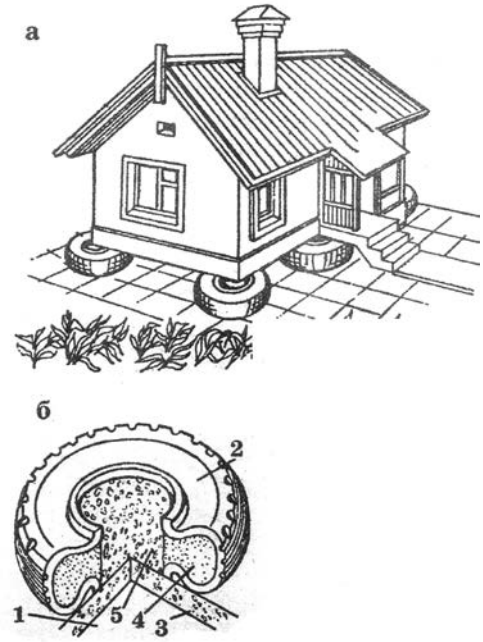


Рис. 5. Фундамент из утилизированных покрышек: а) общий вид дома;
б)конструкций фундамента;
1- утрамбованный грунт основания;
2- покрышки; 3 - бетонная плита; 4 - песок; 5 - гравий.

3. КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОЛУКРУГЛОГО ФУНДАМЕТА С ОСНОВАНИЕМ

Контактное взаимодействие фундамента с полукруглой поверхностью с упругим основанием можно описать двумя наиболее употребляемыми моделями Э.Винклера и В.З.Власова.

Пусть известно дифференциальное уравнение для описания деформирования упругой системы

$$DL_1 w = L_2 F, \qquad (1)$$

где D – параметр жесткости; L_1 и L_2 – линейные дифференциальные операторы, вид которых определяется принимаемой теорией расчета упругой системы; w (α_1, α_2) - компонента перемещения срединной поверхности или нейтральной оси; F (α_1, α_2) - внешняя нагрузка; α_1, α_2 - безмерные координаты.

При взаимодействии системы с упругим

основанием внешняя нагрузка в i-й области контакта Ω определяется формулой

$$F = Q - p', \quad (2)$$

где Q – заданная внешняя нагрузка; p′ - реактивная нагрузка в i-ой области Ω_I, выражение для которой зависит от модели основания

$$p' = L_3 w; \ i = 1, 2,\ldots, N ; \quad (3)$$

N – число областей контакта, вне зоны контакты F = Q.

Для упругих оснований, описываемых моделями Э.Винклера и В.З.Власова, соответственно имеем

$$p' = C_i w_1, \quad (4)$$

$$L_2 = C_{11} - C_{21} . \quad (5)$$

Здесь C_{ki} – коэффициент постели упругого основания.

Общие решение уравнения (1) ищем в виде

$$w = w_1 + w_2, \quad (6)$$

где ϖ_1 – известное решение однородного уравнения,

$$DL_1w_1 = 0 \quad (7)$$

Для свободной от нагрузки упругой системы, а w_2 – решение неоднородного уравнения,

$$DL_1w_2 = L_1 F, \quad (8)$$

определяемое характером нагружения системы и моделью для описания контактного взаимодействия.

4. КОНСТРУКЦИЯ КРУГЛОГО МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

В строительстве зданий широкое применение находят монолитные железобетонные фундаменты под колонны. Эти фундаменты в плане в основном имеют квадратную и прямоугольную форму. Фундаменты, имеющие в плане круглую форму на практике применяются редко. Так как это связано с трудностями изготовления круглой в плане опалубки.

В Азербайджанском НИИ строительства и архитектуры разработана конструкция круглого монолитного фундамента под колонны.

Несъемная опалубка (см.рис.6) для бетонирования ступенчатых круглых фундаментов под колонны состоит из опалубочных тороидальных блоков 1 и 2 башмачной части и тороидального блока 3 подколонника 5. Блоки, выполненные из утилизированных покрышек различного диаметр,. фиксируются при помощи штырей 4, которые установлены на поверхности нижележащего блока через 120° по окружности на линии соприкосновения с вышележащим блокам.

В полость образованной опалубки устанавливается и фиксируется арматура. Сверху опалубки крепят пустотообразователь 5, после этого полость опалубки заполняется бетонной смесью. Когда бетон затвердевает пустотообразователь 5 снимается и фундамент готов для дальнейшего монтажа конструкций.

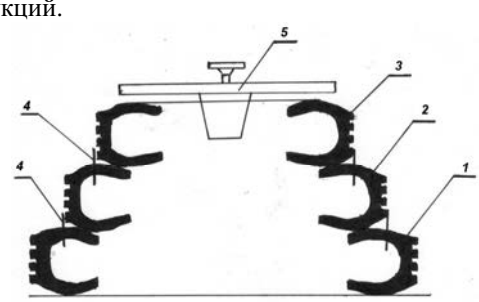


Рис.6. Круглый монолитный фундамент.

При подборе утилизированных покрышек площадь, занимаемая самой нижней покрышкой, которая формирует нижнюю ступень фундамента, должна соответствовать расчетному условию:

$$F_{н.п.} \geq F_р = \frac{N_П}{H_{ср}\left(R^H - \gamma_{ср} H\right)} \quad (9)$$

где $F_{н.п.}$ – площадь занимаемая нижней покрышкой; $F_р$ – расчетная площадь подошвы фундамента; R^H – нормальное давление

на грунт основания; $N_п$ – приведенная продольная расчетная сила; $\gamma_{ср}$ - средний объемный вес грунта; H – глубина заложения фундамента от поверхности пола.

Несъемные опалубочные блоки из утилизированный покрышек в готовом фундаменте выполняют роль гидроизоляции и сейсмоизоляции.

В рассматриваемом фундаменте получается еще один существенный эффект. На контактной поверхности нижняя покрышки своим боковым фланцем образует кольцевую легкодеформируемую прокладку. Она перераспределяет давление на подошве фундамента и тем самым повышает его несущую способность.

5. РАЗРАБОТКА НОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Среди инновационных типов фундаментов перспективными с точки зрения экономии материала являются ленточные фундаменты с ломанным очертанием опорных плит. Как отмечают С.И.Евтушенко и Т.А.Крахмальный (2008) большая эффективность этих конструкций обусловлена увеличением отношения периметра фундамента к его площади (это приводит к увеличению коэффициента постели); изменением контура краевой зоны, что приводит к появлению в грунтовом основании « арочного эффекта» и более полному использованию несущей способности основания фундаментов; кроме того, зоны пластических деформаций оснований под фундаментами с ломанным очертанием опорных плит меньше, чем под эквивалентными сплошными фундаментами.

Авторами разработан ленточный фундамент с волнистым очертанием опорных плит. Эта конструкция (рис.7) формируется из пристыкованных в плане друг к другу утилизированных металлокордных покрышек 1 одинакового типоразмера. Которые заполняются бетоном 2 и имеют выпуски арматуры. По верху круглые плиты объединяются железобетонным поясом 3. Из-за своей оригинальной конфигурации и специфичных механических свойств несъемных опалубок из утилизированных покрышек рассматриваемый фундамент не только имеет повышенную несущую способность, но и приобретает свойства сейсмоизоляции и гидроизоляции.

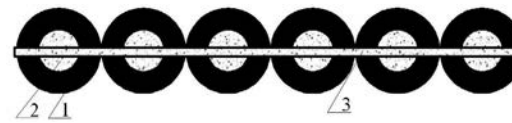


Рис.7. Ленточный фундамент с волнистым очертанием.

Другая разработка авторов – это ленточный фундамент с поперечным профилем из двух смыкающихся полуокружностей (рис.8). Данная конструкция формируется из не до конца распиленных пополам утилизированных автопокрышек 1 , которые в развернутых состоянии укладывается в заранее изготовленное грунтовое ложе 2. В полости покрышек устанавливается арматура 3 с вертикальными выпусками 4. Затем в эти полости заливается бетон 5. После набора бетоном прочности изготовляется железобетонный пояс 6, арматура 7 которого связана с вертикальными выпусками 4. Данная конструкция обладает оригинальной опорной конфигурацией и эластичной демпферной гибкостью в продольном и поперечном направлениях. Этот фундамент очень эффективен для просадочных грунтовых оснований 1-го типа в сейсмически активных районах.

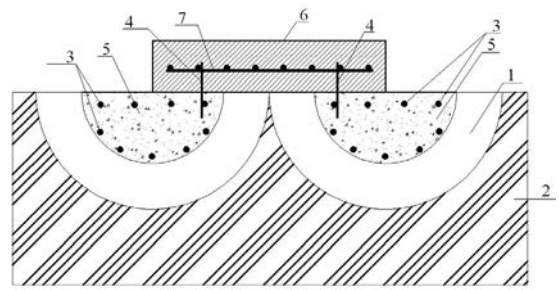


Рис.8. Ленточный фундамент из двух смыкающихся полупокрышек.

6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленные разработки можно эффективно использовать при фундировании зданий от 2 до 12 этажей различного назначения, возводимых в мега-городах, расположенных в сейсмически активных регионах.

7. ЛИТЕРАТУРА

Габибов, Ф.Г., 1989, Сейсмостойкий фундамент. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1486573

Габибов, Ф.Г., 1992, Фундамент. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1730364.

Габибов, Ф.Г., Туркия, А.В., 1992, Способ возведения арочного фундамента. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1735498

Габибов, Ф.Г., Туркия, А.В., Кулиев, Д.А., 1992, Фундамент. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1744200.

Боданов, Ю.Ф.. 2005. Фундаменты от А до Я: Строительство и ребмонт фундаментов. Планировка. Технология. Материалы. М., ООО ИКЦ «Лада», 224 с.

Евтушенко, С.И., Крахмальный, Т.А., 2008, Разработка новых конструкций протяженных фундаментов, эффективно использующих несущую способность основания. Вестник Волгоградского архитектурно-строительного университета., Серия: «Строительство и архитектура», Выпуск-10 (29), с. 122-127.

Геотехническое обоснование развития современной инфраструктуры городов Дальнего Востока

С.А. Кудрявцев, Р.Г. Михайлин, Т.Ю. Вальцева
Дальневосточный государственный университет путей сообщения, Хабаровск, Россия

Ю.Б.Берестяный
Научно-Внедренческое Предприятие «ДВ-Геосинтетика», Хабаровск, Россия

АННОТАЦИЯ: Для повышения качеств свойств слоев дорожной одежды и покрытий на автомагистралях городов Дальнего Востока успешно используются усиливающие и перераспределяющие элементы из геосинтетических интегральных геоматериалов. Расчетно-обоснованные геотехнические конструктивные и технологические меры позволяют значительно уменьшить стоимость всех основных работ и выдерживать высокие темпы строительства и реконструкции автомобильных дорог городов в короткие теплые времена года для Дальневосточного Федерального Округа.

1. ВВЕДЕНИЕ

Вопросы развития мегаполисов и мегагородов непосредственно связаны с развитием и улучшением инфраструктуры, т.е. ее технического состояния, параметров пропускной способности и расширением сети современных автомобильных дорог и строительством тоннелей и эстакад. В рамках Федеральной Целевой Программы по подготовке к саммиту азиатско-тихоокеанского экономического сообщества (АРЕС) в 2012 в г. Владивосток эти сооружения на Дальнем Востоке России строятся с опережением и являются основой строительства зданий и сооружений этого крупнейшего мероприятия всего региона.

Основные сложности принятия комплексного решения развития современной инфраструктуры связаны с плотностью застройки, высокой интенсивностью движения автомобилей и наличием множества коммуникаций залегающих достаточно неглубоко от поверхности сооружений. Без расчетного геотехнического обоснования строительства и реконструкции невозможно принятие рационального и экономичного решения по дальнейшему развитию инфраструктуры городов.

Для городов южной части Дальнего Востока России (Хабаровска и Владивостока) все основные задачи успешно решаются с 2004 г благодаря взаимовыгодному сотрудничеству геотехников, проектировщиков и руководителей администраций городов Хабаровска и Владивостока.

Для улучшения свойств слоев дорожной одежды и покрытий на автомагистралях городов Дальнего Востока успешно используются усиливающие и перераспределяющие элементы из геосинтетических интегральных геоматериалов. В конструкции дорожной одежды они создают элемент «псевдоплиты», образуемой в щебенистых средах интегральными силовыми георешетками с жесткими узлами и ребрами прямоугольного сечения. В качестве композитообразующего и армирующего материала используется интегральные георешетки, как материалы, способные в наибольшей степени проявлять эти свойства.

2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для подбора оптимального соотношения мощности слоев дорожной одежды и рекомендуемых к использованию в конструкциях геосинтетических материалов к рассмотрению принималось несколько вариантов усиления. В предпроектных исследованиях работы усиленных конструкций земляного полотна автомобильных дорог под нагрузками интенсивностью до 100 кН/ось от автомобилей использовался программный комплекс «FEM models», разработанный

геотехниками ЗАО «НПО «Георекострукция-Фундаметпроект» г. Санкт-Петербург. Комплекс позволяет решать одновременно теплофизические и напряженно-деформированного состояния задачи для сооружений и их оснований в пространственной постановке и упругопластической стадии работы.

автодороги в целом при их усилении современными геоматериалами.

При рассмотрении поставленных задач было проведено численное моделирование напряженно-деформированного состояния конструкций участка Федеральной автромагистрали «Амур» без усиления и с усилением интегральным геоматериалом с нагрузкой

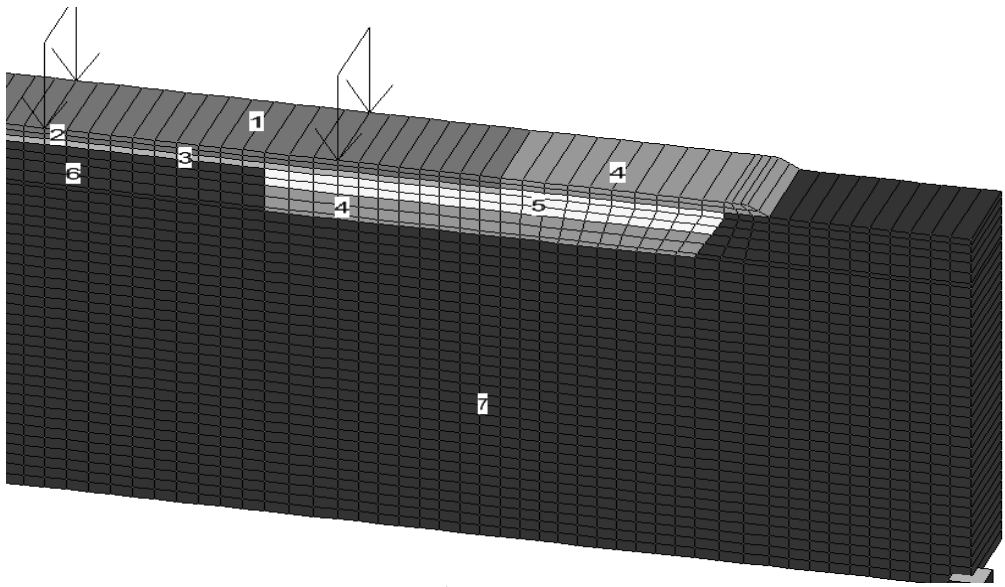


Рис. 1 Расчетная схема:
1,2,3,4,5 - материалы дорожной одежды автомагистрали: 6,7 – суглинок тугопластичный.

В результате анализа различных вариантов усиления методами численного моделирования методом конечных элементов сооружений под воздействием постоянных и временных нагрузок определены приоритетные элементы конструкций и места установки георешеток. Выявлены критерии оценки основных требований к конструкциям

на ось автомобилей до 100 кН.

На рис. 1 представлена расчетная схема конструкции земляного полотна уширения проезжей части участка автомагистрали г.Хабаровске при двухуровневом усилении: уширяемой части автодороги интегральной георешеткой SS-30 и сопряжения в зоне примыкания к существующей автодороге

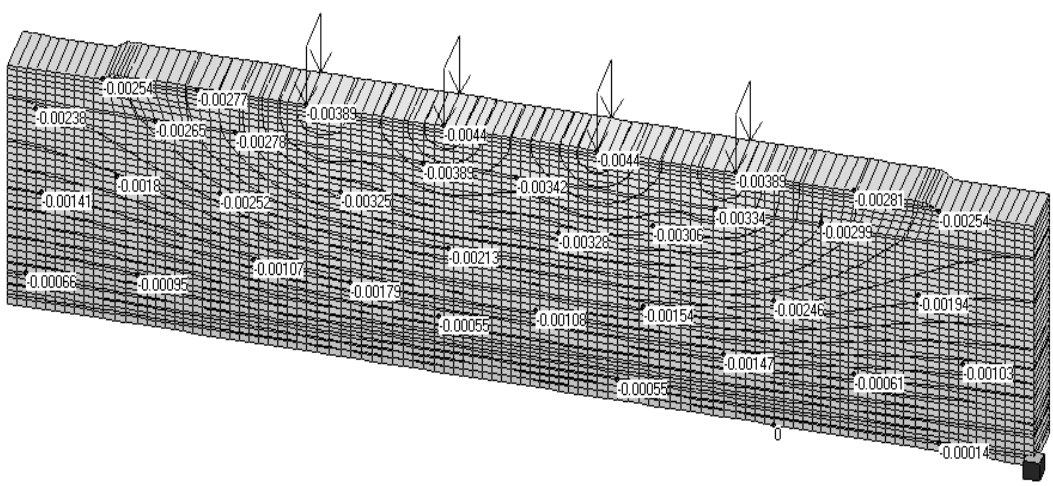


Рис. 2. Изолинии вертикальных деформаций

геоматериалом AR-G с усилением асфальтобетона проезжей части.

На рис. 2 показаны изолинии вертикальных деформаций конструкции земляного полотна автомагистрали с двухуровневым усилением интегральным геоматериалами. Наибольшие значения упругих вертикальных деформаций под заданными нагрузками реализуются на контакте колёс автотранспорта с поверхностью асфальтобетонного покрытия и составляют до 4,4 мм Результаты показали, что величины деформации дорожной одежды находятся в пределах допустимых значений для данного класса сооружений. Нижняя граница сжимаемой толщи вертикальных деформаций находится на глубинах 2,3-2,6м от поверхности, т.е. там же, как и в стандартной конструкции без усиления.

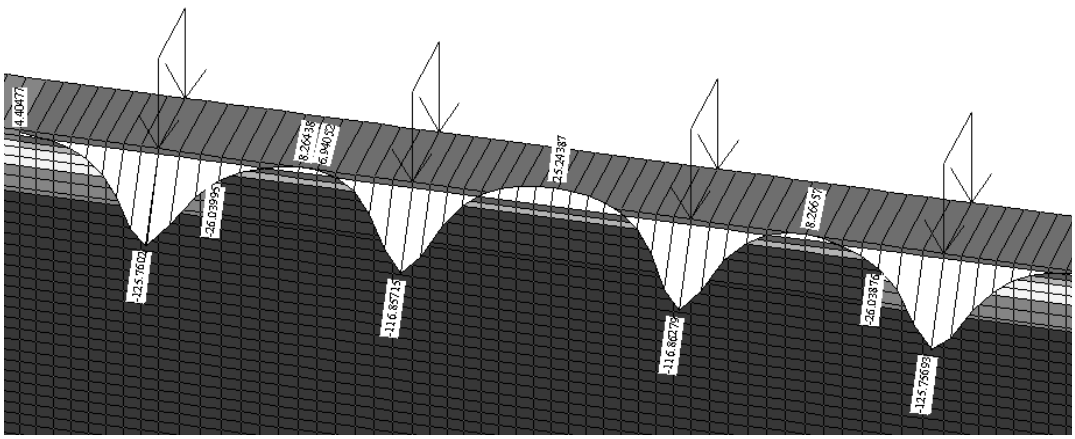


Рис. 3. Эпюра горизонтальных напряжений в верхнем слое геоматериала

На рис. 3 приведена эпюра горизонтальных напряжений в георешетке, значения которых значительно ниже предельных величин на разрыв данного материала. Максимальные растягивающие и сжимающие напряжения в верхнем и нижнем слоях интегральной двухосной георешётки при приложении точечных нагрузок (рис. 17, 18) могут достигать соответственно 125,8 и 11,3 кН

3. ВЫВОДЫ

1. Рассматриваемые конструкции реконструкции участка автодороги с использованием для их усиления двухосных интегральных георешеток обеспечивают несущую способность и эксплуатационную надежность сооружений, а также выдерживать высокие темпы строительства и реконструкции автомобильных дорог городов в короткие теплые времена года Дальневосточного Федерального округа.

2. Расчетные величины упругих деформаций конструкций под нагрузками соответствуют требованиям действующих нормативных документов.

3.Усиление конструкций элементами интегральных геоматериалов позволяет уменьшить мощность слоев дорожной одежды в зонах уширения до 50%.

4.При воздействии автомобильных нагрузок напряжения в стандартной конструкции дорожной одежды, возникающие в верхнем слое асфальтобетона превышают предел прочности, что способствует износу покрытия с образованием колейности.

5.Интегральный геоматериал, перераспределяя вертикальные напряжения от нагрузок в горизонтальную плоскость, существенно улучшает свойства дорожных покрытий.

6.Верхний и нижний слой интегральной георешетки в усиленной конструкции усиливает зону перепада жесткости сооружения при уширении дороги и уменьшает мощность слоев дорожной одежды в пространстве уширения.

7.Использование в конструкциях интегральных геоматериалов обеспечивает рациональность из-за уменьшения объемов земляных работ и потребности в инертных материалах и увеличении долговременной прочности конструкций дорожной одежды в период эксплуатации.

4. ЛИТЕРАТУРА.

1. Улицкий В. М., Парамонов В.Н. Кудрявцев С.А. Моделирование взаимодействия анкерных фундаментов с морозоопасными пучинистыми грунтами. Взаимодействие сооружений и оснований: Методы расчета и инженерная практика. Труды международной конференции по геотехнике. Санкт-Петербург 26-28 мая 2005. Том 2. Изд-во АСВ. 2005. С.319-324.
2. Kudryavtsev S.A., Berestyanii Y.B., Fedorenko E.V., Valtseva T.U., Mikhailin R.G. 2009. Research and Development of Rational Structure of Pavement Using Integral Geogrid for Section of Chita – Khabarovsk Highway. 3rd International Geotechnical Symposium on Geotechnical Engineering for Disaster Prevention and Reduction. Harbin Institute of Technology July 22-24, Harbin, China. P. 18-25.
3. Tao, Z.R., Tao, X.X. and Liu, C. 2008. Strong ground motion attenuation estimation from random vibration method. Proc. of International Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation, Indonesia. P.203-208
3. Kudryavtsev S.A., Berestyanii Y.B., Valtseva T.U., Mikhailin R.G., E.D.Goncharova. 2009. Geosynthetical materials in designs of highways in cold regions of Far East. 14th Conference on cold regions engineering. August 30-September 2.. Duluth, Minnesota, USA. P. 45-48.
3. Kudryavtsev S.A., Berestyanii Y.B., Valtseva T.U., E.D.Goncharova. 2008. Simulation of operation of embankment strengthened by geosynthetic materials on thawing permafrost soils. Ninth International Conference on Permafrost. Institute of Northern Engineering. University of Alaska, Fairbanks. June 29-July 3, P.323-324.

Экологический мониторинг участков складирования промышленно-бытовых отходов на болоте Конинник в Онеге

А.Л. Невзоров, А.В. Никитин, А.В. Заручевных

Архангельский государственный технический университет, Архангельск, Россия

В статье приводятся результаты экологического мониторинга участков складирования промышленно-бытовых отходов на болоте Конинник в г. Онеге за период с 2002 по 2009 г.г. На болоте и прилегающей территории ведется мониторинг за химическим составом поверхностных и грунтовых вод, почв, снега, состоянием травяной и древесной растительности, осуществляется контроль объема и технологии складирования отходов, объема стока с болота. По результатам мониторинга составлена программа осуществления первоочередных мер по защите природной среды г. Онеги.

1. ВВЕДЕНИЕ

Начиная с 50-х годов прошлого столетия на болото Конинник в г. Онеге Архангельской области складируются отходы предприятий «Онежский ЛДК», «Онежский гидролизный завод» и «Онегалес», сбросы с Онежского гидролизного завода и городских очистных сооружений (см. рис.3). Общая площадь болота составляет около 4,5 км^2.

Болото характеризуется относительно ровным рельефом с небольшими возвышенностями в его центральной части. Общий сток болотных вод имеет северное направление и осуществляется в Лов-ручей, проходящий по восточной кромке болота и впадающий в Белое море.

С поверхности залегает преимущественно топяной торф. Мощность верхнего слаборазложившегося слоя торфа (степень разложения до 10 %) составляет 1,5…2 м. Этот слой переходит в лесотопяной и топяной торф средней степени разложения (22 – 26 %), мощностью 5 - 6 м. Торф подстилается слоем суглинистого ила, далее – тугопластичными суглинками и глинами. Подстилающие торф грунты являются водонепроницаемыми и служат надежным барьером для попадания загрязняющих веществ в подземные воды.

2. ИСТОЧНИКИ ЗАГРЯЗНЕНИЙ

Отходы Онежского ЛДК (щепа, опилки) вывозились с предприятия на болото Конинник с начала 50-х годов. Объем свалки отходов на 2006 г. составил 709,1 тыс.м^3 (см. рис. 3). Отвалы возвышаются от 5 до 7,5 м над поверхностью болота и занимают 9,04 га.

Онежский гидролизный завод был введен в эксплуатацию в 1954 г. Объем сточных вод до смены технологии в 2003 году составлял 1,80-2,25 млн. м^3 в год. Площадь золоотвала составляет 4,75 га при мощности отвала от 1,4 до 2,1 м над поверхностью болота (см. рис.1,3).

Рис. 1. Участок золоотвала. Усыхание деревьев

Лигнин, складируемый в отвал, на восточной окраине болота (см. рис. 2,3). Площадь отвала равна 24,4 га, высота над по-

верхностью болота от 8,5 до 13,7 м. Отсыпка на свалку завершена в 1997 г. и лигнин частично утилизировался при возведении ограждающей дамбы на золоотвале.

Древесные отходы (ветки и кора) предприятия «Онегалес» размещаются с 50-х годов по настоящее время на восточной стороне болота. Площадь свалки составляет 4,23 га, высота над поверхностью болта от 0,5 до 4 метров (см. рис. 3).

Рис. 2. Отвал лигнина. Подтопление болота

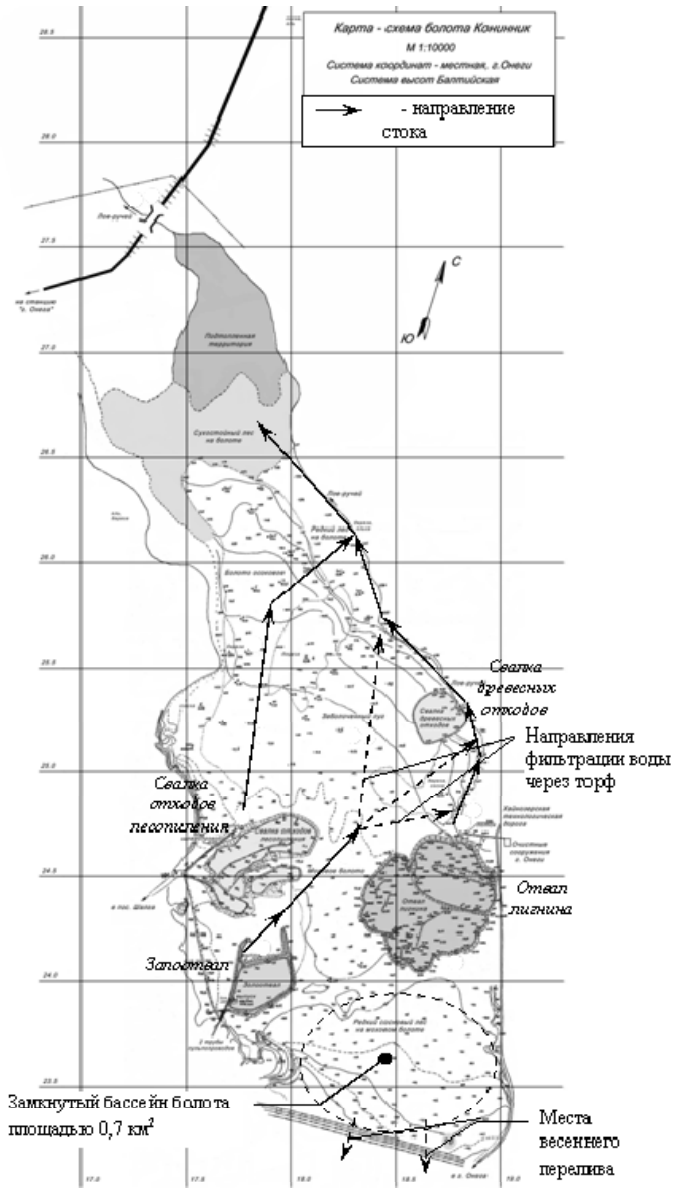


Рис. 3. Схема накопителей промышленно-бытовых отходов на болоте Конинник

На болото поступает около одного млн. $м^3$ в год сточных вод с городских очистных сооружений.

Работы по организации и проведению экологического мониторинга участков складирования промышленно-бытовых отходов на болоте Конинник выполнялись в три этапа:

- сбор предпроектной информации и документации состояния компонентов природной среды и техногенных источников,
- разработка проекта организации и проведения экологического мониторинга,
- организация и проведение мониторинга.

Экологический мониторинг проводится с 2002 года. Целью мониторинга является организация и проведение систематических наблюдений на болоте и на прилегающих к нему территориях за состоянием инженерных сооружений, растительности, динамикой и технологией складирования отходов, химическим составом поверхностных и грунтовых вод, почв, снегового покрова, а также осуществление контроля уровня антропогенной нагрузки на болотные и лесные экосистемы и разработка природоохранных инженерных мероприятий по снижению негативного воздействия техногенных факторов на окружающую среду.

В составе работ по оценке состояния и безопасности инженерных сооружений проводятся работы по техническому обследованию трубопроводов сточных вод, а также водопропускных труб под железнодорожной насыпью и автомобильной дорогой на свалку «Онегалес».

Мониторинг складирования древесных отходов включает выполнение планово-высотной съемки отвалов, уточнение объемов и границ их приращения и контроль технологии складирования отходов.

Мониторинг загрязнения поверхностных вод включает организацию сети постов, выполнение на них систематических наблюдений за уровнями, расходами, химическим составом с учетом направления сброса и движения сточных вод. Посты наблюдений поверхностных вод отмечены на рис.4: выпуск сточных вод гидролизного завода (точка 5); выпуск осветленной воды с золоотвала (точка 4); выпуск стоков с городских очистных сооружений (точка 6); на северной оконечности болота (в трубе под железнодорожной насыпью) (точка 3); в ручье, вытекающем с болота, соседнего с болотом Конинник и не подверженного техногенному загрязнению (точка 7); в трубе под автомобильной дорогой на свалку отходов ОАО «Онегалес» (точка 8).

На предпроектной стадии были выполнены исследования химического состава поверхностных вод в районе болота Конинник. Из перечня загрязняющих веществ были выбраны так называемые реперные вещества (наиболее опасные или с максимальной концентрацией), содержание которых в пробах следует определять регулярно. Для исследуемого болота наиболее информативными для проведения оперативного контроля загрязнения поверхностных и грунтовых вод оказались следующие показатели: ХПК, биогенные элементы (аммоний солевой, фосфаты), нефтепродукты, фенол, лигнинные вещества. Отбор проб поверхностных и грунтовых вод осуществляется два раза в год. Поскольку ПДК на грунтовые воды и грунты отсутствуют, то для оценки содержания загрязнения веществ в пробах использовались ПДК на поверхностные воды для хозяйственно-питьевого (культурно-бытового) использования и почвы.

Наблюдательные скважины для исследования режима и химического состава грунтовых вод организованы на фоновой точке 1 (не подверженной техногенному влиянию) расположена южнее золоотвала (3 пьезометра глубиной 1, 2 и 3 м), точка 2 западнее свалки ОАО «Онегалес» (3 пьезометра аналогичной глубины) (см. рис. 4).

Исследования состояния и загрязненности почв, лесной и болотной растительности включали в себя организацию четырех станций лесного и болотного мониторинга на территории, подверженной антропогенной нагрузке и одной контрольной (фоновой) станции, расположенной на территории без этой нагрузки.

Данные мониторинговых исследований в районе размещения отходов на болоте Конинник заносятся в базы данных информационной системы экологического мониторинга. Информационная система позволяет осуществлять сбор, хранение, обобщение данных мониторинговых исследований в районе размещения отходов на болоте Конинник. Информационная система содержит базу данных результатов мониторинга, а также картографическую информацию.

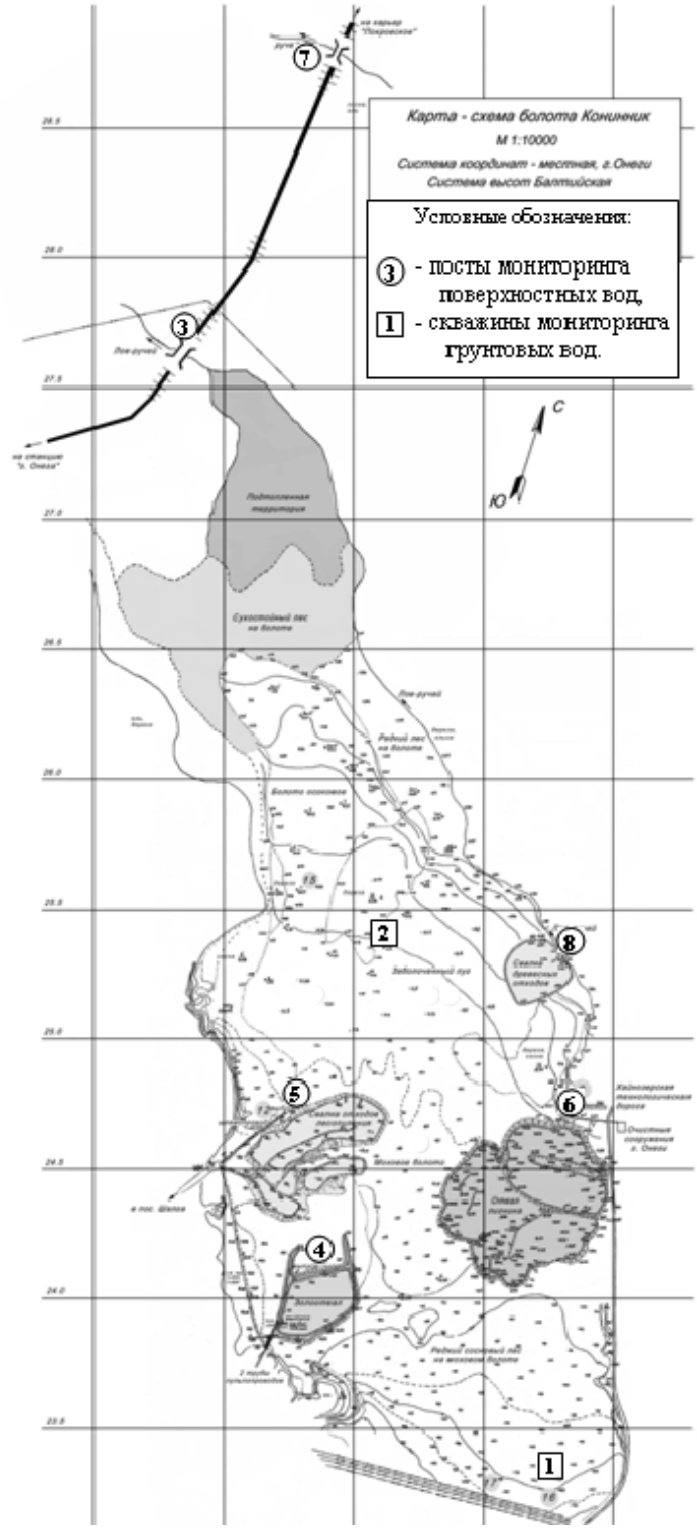


Рис. 4. Схема расположения постов мониторинга поверхностных и грунтовых вод

Ниже приводятся результаты мониторинга растительности, почвенного покрова, поверхностных и грунтовых вод.

3. РАСТИТЕЛЬНОСТЬ

Изучение состояния растительности на болоте Конинник и прилегающих к нему покрытых лесом площадях выявило изменение видового состава напочвенного покрова. Под влиянием болотных вод в зоне фильтрации стоков произошло видоизменение растительности болота. Вместо растений верхового болота в напочвенном покрове в настоящее время доминируют виды растений, характеризующие низинный тип болотообразования (вейники, кипрей болотный, щавель прибрежный, крапива двудомная, в нижнем ярусе листоватые мхи – мниумы). Под воздействием поллютантов произошло и частичное изменение видового состава напочвенного покрова в прилегающих к болоту лесных насаждениях. На границе болота появились виды, указывающие на изменение почвенно-грунтовых условий в сторону увеличения плодородия почвы и избыточности ее увлажнения (крапива двудомная, папоротники, белокрыльник болотный).

Повышение влажности почвы, изменение химического состава почвенных вод в лесных насаждениях, произрастающих на равнинных формах рельефа возле болота, привело к увеличению отпада в древостоях. Зафиксировано уменьшение среднего возраста и изменение химического состава хвои сосны в насаждениях, испытывающих влияние промышленных и хозяйственно-бытовых стоков болота Конинник, по сравнению с фоновыми точками наблюдения.

4. ПОВЕРХНОСТНЫЕ ВОДЫ

Мало загрязненными, учитывая влияние природного фона на результаты определений, следует считать по результатам мониторинга контрольный ручей (точка 7). Незагрязненными остаются подземные воды скважины в расположенном рядом поселке.

Сопоставление с данными фонового загрязнения показывает (по точке 3 «труба под железнодорожной насыпью» и точке 7 «ручей, вытекающий с болота, не подверженного загрязнению»), что содержание взвешенных и лигнинных веществ, ХПК можно отнести за счет естественных источников загрязнения. Загрязнение аммонием солевым, фосфатами, нефтепродуктами и фенолами имеет антропогенное происхождение. Значения кратности превышения предельно допустимых концентраций загрязняющих веществ в поверхностных водах на характерных участках представлены на рис.5.

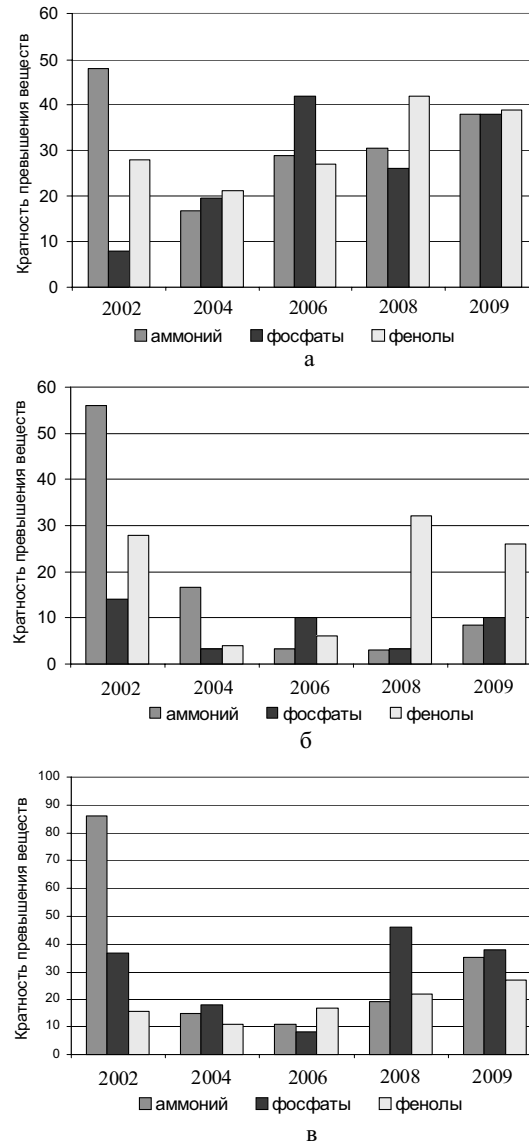


Рис. 5. Кратность превышения загрязняющих веществ в поверхностных водах: а - точка №6 выпуск стоков с городских очистных сооружений, б - точка №5 выпуск сточных вод гидролизного завода, в – точка №3 на северной части болота (в ручье, вытекающем с болота Конинник)

При анализе химического состава сточных вод городской канализации можно отметить, что с 2006 года наблюдается существенное увеличение концентраций фосфатов и фенолов (см. рис. 5). В 2008 и 2009 годах наблюдается увеличение концентрации фенолов в сточных водах Онежского гидролизного завода.

Существенного разбавления сточных вод при их движении по ручью не наблюдается. Это свидетельствует о невысокой скорости поступления воды в ручей с поверхности болота.

В целом за период мониторинга (2002…2009 г.г.) установлено, что вода, поступающая в Белое море с болота «Конинник» имеет уровень загрязнения, значительно превышающий предельно допустимые концентрации.

5. ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ

Данные химического анализа проб грунтовой воды показали, что техногенное загрязнение грунтовых вод наблюдается на всю глубину (1…3 м) исследуемой торфяной залежи в северной части болота. Многократное превышение предельно допустимых концентраций по сравнению с фоновыми значениями имеет место для фосфатов, нефтепродуктов и фенолов.

Образование фенольных соединений может быть следствием протекания процессов деградации гидролизного лигнина и других отходов лесопиления с последующим поступлением продуктов деструкции фенольной природы.

Таблица 1. Кратность превышения превышения предельно допустимых концентраций загрязняющих веществ в грунтовых водах на глубине 2м (пост №2)

Вещество	Год				
	2002	2004	2006	2008	2009
Аммоний	70	26,2	15,4	16,7	15,9
Фосфаты	-	22,8	66,0	53,5	32,9
Нефтепродукты	0	1,9	1	5,4	3,8
Фенол	1003	540	82	1100	1100

По результатам экологического мониторинга специалистами кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов АГТУ в 2005 году были разработаны первоочередные мероприятия по охране природной среды на болоте Конинник, предусматривающие, в том числе, выполнение следующих видов работ: проектирование и строительство новых городских очистных сооружений; рекультивация отвала гидролизного лигнина в соответствии с принятым ранее к производству проектом, утилизация опилок со свалки «Онежский ЛДК» путем сжигания на городской котельной станции. В настоящий момент эта программа частично реализуется и это позволит, в дальнейшем, улучшить состояние окружающей среды г. Онеги.

Вопросы устойчивого развития закарстованных территорий городов в свете положений Градостроительного кодекса Российской Федерации

Е.А. Сорочан
НИИОСП им. Н.М.Герсеванова, Москва, Россия

В.В. Толмачёв, М.В. Леоненко, С.В. Леоненко
ОАО «Противокарстовая и береговая защита», Дзержинск, Россия

АННОТАЦИЯ: В градостроительном кодексе РФ декларируется принцип «устойчивого развития территорий». В докладе сформулированы положения по реализации этого принципа применительно к закарстованным территориям. Нарушение его демонстрируется примерами аварий строительных объектов на карстоопасных участках. Предлагаются правила землепользования и застройки городских территорий на основе количественной оценки карстовых рисков и сравнения их с предельно допустимыми карстовыми рисками, назначаемыми с учётом определенных градаций возможных ущербов экономического, социального и экологического характера. Доказывается, что в настоящее время назрела необходимость разработки стандарта по проектированию зданий и сооружений в карстовых районах, отвечающего новым Федеральным законам России.

1. ВВЕДЕНИЕ

Во многих статьях Градостроительного кодекса Российской Федерации (ГрК) декларируется принцип так называемого “sustainable development of terrains”, т.е. “поддерживаемого развития территорий”. Он был принят ООН в 1987 г. Этот принцип в нашей стране по какой-то причине стал именоваться достаточно абстрактно: “устойчивого развития”, что зафиксировано, например, в “Концепции перехода Российской Федерации к устойчивому развитию” (1996). Думается, что это было сделано неслучайно, так как термин “поддерживаемое развитие” предполагает определённое действие, главным образом, со стороны структур власти разного уровня, а термин “устойчивое развитие” позволяет заменять конкретное действие лишь эффектными призывами.

В ГрК непосредственные ссылки на принцип устойчивого развития территорий содержатся в ряде статей (1, 2, 30, 41), а во многих других статьях он подразумевается и развивается. К сожалению, в самом документе не расшифровывается это достаточно сложное понятие с позиции решаемых Кодексом задач. Это не сделано даже, как ни странно, в достаточно обширных комментариях к нему (Королёв, Плешакова, 2008). Поэтому многие практические работники (проектировщики, изыскатели, заказчики и, особенно, представители административных органов и др.) нередко понимают принципы устойчивого развития лишь по наитию или в упрощённом и даже в выгодном для себя смысле.

В этой статье мы будем использовать принятый в России термин “устойчивое развитие”, но будем подразумевать под ним всё-таки изначальное понятие “поддерживаемое развитие”. Именно оно принципиально важно при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений на территориях развития опасных геологических процессов. Авторы попытались сформулировать положения по реализации принципа устойчивого (поддерживаемого) развития применительно к задачам инженерно-строительного освоения городских закарстованных территорий.

Впервые общие вопросы устойчивого развития в карстовых районах были рассмотрены на Международной конференции, организованной под эгидой ЮНЕСКО (Пекин, 2001).

Необходимость разработки эффективных программ по снижению уязвимости городов от природных и антропогенных воздействий содержится в “Декларации ООН о городах в новом тысячелетии” (2001) и в “Московской декларации Всероссийского совещания по устойчивому развитию городов России” (2002).

В России многие города расположены в карстовых районах. Среди них следует назвать такие крупные города, как Москва,

Казань, Нижний Новгород, Самара, Тула, Уфа. Карстовые процессы вызывают серьёзные проблемы в ряде промышленных центров с экологически опасными производствами (Березники, Соликамск, Дзержинск, Стерлитамак и др.).

Помимо проблем капитальной противокарстовой защиты и эксплуатации сооружений разных уровней ответственности для "карстовых" городов весьма специфичными являются вопросы строительства и эксплуатации метрополитенов и других подземных сооружений, а также устройства фундаментов глубокого заложения. Комплекс специфичных "карстовых" проблем геоэкологического характера возникает при проектировании и эксплуатации систем водоснабжения и водоотведения, трубопроводов, автозаправочных станций, полигонов наземного и подземного захоронения отходов, искусственных водоёмов и др.

2. ПРИНЦИПИАЛЬНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО УСТОЙЧИВОМУ РАЗВИТИЮ ПРИ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНОМ ОСВОЕНИИ ЗАКАРСТОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

На основе учёта основных закономерностей карстового процесса с позиций инженерно-строительных задач и практики строительства в карстовых районах можно сформулировать несколько стратегических положений, которые направлены на реализацию принципа устойчивого развития инженерно-строительного освоения городских закарстованных территорий:

1. Недопустимо перекладывать на плечи будущих поколений проблемы обеспечения безопасности строительных объектов, не решённые в настоящее время.

2. Не усугублять положение с обеспечением безопасности вследствие техногенных воздействий на геологическую среду.

3. Категорически отказаться от пресловутого принципа "авось", прежде всего, для особо опасных, технически сложных и уникальных объектов.

4. При проектно-изыскательских работах, строительстве и эксплуатации сооружений должна быть сформирована особая "культура карстовой безопасности" под девизом "Memento karst – Помни о карсте!", обязывающая своевременно принимать адекватные противокарстовые мероприятия.

5. При хозяйственном освоении закарстованных территорий следует учитывать различные аспекты (типы) карстовой опасности.

6. Параметры проектирования противокарстовой защиты, а также особые условия эксплуатации объектов должны назначаться исключительно по результатам инженерных изысканий, которые позволяют характеризовать опасность и осуществить необходимое и достаточное дифференцирование территории или участка по условиям строительства (ст. 47 ГрК).

7. В сложных инженерно-геологических и геотехнических условиях, при значительных техногенных воздействиях на геологическую среду, а также при проектировании особо опасных, технически сложных и уникальных объектов проектно-изыскательские работы должны дополняться научными исследованиями или соответствующим научным сопровождением (ст.1, 47, 48 ГрК).

8. Рациональный комплекс противокарстовых мероприятий следует определять на основе оценки карстовых рисков и сравнения их с допустимыми значениями, которые должны нормативно назначаться с учётом вероятных ущербов экономического, социального и экологического характера (ст. 2 ГрК).

9. В рамках системы "карстовый процесс – инженерная деятельность" должны формироваться особые режимы технологии строительства и эксплуатации объектов.

10. Недопустимо необоснованное и категоричное вмешательство властей и заказчиков в инженерные решения и в вопросы оценки карстовой опасности.

3. КОММЕНТАРИИ К НЕКОТОРЫМ СФОРМУЛИРОВАННЫМ ПОЛОЖЕНИЯМ

3.1. Основные предпосылки названных положений

Сформулированные выше десять положений базируются на многолетнем отечественном и международном опыте инженерно-строительного освоения закарстованных территорий, в том числе на анализе аварий сооружений в карстовых районах (Sowers, 1996; Aderhold, 2005; Леоненко, Толмачёв,

2006; Мулюков и др., 2006; Сорочан, Толмачёв, 2007).

Были учтены следующие обстоятельства:

-саморазвивающийся и стохастический характер карстового процесса;

-закономерности (механизмы) формирования карстопроявлений;

-значительное влияние техногенных воздействий на активизацию карстовых и карстово-суффозионных процессов;

-реальные возможности инженерных изысканий (с целью прогноза карстовой опасности за заданный расчётный срок) в различных инженерно-геологических условиях применительно к различным сооружениям;

-разные степени инженерно-геологической, экономической и природоохранной эффективности различных способов противокарстовой защиты, которые должны оцениваться в рамках системы "карст-сооружение" (Рекомендации, 1987).

3.2. Вероятностный характер поверхностных карстопроявлений

Положения (1), (3), (4) и (8) определённым образом связаны с вероятностным характером карстопроявлений на земной поверхности или в основании сооружений. Доказано (Толмачёв и др., 1986), что образование карстовых провалов на рассматриваемой территории близко к распределению "редких событий" (Пуассона), а диаметры провалов достаточно хорошо описываются логнормальным распределением или, в ряде случаев, нормальным распределением. Названные и некоторые другие закономерности позволяют определять вероятность поражения строительных объектов карстовыми деформациями заданных размеров за определённое время. Это позволяет обоснованно решать ряд технико-экономических задач (выбор участков для расположения сооружений, определение параметров проектирования противокарстовой защиты, возможность страхования сооружений от негативного воздействия карста и т.д.).

Вероятностный характер карстового процесса нередко "по-своему" используют некоторые нерадивые представители органов власти. Многие из них нередко делают для себя вывод, что за краткосрочное время их пребывания в должности (несколько лет), т.е. за срок, несравнимо меньший расчётного срока сооружений (около 100 лет), вероятность аварий сооружений (и, следовательно, их персональной ответственности) относительно мала. Именно поэтому, как показала наша практика общения с такими "гореначальниками", они оставляют решать проблемы карстовой безопасности следующим поколениям чиновников. После этого цикл повторяется. Характерными примерами такого "подхода" являются катастрофа на заводе "Химмаш" в Дзержинске (1992), аварии на Ново-Сормовской водопроводной станции в Нижнем Новгороде (1994) и на одном из промышленных предприятий в Туле (рис.1).

Рис. 1. Повреждение карстовым провалом промышленного здания в Туле (2005)

3.3. Закономерности формирования карстопроявлений

Положения (2), (4), (5), (6), (7), (9) непосредственно связаны с закономерностями формирования как поверхностных, так и подземных карстопроявлений. Эти закономерности в настоящее время для большинства карстовых районов для инженерно-строительных целей достаточно хорошо изучены (Рекомендации, 1987; Толмачёв и др.,1986; Хоменко, 2003; Aderhold, 2005). Тем не менее, следует заметить, что в нашей стране сложилась такая ситуация, что, несмотря на достаточно убедительные результаты исследований в области механизма карстовых деформаций, они редко учитываются при организации инженерных изысканий и проектировании противокарстовой защиты, в отличие, например, от практики таких работ в США (Zhou, et al, 1999) и Германии (Aderhold, 2005).

В условиях покрытого карста, особенно при глубоком залегании карстующихся пород, первоочередной задачей изысканий на участке расположения сооружения должно быть выявление карстовых аномалий именно в покровной грунтовой толще. На это обстоятельство обращается внимание в Своде правил СП 50-101-2004.

На основе результатов исследований в области механизма формирования карстопроявлений и при проведении карстомониторинга с использованием геофизических методов (Леоненко, 2004) можно осуществлять временное прогнозирование образования карстовых провалов. Такое прогнозирование целесообразно осуществлять для эксплуатируемых объектов с дифференциацией его на следующие группы: оперативное прогнозирование (до 1 года), краткосрочное (до 10 лет), среднесрочное (до 50 лет). На этом основании можно планировать тактику обеспечения карстовой безопасности сооружений (Tolmachev, 2009).

4. ВЛИЯНИЕ ТЕХНОГЕННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ГЕОЛОГИЧЕСКУЮ СРЕДУ

4.1. Постановка задачи

Положение (2) предполагает ясное понимание того, что при значительных техногенных воздействиях на геологическую среду активизация карста неизбежна. Это должно учитываться уже при подготовке документов территориального планирования, правил землепользования и застройки (статьи 14, 28, 30, 34 ГрК).

При инженерных изысканиях влияние техногенных воздействий должно учитываться через прогнозирование развития карстового и карстово-суффозионных процессов путём создания наиболее вероятных сценариев таких воздействий. Это особенно важно при проектировании опасных, технически сложных и уникальных объектов (статьи 47, 48, 481 ГрК).

4.2. Примеры

Техногенные воздействия, влияющие на активизацию карста, по площади их влияния могут иметь: региональный, территориальный и объектный (локальный) характер. Приведём примеры.

Региональное техногенное воздействие можно рассмотреть на примере проекта обоснования инвестиций подъёма уровня Чебоксарского водохранилища. Ориентировочные прогнозные расчёты, выполненные на основе закономерностей провалообразования (Толмачёв, Хоменко, 2008), показали что, если будет реализован такой проект, карстовые риски (вследствие подтопления территорий) в прибрежных зонах жилой застройки заречной части г. Нижнего Новгорода и промрайона г. Дзержинска могут возрасти в несколько раз.

Территориальное техногенное воздействие. В промышленной зоне г. Дзержинска функционирует крупный водозабор подземных вод. Водозабор был сооружён в начале сороковых годов прошлого века на участке, где какие-либо поверхностные карстопроявления отсутствовали. После интенсификации водоотбора из трещинно-карстового водоносного горизонта в семидесятых годах, на участке водозабора и окружающей местности образовалось более 20 провалов с диаметрами от 2 до 20 м. Промышленные здания и сооружения, расположенные на окружающей территории, не имеют должной противокарстовой защиты, соответствующей сложившейся ситуации. Таким образом, из-за игнорирования территориального техногенного воздействия на геологическую среду на определенном временном этапе техноген-

ной нагрузки была создана серьёзная проблема по обеспечению безопасности строительных объектов на значительной территории.

Локальное техногенное воздействие. На территории городов наиболее массовыми вредными воздействиями на геологическую среду являются утечки из дефектных водонесущих коммуникаций (рис.2). Подмечено (Рекомендации, 1987; Newton, Tanner, 1987; Aderhold, 2005), что в "карстовых городах" (особенно, в условиях развития карстово-суффозионных процессов) удельная частота случаев аварийных утечек в грунт (при прочих равных условиях) значительно больше, чем в других городах. Это можно объяснить эффектом "цепной реакции": карстовые деформации (оседания, небольшие провалы и т.п.) постепенно вызывают деформации конструкций водонесущих подземных коммуникаций. В результате этого происходят утечки воды в грунт, что активизирует карстово-суффозионные процессы по трассе прохождения коммуникации и на соседних участках вдоль неё. Несколько таких случаев проанализировано В.П.Хоменко (2003).

Рис. 2. Провал вследствие утечек из водовода в г.Дзержинске (2009)

5. ТИПЫ КАРСТОВОЙ ОПАСНОСТИ

При строительном освоении закарстованных территорий следует иметь в виду, что негативное влияние карста на хозяйственную деятельность в городах имеет несколько аспектов. По характеру карстовой опасности можно выделить следующие основные типы:

-Карстоопасность типа А, обусловленная повышенной чувствительностью закарстованных территорий к загрязнению геологической среды, прежде всего подземных вод.

- Карстоопасность типа В, обусловленная той или иной вероятностью поражения зданий и сооружений или земельных участков поверхностными карстопроявлениями (провалами, оседаниями и др.).

-Карстоопасность типа С, обусловленная возможными осложнениями при строительстве и эксплуатации подземных сооружений и устройстве фундаментов глубокого заложения.

- Карстоопасность типа D, обусловленная утечками воды из искусственных водоёмов.

Отдельные типы карстоопасности с учётом проектной, природоохранной и страховой практики целесообразно дифференцировать на ряд подтипов. Так, карстоопасность типа В следует подразделять на подтипы, связанные со следующими карстопроявлениями: образование внезапных провалов (B_1), постепенное формирование локальных оседаний (B_2), наличие на участке строительства старых карстовых воронок (B_3), образование неравномерных осадок в основании сооружений при наличии локальных подземных карстопроявлений (B_4), формирование общих (медленных) оседаний больших по площади участов (B_5), образование небольших по размерам карстовых (карстово-суффозионных) просадок (B_6) и т.д. Нумерация этих подтипов карстоопасности указана по мере уменьшения относительной карстоопасности для большинства строительных объектов, хотя можно назвать и некоторые исключения.

Кроме названных типов карстоопасности можно наметить их разновидности, связанные с необходимостью решения различных хозяйственных задач. Среди них следует назвать такие, как:

-осложнения эксплуатации систем водоснабжения;

-необходимость корректировки стоимости земель на карстоопасных участках и объектов недвижимости при их продаже;

-страхование строительных объектов с учётом карстовых рисков;

-защита от нарушения прав собственности вследствие активизации влияния карста на хозяйственную деятельность из-за неправомерных действий других юридических лиц на смежных территориях.

Наибольшая опасность на закарстованных территориях в нашей стране справедливо связывается с образованием провалов (подтип B_1). Тем не менее, следует считать

принципиально неверным, когда на практике термины “карстовая опасность” вообще и “провальная опасность” нередко считаются синонимами. Имеется много примеров возникновения аварийных ситуаций в результате именно такого упрощенческого подхода.

6. ДИФФЕРЕНЦИРОВАНИЕ ЗАКАРСТОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ ПО ПРОВАЛЬНОЙ ОПАСНОСТИ

6.1. Краткий исторический обзор

Существует несколько подходов по дифференциации закарстованных территорий по провальной опасности. Анализ некоторых этих подходов ранее был проведён в работах авторов настоящей статьи (Толмачёв и др.,1986; Толмачёв, Леоненко, 2005; Сорочан, Толмачёв, 2007). Среди них следует назвать два подхода, которые получили наибольшее распространение в практике инженерно-строительного освоения закарстованных территорий.

Первый подход основан на общем анализе инженерно-геологической обстановки. Он впервые стал применяться в России ещё в конце XIX века. Рассматриваемая территория, подразделялась, как правило, на три категории с вербальными характеристиками карстовой опасности, например, территории “опасные”, “менее опасные”, “неопасные”.

Такой подход используется во многих городах и в наше время. Так, для города Москвы он даже узаконен (Инструкция, 1985). При этом вербальные оценки карстово-провальной опасности, имеют, по существу, сравнительный характер, однако они звучат как определяющие абсолютную провальную опасность. Это вносит немало субъективных моментов на стыке “изыскания-проектирование”. Кроме того, такая ситуация затрудняет объективное обсуждение различных проектов, прежде всего на общественных слушаниях и как бы даёт основание необоснованно вмешиваться в принятие инженерных решений заказчикам. Лучше бы категории карстоопасности обозначать нейтрально (например, цифрами, буквами и т.п.), как это сделано, например, для карстовых районов в Федеральной Земле Гессен (Германия) при 11 категориях карстовой опасности типа В по условиям строительства (Aderhold, 2005). При таком числе категорий вербальные характеристики карстовой опасности будут просто неуместными.

Второй подход в дифференциации закарстованных территорий по провальной опасности основан на количественном учёте прогнозируемых параметров карстовых провалов. Он известен в нашей стране более 60 лет. В действующем Своде правил 11-105-97 применён способ, в котором категории карстоопасности (“устойчивости”) назначаются по двум прогнозируемым параметрам: (1) удельной интенсивности (λ) провалообразования, относимой на 1 км^2 в год (шесть категорий: I,…, VI) и (2) среднему диаметру (d) провала (четыре категории: А,…, Г). Такой способ в свое время и в определённой мере позволил сделать изыскания в карстовых районах более целенаправленными, приближая их к проектной практике.

Тем не менее, многолетняя практика применения этого способа выявила ряд его недостатков. Назовём некоторые из них.

(1) Термин “устойчивость территорий” неудачен с инженерно-строительной точки зрения. Взамен его практичнее применять термин “карстово-провальная опасность”. В законодательных документах последнего времени говорится об опасности природных процессов на той или иной территории, а не об устойчивости этих территорий.

(2) Необходимо, чтобы порядковые номера категорий карстоопасности возрастали по мере её роста. Это позволило бы увеличить число категорий до практически необходимого числа, например, аналогично классификации территорий по сейсмической опасности (шкала Рихтера).

(3) Размерность удельного показателя интенсивности (λ) провалообразования (число провалов на 1 км^2 в год) трудно воспринимается инженерами- строителями. Целесообразно размерность λ приблизить к инженерно-строительной практике, например, за единицу площади принять 1 га (соизмеримый с площадью большинства строительных площадок), а за единицу времени – 100 лет (расчётный срок службы большинства строительных объектов). Следует заметить, что, численное значение λ при предлагаемых размерностях не изменяется по сравнению с применяемыми в действующих строительных нормах, что важно

для проектно-изыскательской практики.

(4) Указанная выше дифференциация карстово- провальной опасности явно недостаточна для объективной оценки карстовых рисков, требуемой действующими Федеральными Законами (“О техническом регулировании”, “Градостроительный кодекс РФ”, “О безопасности зданий и сооружений”). Изыскатели нередко волевым порядком (иногда привлекая лишь “здравый смысл”), но без проведения необходимых прогнозов и расчётов, назначают категории карстоопасности.

6.2. Определение удельного риска поражения провалами строительного объекта

Оценка и анализ вероятностей поражения карстовыми провалами площади 1 га за 100 лет (Толмачёв, Леоненко, 2005) показали, что с практической точки зрения необходимо и достаточно дифференцировать провалоопасные территории по параметрам λ и d на 8 – 12 групп.

Значения этих параметров должны оцениваться на основе специальных инженерно-геологических изысканий, в том числе, геофизических методов (Леоненко, 2004), экспериментальных, расчётных и экспертно-вероятностных методов (Бешелев, Гурвич, 1980). В данной статье суть этих методов и условия их применения не рассматриваются. Здесь лишь укажем, что признано целесообразным число групп по параметру λ принять от 8 до 12 (от $\lambda = 0$ до $\lambda > 4$), а по среднему диаметру карстовых воронок d – от 8 до 10 групп (от $d < 1$ м до $d > 50$ м). На основании такого дифференцирования можно оценивать удельный риск поражения (P_r) провалами участка площадью 1 га за срок 100 лет (Толмачёв, Мамонов, 2009), или, при необходимости, риск недопустимого повреждения конкретного сооружения за заданный срок (например, за время до плановой реконструкции сооружения).

В соответствии с Градостроительным кодексом и другими законодательными документами последнего времени риск опасных природных процессов (P_r) должен сравниваться с допустимым риском, назначаемым с учётом возможных экономических, социальных и экологических последствий (ущербов).

С целью сравнения удельного “карстового” риска с допустимыми значениями риска (R_n), которые целесообразно нормировать также на 1 га за время 100 лет. Предложена соответствующая матрица значений R_n, (Толмачёв, 2007, 2009), в которой эти значения колеблются в широких пределах (от 0,1 до 0,0001). Их целесообразно (прежде всего, для особо опасных, технически сложных и уникальных объектов) корректировать с учётом конкретных конструктивных особенностей проектируемого объекта и реально предполагаемых экономических, социальных и экологических последствий, в случае аварийных ситуаций.

Назначение вариантов противокарстовых мероприятий целесообразно проводить с использованием относительного уровня карстового риска $LR = P_r / R_n$ (таблица 1). При этом следует иметь в виду, что осуществление тех или иных противокарстовых мероприятий понижает P_r и (или) повышает R_n.

Таблица 1. Комплекс экономически оправданных мероприятий по снижению риска в зависимости от LR

LR	Противокарстовые мероприятия
< 0,1	Не проводятся
0,1-0,3	А) Недопущение значительных техногенных воздействий на геологическую среду
0,3-1	Б) Отказ от отдельно стоящих фундаментов в каркасных зданиях + А
1-3	В) Конструктивная противокарствая защита +А+Б
3-10	Г) Регулярный контроль за состоянием конструкций +А+Б+В
10-30	Д) Специальные сигнальные устройства +А+Б+В+Г
30-100	Е) Повышение жесткости верхнего строения +А+Б+В+Г+Д
100-300	Ж) Закрепление карстующихся пород +А+Б+В+Г+Д+Е
>300	Строительство не рекомендуется

7. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Использование изложенных подходов в реализации принципа устойчивого развития

при строительстве в карстоопасных районах возможно через создание специального нормативного документа. Таким документом может быть, например, “Стандарт по инженерно-строительному освоению закарстованных территорий”, подготовку которого целесообразно выполнить под эгидой РОМГГиФ.

8. ЛИТЕРАТУРА

Бешелев С.Д., Гурвич Ф.Г. 1980. Математико-статистические методы экспертных оценок. Москва: Статистика.

Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах г. Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов. 1984. Москва: Мосгорисполком.

Королёв А.Н., Плешакова О.В. 2008. Комментарий к Градостроительному кодексу Российской Федерации. Москва: Юстицинформ.

Леоненко М.В. Опыт использования геофизических методов при оценке карстоопасности. 2004. В кн.: В.Н.Дублянский (ред.) *Карстоведение – XXI век: теоретическое и практическое значение; Материалы Международного симпозиума,* Пермь, Россия, 25-30 мая 2004, с.228-230. Пермь: ГОУ ВПО “Пермский государственный университет”.

Леоненко М.В., Толмачёв В.В. 2006. Анализ причин повреждения промышленного здания в Туле вследствие карстовых провалов. В кн.: А.Л.Готман (ред.) *Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях.* Том 2. Уфа: БашНИИСТРОЙ, с. 86-91.

Мулюков Э.И., Колесник Г.С., Урманшина Н.Э. 2006. 2006. В кн.: А.Л.Готман (ред.) *Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях.* Том 2. Уфа: БашНИИСТРОЙ, с. 98-106.

Рекомендации по использованию инженерно-геологической информации по выбору способов противокарстовой защиты. 1987. Москва: Стройиздат.

Сорочан Е.А., Толмачёв В.В. 2007. Анализ аварий сооружений на закарстованных территориях. В кн.: *Российская геотехника – шаг в XXI век; Труды юбилейной конференции, посвящённой 50-летию РОМГГиФ. Том I.* Москва, 15-16 марта 2007, с. 154-162. Москва: НИИОСП.

Толмачёв В.В., Троицкий Г.М., Хоменко В.П. (ред. Е.А.Сорочан). 1986. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. Москва: Стройиздат.

Толмачёв В.В., Леоненко М.В. 2005. Проблемы классификации закарстованных территорий по провальной опасности. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, № 2, с. 11-14.

Толмачёв В.В. 2007. О допустимых рисках строительства в карстовых районах. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, № 5, с. 19-21.

Толмачёв В.В., Хоменко В.П. 2008. Обоснование экспертного заключения по влиянию подъёма уровня Чебоксарского водохранилища на возможность активизации карстовых и карстово-суффозионных процессов. В кн.: *Проблемы и задачи инженерно-строительных изысканий. Проблемы инженерной геологии карста урбанизированных территорий и водохранилищ; Материалы Всероссийской научно-практической конференции,* Пермь, 2008, с. 275-280. Пермь: ПГУ.

Толмачёв В.В., Мамонов Т.Ф. 2009. О допустимых карстовых рисках для строительных объектов. В кн.: В.Н.Бурова (ред.) *Проблемы снижения природных опасностей и рисков; Материалы Международной научно-практической конференции “Геориск”. Том II,* 2009, с. 33-38. Москва: Изд-во Российского университета дружбы народов.

Хоменко В.П. 2003. Закономерности и прогноз суффозионных процессов. Москва: ГЕОС.

Aderhold, G. 2005. Klassifikation von Erdfällen und Senkungsmulden in karstgefährdeten Gebieten Hessens – Empfehlungen zur Abschätzung des geotechnischen Risikos bei Baumassnahmen. *Geologische Abhandlungen Hessen,* Band 115. Wiesbaden: HLUG.

Newton, J.G., Tanner, J.M. 1987. Case histories of induced sinkholes in the eastern United States. In B.F. Beck & W.L. Wilson (eds), *Karst hydrogeology: engineering and environmental applications; Proceedings of the second multidisciplinary conference on sinkholes and the environmental impacts of karst,* Orlando, USA, February 9-11, 1987, pp. 15-23. Rotterdam-Boston: A.A.Balkema.

Sowers, G.F. Building on sinkholes. 1996. New York: ASCE press.

Tolmachev, V.V. 2009. New challenges in engineering karstology in Russia. In I. Vrkljan (ed), *Rock engineering in difficult ground conditions soft rocks and karst; Proceedings of Regional Symposium ISRM,* Dubrovnik-Cavtat, Croatia, Oktober 29-31, 2009, pp. 741-744. Boca Raton-London-New York, Leiden: CRC Press – A Balkema Book.

Zhou, W., Beck, B.F. Stephenson, J.B. 1999. Application of electrical resistivity tomography and natural-potential sinkhole collapse areas in a covered karst terrane. In B.F. Beck, A.J. Pettit & J.G. Herring. *Hydrogeology and engineering geology of sinkholes and karst; Proceedings of the seventh multidisciplinary conference on sinkholes and the environmental impacts of karst,* Harrisburg- Hershey, USA, Aprill 10-14, 1999. pp. 187- 193. Rotterdam-Boston: A.A.Balkema.

**Научно-исследовательский,
проектно-изыскательский
и конструкторско-технологический
институт оснований и подземных
сооружений им. Н.М. Герсеванова**

НИИОСП им. Н.М. Герсеванова

Ведущий институт России в области геотехники, оснований, фундаментов и подземных сооружений

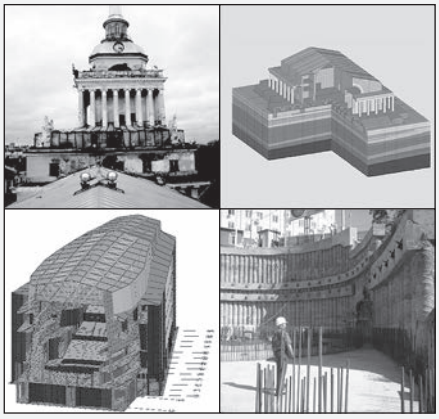
- Научные исследования
- Инженерные изыскания
- Расчеты
- Проектирование
- Экспертиза
- Разработка норм

НИИОСП им. Н. М. Герсеванова ОАО "НИЦ "Строительство"
109428, Москва, 2-я Институтская ул., стр. 12
Телефоны: (499) 170-57-92, (499) 170-63-12
Тел./Факс: (499) 171-22-40, факс: (499) 170-27-57
e-mail: niiosp@niiosp.ru
http://www.niiosp.ru

ГРУППА КОМПАНИЙ

ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ

архитектурное проектирование и конструирование,
геотехника, сложная реконструкция,
инженерная реставрация зданий



Группа компаний «Георекострукция» (GRF) создана 15 лет назад ведущими петербугскими геотехниками и проектировщиками. Со дня основания компания поддерживает и приумножает традиции и интеллектуальный потенциал петербургской школы строительного проектирования.

В GRF возрождены лучшие традиции научно-исследовательских проектных институтов на новом уровне развития строительной науки. Объединение научных исследований в области геотехники, расчетов и проектной практики составляют основу конкурентного преимущества фирмы. Участие в крупных международных проектах обеспечивает GRF обмен опытом с ведущими отечественными и зарубежными геотехническими и проектными фирмами.

Обследование технического состояния
- Объектов строительства и недвижимости
- Исторических зданий и сооружений

Геотехническая оценка и обоснование проектов
- Оценка инвестиционной привлекательности объекта
- Геотехнические исследования
- Геотехнический расчет, проектные решения
- Выбор безопасной технологии производства работ
- Геотехнический расчет влияния строительства или реконструкции на прилегающую застройку, подземное пространство и подземные коммуникации
- Разработка геотехнического обоснования проекта

Геотехнический мониторинг
- Разработка проектов производства работ и геотехнического регламента ведения специальных работ
- Отладка щадящих технологических режимов
- Контроль деформаций объектов
- Контроль технического состояния застройки
- Контроль уровня грунтовых вод
- Контроль параметров колебаний грунта и конструкций
- Контроль качества возведенных конструкций

Изыскания в условиях городской застройки
- Инженерно-геодезические
- Инженерно-геологические
- Геофизические

Гражданское и промышленное проектирование
- Архитектурное проектирование
- Строительное проектирование и конструирование
- Комплексная разработка обоснований инвестиций (ТЭО), проектов и рабочей документации
- Проекты инженерной реставрации исторических зданий
- Проекты строительства, реконструкции и усиления подземных конструкций в сложных инженерно-геологических условиях
- Проекты геотехнического водоотведения и гидроизоляции
- Фундаменты под машины с динамическими нагрузками
- Стоимостная и техническая оптимизация проектов
- Экспертиза проектов, проектных решений

Специальные работы
- Проектирование и мониторинг сейсмостойких объектов
- Научно-техническое сопровождение строительства и экспертиза безопасности объектов

190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4
тел./факс: (812) 316-6118, 575-3587, 251-7098
e-mail: mail@georec.spb.ru http://www.georec.spb.ru

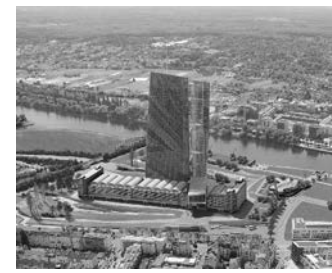
ИНЖЕНЕРНАЯ АССОЦИАЦИЯ ПРОФЕССОРА КАТЦЕНБАХА

ЭКСПЕРТЫ ПО ВОПРОСАМ ГЕОТЕХНИКИ

ФРАНКФУРТ-НА-МАЙНЕ · ДАРМШТАДТ · МОСКВА · КИЕВ

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DARMSTADT

Геотехнические инженерные услуги:



- Консультирование
- Проектирование
- Конструктивные расчеты
- Проверка и оптимизация проектов
- Научно-исследовательская деятельность совместно с институтом геотехники Технического Университета г. Дармштадт

в следующих областях:

- Фундаменты высотных зданий / Комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСПФ)
- Глубокие котлованы
- Туннели
- Высокоскоростные железные дороги · Аэропорты
- Гидротехнические и берегоукрепительные сооружения
- Водопонижение и дренаж
- Геотермальная энергия
- Подземные хранилища · Контаминация грунтов
- Улучшение грунтов
- Устойчивость склонов · Подпорные стены
- Мониторинг
- Полевые испытания
- Национальный и международный арбитраж

Руководящие соучредители:

Профессор, д.т.н. Рольф Катценбах

Дипл. инженер Хельмут Хоффманн

Д.т.н. Маттиас Фоглер

Главный офис:
Германия / Germany
65931 Frankfurt am Main
Pfaffenwiese 14 A
Тел.: +49 69 / 9 36 22 30
Факс: +49 69 / 36 10 49
E-Mail: sekretariat@katzenbach-ingenieure.de
Internet: http://www.katzenbach-ingenieure.de

ООО Фирма «Балтий»
Коллективный член Российского Общества по Механике грунтов, Геотехнике и Фундаментостроению
191028, г. Санкт-Петербург, ул. Фурштатская, д. 19, пом.35-Н
тел. (812)-528-35-70, тел./факс (495) 916-08-96 (г. Москва)
e-mail: baltiy@yandex.ru

Свидетельство о допуске к работам, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства Серия СС №0001458 Рег. Номер С-1-10-1516 от 19.03.2010г.
Свидетельство о допуске к работам по подготовке проектной документации, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства №П-119-18012010-7803018008-0012-2 от 22 марта 2010г.
Свидетельство о допуске к работам по инженерным изысканиям, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства.. Рег. Номер записи СРО-И-003-14092009.

ООО фирма «Балтий» создана 1 октября 1991 года, в самом начале перестройки Российского общества - период, когда большинство зданий в центральной части Российских городов нуждались в реставрации и реконструкции, а также появлялись объекты нового строительства. География выполненных фирмой работ разнообразна; за время её существования освоены и сданы объекты в Москве, Санкт-Петербурге, Смоленске, Одессе, Пскове, Сочи, и других городах России. Но особое место в истории фирмы занимают объекты Москвы. Сотрудниками фирмы были успешно проведены работы в Кремле, при строительстве гостиницы «Арарат», на объектах «Центробанка» института «Нейрохирургии», и на многих других объектах, в том числе объектах культурного и исторического наследия.

Гостиница «Арарат парк Хайатт»

Щербаковские палаты

Фирма осуществляет полный комплекс работ: обследование, инженерно-геологические изыскания, разработку технических решений и проектно-сметной документации, выполнение и контроль качества строительно-монтажных работ, в том числе на объектах культурного наследия, проведение экспертизы проектов и научно-технической документации, выполнение функций генпроектировщика, генподрядчика, заказчика.

Подобная организация позволяет успешно проводить уникальные работы, часто связанных с принятием нестандартных решений. Фирма является лауреатом премии «Элита национальной экономики», и «Предприятие 2007 года».

BAUER ТЕХНОЛОГИЯ

- Фундаменты
- Упрочнение грунтов
- Ограждения котлованов
- Разработка грунта

www.rusbauer.ru

ООО "БАУЭР Технология" ■ 119119 Москва, РФ, Ленинский проспект, 42, корп. 1
Тел.: +7 (495) 663-93-91 ■ Факс: +7 (495) 663-93-92 ■ inbox@rusbauer.ru

ПРОЕКТНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ ФИРМА

Разрядно-Импульсные Технологии и Аппараты

Первая свая–РИТ
изготовленная в Германии

Старый гостинный двор
10 000 свай–РИТ

1. В основании свай-РИТ зона уплотнения грунта больше, чем у забивных свай.
2. Сваи-РИТ обладают высокой несущей способностью и жесткостью. Под нагрузкой 240 т осадки сваи-РИТ ∅ 300 мм не превышают 20 мм под нагрузкой 130 т – 10 мм
3. Высокая несущая способность и жесткость свай-РИТ позволяют их применять вместо буронабивных свай ∅1000 мм в основаниях зданий высотой 120 и более метров.
4. Щадящее сейсмическое воздействие на рядом стоящие здания. Серией сейсмически безопасных электровзрывов формируют сваю-РИТ, несущая способность которой больше чем у забивной сваи.
5. При изготовлении свай-РИТ осуществляется надежный контроль за размерами формируемых в грунте зон уширений.
6. Несущая способность корня грунтового анкера-РИТ превышает прочность стального тяжа.
7. Для устройства свай-РИТ высокой несущей способности используют скважины небольших диаметров, снижается объем вывозимого грунта, что очень важно при работе в подвалах, сооружениях ГО и в центре города.
8. Экологическая безупречность.

БУРОВЫЕ СВАИ И АНКЕРА

Высотный комплекс зданий
на проспекте вернадского
899 свай ∅300 мм L=21м
425 свай ∅300 мм L=19м
нагрузка 150 т. на сваю

СУЩНОСТЬ ТЕХНОЛОГИИ

Грунт или бетонную смесь обрабатывают серией разрядов импульсов тока - электровзрывов, там где требуется по расчету. В результате происходит глубинное уплотнение грунта, формируется тело сваи или корень анкера, цементируется грунт или кладка стен.

Изготовляемые по этой технологии сваи и анкера называют:

СВАИ-РИТ и АНКЕРА РИТ

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНЛОГИИ

- усиление сложных фундаментов, в том числе из подвалов без перерывов функционирования наземной части здания;
- крепление бортов котлованов;
- изготовление грунтовых анкеров с натяжением до 100 тонн и более;
- глубинное уплотнение грунтов;
- сооружение новых фундаментов глубокого заложения и фундаментов под знакопеременные нагрузки;
- цементация кирпичной и бутовой кладки;
- горизонтальная гидроизоляция кирпичных стен;
- цементация контакта «фундамент–грунт»;

121357, г. Москва, ул. Верейская, д. 8, корп. 1
(495) 443-18-84, 443-75-60, 443-61-57
www.rita.com.ru E-mail: mail@rita.com.ru

Общество с ограниченной ответственностью
НАУЧНО ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ФИРМА

ФУНДАМЕНТСТРОЙПРОЕКТ

КОМПЛЕКСНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ
Фирма и руководители - члены российского общества
по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению, эксперты МГЭ.
Фирма имеет лицензию на осуществление деятельности по реставрации объектов
культурного наследия (памятников истории и культуры)

109428, Москва, Рязанский проспект, 59, НИИОСП к. 223, 211.
www.fsp-um.ru
тел/факс: 8-495-411-9091, 8-499-170-2828, E-mail: 1702828@rambler.ru

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ФИРМЫ

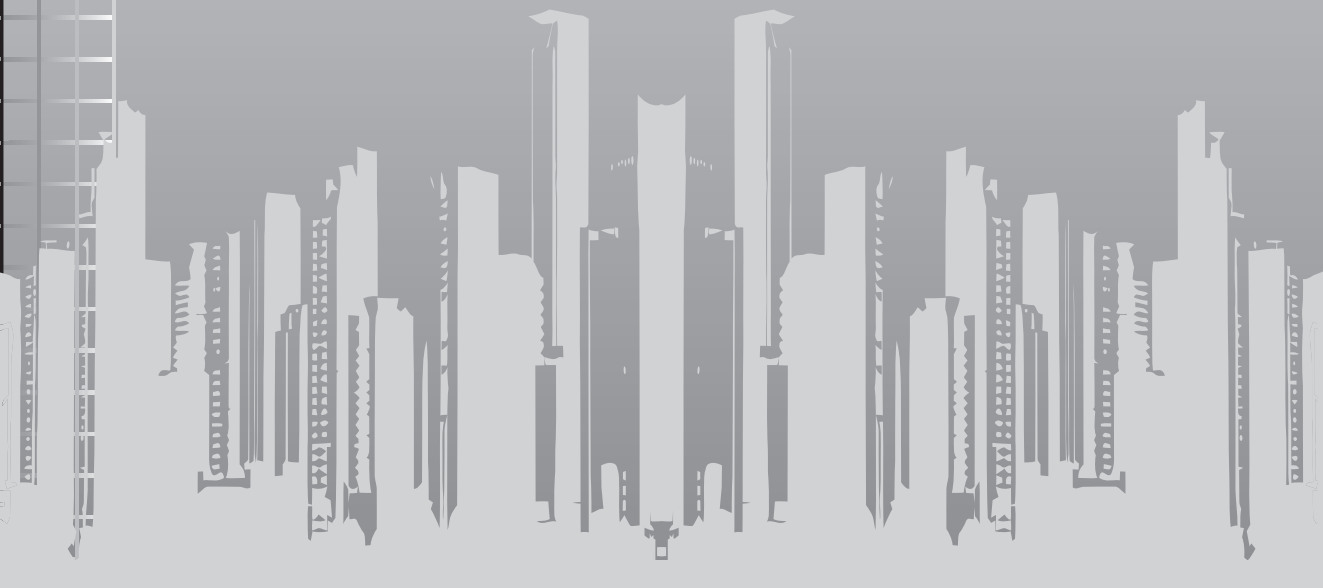
- инженерные, геодезические и геологические изыскания, обследование оснований, фундаментов и надземных конструкций зданий, испытания свай динамическими и статическими нагрузками;
- геотехнический мониторинг за сохранностью окружающей застройки в том числе контроль перемещений сооружений с помощью высокоточных геодезических приборов, измерение деформаций и напряжений в грунтах и несущих конструкциях и интерактивное проектирование по результатам этих измерений;
- весь комплекс производства работ нулевого цикла, в том числе устройство нулевых циклов методом «сверху-вниз», возведение фундаментных плит, фундаментов, монолитных стен и перекрытий;
- углубление подвалов с дальнейшим строительством подземных помещений (гаражей, банковских хранилищ, бассейнов и пр.) при реконструкции зданий;
- все виды свайных фундаментов из забивных, буронабивных и буроинъекционных свай;
- усиление фундаментов буроинъекционными сваями с уплотненным забоем;
- уплотнение основания щебеночными сваями с применением пневмопробойников;
- укрепление основания цементацией «микродур», силикатизацией и смолизацией;
- устройство щелевых фундаментов, ограждения подземных частей сооружений и грунтовых массивов по струйной технологии «jet grounting».

ИНЖЕНЕРНО-КОНСУЛЬТАЦИОННЫЙ ЦЕНТР ПРОБЛЕМ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ

+7(499) 170-28-26 www.eccpf.ru

Инженерно-консультационный центр проблем фундаментостроения - специализированная высокопрофессиональная организация, предлагающая полный комплект услуг в сфере геотехнического консалтинга и проектирования:

- Геотехническое сопровождение строительных объектов
- Разработка проектной документации
- Выполнение всех видов геотехнических расчетов, включая математическое моделирование
- Техническое обследование зданий и сооружений
- Геотехнический прогноз и мониторинг
- Экспертно-консультационная деятельность
- Разработка геотехнического программного обеспечения



ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ

ИНСТИТУТ КАНАЛСТРОЙПРОЕКТ

IQC Institute of Quality & Control

РЕГИСТР ИСО 9001

РСС СИСТЕМЫ КАЧЕСТВА

ЭКО СЕРТИФИКА

STANDARD CERTIFICA SC

Компания Институт «Каналстройпроект» - профессионал в области проектирования и строительства инженерных систем, коммуникаций, дорог, тоннелей, жилых, общественных и промышленных зданий.

За год ООО «Институт «КАНАЛСТРОЙПРОЕКТ» выполняет более 200 крупных проектов, половина из которых является заказом правительства г.Москвы. Общая численность персонала компании превышает 2 тысячи человек.

В самом ООО «Институт «Каналстройпроект» сейчас около 600 сотрудников, подавляющее большинство которых (80%) специалисты с высшим образованием в возрасте до 30 лет.

В СТРОИТЕЛЬНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ МЫ ВЫПОЛНЯЕМ:

- Проектирование жилых, общественных и промышленных зданий на всех стадиях от архитектурной концепции до ввода в эксплуатацию.
- Проектирование и реконструкция тепловых магистралей, водопроводных сетей, ливневой канализации, канализационных сетей, линий связи и силовых линий.
- Проектирование всех видов специальных способов работ: искусственное замораживание грунтов, водопонижение, искусственное закрепление грунтов, стена в грунте, буронабивные и буросекущие сваи.
- Проектирование автоматизированных систем управления дорожным движением, светофорных объектов, комплексных, локальных и временных схем организации дорожного движения, дислокации дорожных знаков, дорожных ограждений и направляющих устройств, схем дорожной разметки.
- Проектирование электрохимической катодной защиты.
- Проектные, производственные, научно-исследовательские и консалтинговые работы в области строительной экологии, гидрогеологии и инженерной геологии.
- Проектирование новых, перекладка и реконструкция существующих коллекторов, а так же проектирование вентиляции и водоудаления.
- Проектирование щитовых тоннелей для прокладки в них тепловых магистралей, водопроводных сетей, ливневой канализации, канализационных сетей, кабелей высокого напряжения.
- Проектирование с использованием современных средств моделирования, расчётов, новейших технологий и материалов, в конструкциях мостов, путепроводов, эстакад и других типах сооружений транспортного строительства.

ООО «Институт «Каналстройпроект» является членом Тоннельной ассоциации России, Российского общества бестраншейных технологий.

Наш адрес:
117218, Москва, ул.Кржижановского, д.20/30, корп.1
Тел.: +7 (495) 276-14-70
Тел./факс: +7 (499) 124-62-11

ООО «НПО «ОЛИМПРОЕКТ»

ИЗЫСКАНИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

КОМПЛЕКСНЫЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КОТЛОВАНОВ, ФУНДАМЕНТОВ И ПОДЗЕМНЫХ ЧАСТЕЙ СООРУЖЕНИЙ

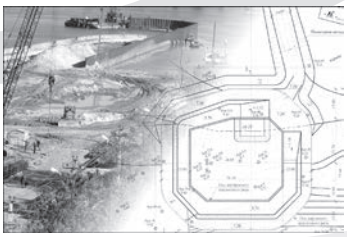
ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ

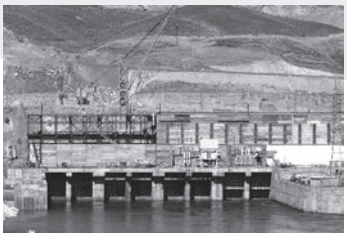
105264, г. Москва,
Ул. Верхняя Первомайская, 35-32

Тел.:+7 (495) 728-82-62
Факс: +7 (495) 972-32-92
E-mail: info@olimproekt.ru

ИНСТИТУТ
ГЕОСТРОЙПРОЕКТ

Проектирует:





- Противофильтрационные мероприятия
- Укрепительные работы
- Ограждающие конструкции
- Фундаментные плиты, свайные фундаменты и ростверки
- Дренажи
- Водопонижение
- Водозаборы
- Гидроизоляцию
- Промышленные и гражданские здания и сооружения любого назначения
- Электроснабжение специальных видов работ и сооружений
- Организацию специальных и общестроительных работ

Тел./факс: 781-82-40

www.geosp.ru o gsp@geosp.ru

НИИОСП

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ,
ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ
И КОНСТРУКТОРСКО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ
ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ
СООРУЖЕНИЙ ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА
(НИИОСП ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА)

GRF

ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ
ФУНДАМЕНТПРОЕКТ

TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT

Разрядно Импульсные Технологии и Аппараты

BAUER ТЕХНОЛОГИЯ

БАЛТИЙ

НИПО ОЛИМПРОЕКТ

ФУНДАМЕНТСТРОЙПРОЕКТ

Геостройпроект

ЗАО "ИНЖЕНЕРНО - КОНСУЛЬТАЦИОННЫЙ
ЦЕНТР ПРОБЛЕМ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ"
CENTRE FOR FOUNDATION ENGINEERING PROBLEMS

ИНСТИТУТ КАНАЛСТРОЙПРОЕКТ